

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

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

ҚАДАЛЫҚ ІРГЕТАСТАР

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

**ҚР ЕЖ 5.01-103-2013
СП РК 5.01-103-2013**

**Ресми басылым
Издание официальное**

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

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

Нұр-Сұлтан 2021

АЛҒЫ СӨЗ

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

ПРЕДИСЛОВИЕ

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

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

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

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

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

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ	IV
1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ.....	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	1
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР.....	2
4 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ КЕЗІНДЕГІ ҚОЛАЙЛЫ ҚҰРЫЛЫСТЫҚ ШЕШІМДЕР.....	2
4.1 Жалпы ережелер	2
4.2 Инженерлік–геологиялық ізденістерге қойылатын талаптар	4
4.3 Қадалардың жіктелуі.....	8
4.4 Қадалы іргетастарды жобалау.....	11
4.4.1 Есептеулер бойынша берілетін негізгі нұсқаулар	11
4.4.2 Қадалардың көтеру қабілетін анықтайтын есептік әдістер	16
4.5 Қадалардың көтеру қабілетін далалық зерттеулердің нәтижелері бойынша анықтау	30
4.6 Қадалы іргетастар мен олардың негіздерін деформациялар бойынша есептеу	42
4.7 Қадалы іргетастардың жантаюын есептеу	48
4.8 Қадалардың көлденең ауытқуларын есептеу.....	49
5 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ҚҰРАСТЫРУ	52
6 ШӨККІШ ТОПЫРАҚТАРДАҒЫ ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	58
7 ІСІНГІШ ТОПЫРАҚТАРДАҒЫ ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	62
8 КЕН ӨНДІРІЛУ ЖЕРЛЕРІНДЕГІ ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	63
9 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ОРНАТУ КЕЗІНДЕГІ ҚҰРЫЛЫСТЫҚ БАҚЫЛАУ	67
10 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ РЕСУРСТАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ .	68
10.1 Энергия тұтынушылықтың азайтылуы	68
10.2 Табиғи ресурстарды ұтымды пайдалану	69
10.3 Құрылысты жобалау кезіндегі ескерілетін экологиялық талаптар	70
11 СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ	72
А қосымшасы (міндетті) Қаданы тік, көлденең және аударушы күштердің бірлескен әрекетіне есептеу	79
Б қосымшасы (міндетті) Іргелі қырларының көлбеулігі $i_p > 0,025$ болатын пирамидалдық қадалардың көтеру қабілетін есептеу.....	87
В қосымшасы (міндетті) Таспалық қадалы іргетастардың шөгуін анықтау	89
Г қосымшасы (міндетті) Ығысу модулін ескеріп, жеке қаданың шөгуін анықтау.....	90
Д қосымшасы (міндетті) Топырақтарды далалық жағдайда қадалармен сынақтайтын қондырғылардың сұлбалары	91
БИБЛИОГРАФИЯ	93

КІРІСПЕ

Осы ережелер жинағы қадалар негізін жобалау үшін қолданылатын «Ғимараттар мен имараттардың, құрылыс материалдары мен бұйымдарының қауіпсіздігіне қойылатын талаптар» Техникалық регламентінің дәлелді негіздерінің нормативтік құжаттарының бірі болып табылады.

Осы ережелер жинағы, ҚР ҚН 5.01-03-2013 «Қадалық іргетастар» қолайлы шешімдер мен жұмысшы сипаттамаларының талаптарына параметрлерді белгілейді.

Мемлекеттік нормативтердің басты бағыты - құрылыс сенімділігі мен қауіпсіздігін, салынған нысандардың пайдалану кезінде орнықты қызмет атқаруын қамтамасыз ету.

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

ҚАДАЛЫҚ ІРГЕТАСТАР**СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ**

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы ережелер жинағы негізгі жағдайларды белгілейді де, жаңадан салынатын және қайта құрылатын ғимараттар мен имараттардың қадалы іргетастарын жобалауға ұсынылады.

1.2 Осы ережелер жинағының нұсқаулары бойынша, динамикалық жүйелер жағдайындағы машиналардың қадалы іргетастарын және де теңіздік мұнай өндіретін және құрлықтық қайраңында тұрғызылған, тереңдігі 35 м-ден асатын тіректері бар басқа да ғимараттарды жобалауға болмайды.

1.3 Осы ережелер жинағы құрылыста және пайдалану кезінде ғимараттар мен имараттардың қадалы іргетастарының қауіпсіздігін қамтамасыз етуге бағытталған қолайлы шешімдерді қамтиды.

1.4 Осы ережелер жинағының баптары, барлық қадалы іргетастарды жобалау және орнату кезеңдерінде орындалуға тиісті.

1.5 Қауіпті геологиялық үрдістер (карст, шөккін) бар немесе пайда болуы мүмкін жағдайда салынатын үймереттер мен ғимараттардың қадалы іргетастары ҚР сәйкес нормативтік құжаттарының қосымша талаптарына сай жобалануға тиісті.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы ережелер жинағында келесі құжаттарға сілтемелер пайдаланылған:

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

ҚР ҚН 5.01-03-2013 Қадалық іргетастар.

Ескертпе - Ұсынылған ережелер жинағын қолдануда сілтеме жасалған құжаттарды жыл сайын жаңартылып отыратын «Қазақстан Республикасы шекарасында қызмет атқаратын сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативті құқылы және нормативті-техникалық тізім», «Қазақстан 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 ауыстырылмай алынып тасталса, онда оған сілтеме берілген ереженің бөлігі ғана қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы ережелер жинағында ҚР ҚН 5.01-03 атаулар мен анықтамалар қолданылған, сонымен қатар қосымша:

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

3.2 Ғимарат: Қызметтік міндетіне байланысты, көтергіш және аралық бөлгіш конструкциялардан тұратын жер бетінде міндетті түрде тұйықталған көлем құрайтын, адамдардың өмір сүруіне немесе болуына, өндірістік үрдістер атқаруға, сондай-ақ материалдық құнды заттарды орналастыру және сақтау мақсатымен салынған жасанды құрылыс. Ғимараттың жерасты бөлігі болуы мүмкін.

3.3 Құрылыстық конструкция: Құрылыс материалдарынан және/немесе бұйымдарынан жасалған құрылыстық нысанның тұрақты элементі, белгілі көтергіштік, арабөлгіштік және/немесе көркемдік қызмет атқаратын үймереттің немесе басқа да құрылыстық ғимараттың бөлігі.

3.4 Жүктемелердің есептік сұлбасы (нұсқасы) (есептік жағдайы): Белгілі есептеулерде бір уақытта ескерілуге тиісті, жүктемелердің бір-бірімен сиысатын әсер ету сұлбалары, ауыспалы және тұрақты әсерлермен берілген деформациялары мен ақаулар.

3.5 Ережелер жинағы (ҚР ЕЖ: Тәжірибеде ресми түрде танылған және негізделген және оларды құрылыс нормаларының міндетті талаптарына сәйкес жүзеге асыруға мүмкіндік беретін ұсынылған ережелер, ережелер мен параметрлерді қамтитын нормативтік-техникалық құжат.

4 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ КЕЗІНДЕГІ ҚОЛАЙЛЫ ҚҰРЫЛЫСТЫҚ ШЕШІМДЕР

4.1 Жалпы ережелер

4.1.1 Қадалы іргетастарды:

- а) құрылыс үшін жүргізілген инженерлік ізденістер нәтижелерін;
 - б) құрылыс ауданының сейсмикалық жағдайы туралы мәліметтерді;
 - в) ғимараттың арналуын, құрылымдық және технологиялық ерекшеліктерін және оны пайдалану жағдайларын сипаттайтын мәліметтерді;
 - г) іргетастарға әсер ететін жүктемелерді;
 - д) құрылыстандырылу жағдайларын және оларға тиетін жаңа құрылыстың әсерін;
 - е) экологиялық талаптарды;
 - ж) топырақтардың беріктік, деформациялық сипаттамаларын және іргетастар материалдарының физикалық-механикалық қасиеттерін ескере отырып, неғұрлым толық пайдалануды қамтамасыз ететін нұсқаны қабылдау үшін, жобалық шешімнің нұсқаларын экономикалық-техникалық жағынан салыстыру мәліметтерін;
- ескере отырып, жобалау керек.

4.1.2 Жобалау кезінде, ғимараттың және оны пайдаланудың барлық мерзімдерінде, оның беріктігін, ұзақ мерзімділігін, және үнемділігін қамтамасыз ететін шешімдер қарастырылуға тиісті.

Жұмысты өндіру және құрылысты ұйымдастыру жобаларын әзірлеу кезінде, құрылыс салынудың барлық кезеңдерінде, құрылымдар сенімділігін қамтамасыз ететін талаптар орындалуға тиісті.

4.1.3 Жобалау кезінде құрылыстың жергілікті жағдайлары, сонымен қатар, осыған ұқсас инженерлік-геологиялық, гидрогеологиялық және экологиялық жағдайларда ғимараттарды жобалау, салу және пайдалану бойынша бар тәжірибенің ескерілгені жөн. Ол үшін, құрылыс ұйымының өндірістік мүмкіндіктері, оның жабдықтану деңгейі, құрылыстың барлық мерзіміндегі пайда болатын климаттық жағдайлар және т.б. туралы мәліметтер анықталуға тиісті.

Құрылыс ауданының климаттық жағдайы туралы мәліметтер нормативтік құжаттарға сәйкес қабылдануға тиісті.

4.1.4 Қадалы іргетастарды жобалау жұмыстарының, жобалауға қойылатын техникалық тапсырмаға сәйкес жүргізілгені жөн.

4.1.5 Жобалау кезінде, ғимараттың жауапкершілік деңгейінің ескерілгені жөн: I – жоғары, II - қалыпты, III - төмен.

4.1.6 Құрылыс үшін инженерлік ізденістер, қадалы іргетастарды жобалау және оларды орнату бойынша жұмыстарды, осы жұмыстарды жүргізуге лицензиясы бар ұйымдар жүргізуі керек.

4.1.7 Қадалы іргетастарды, нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес орындалған инженерлік ізденістер нәтижелер негізінде жобалау керек.

Орындалған инженерлік ізденістер, жаңа құрылыстың инженерлік-геологиялық жағдайларын зерттеуді қамтамасыз етіп қана қоймай, сонымен қатар, қадалы іргетастар орнатылуының, ғимараттар мен үймереттердің және қоршаған ортаға әсерін тексеру үшін, сондай-ақ жобалауға, қажет болған жағдайда, қолданыстағы ғимараттардың негіздері мен іргетастарын күшейту үшін, қажетті мәліметтермен қамтамасыз ету керек.

Тиісті және жеткілікті инженерлік-геологиялық негіздеме жоқ жағдайда қадалы іргетастарды жобалауға болмайды.

4.1.8 Тұрған үймереттер мен ғимараттарға жақын жерлердегі құрылыстарда, қағылатын немесе бұрғыланып енгізілетін қадалар және камуфлеттік өкшесі, жару арқылы жасалған, қадалар пайдаланылғанда, олардың құрылымдарына, сонымен қатар, олардағы тербеліске деген әсералғыш машиналарға, аспаптарға және жабдықтарға тиетін динамикалық әсерлерді бағалау қажет, сондай-ақ, қажет жағдайларда, қадаларды тәжірибелік ендіру және орнату кездеріндегі жердің, ғимараттардың және жерасты коммуникацияларының тербеліс өлшемдерінің өлшенуін қарастыру қажет.

4.1.9 Қадалы іргетастар жобаларында нақты (іс-жүзіндегі) өлшеулер (мониторинг) жүргізілуі қарастырылуға тиісті. Мониторингтің құрамы, көлемі және әдістері, ғимараттың жауапкершілік деңгейіне және инженерлік-геологиялық жағдайлардың күрделілігіне байланысты белгіленеді.

Негіздер мен іргетастардың деформацияларының нақты өлшеулері, жаңа немесе әлі де толық зерттелмеген құрылымдардың немесе іргетастардың пайдаланылу, сонымен

қатар, жобалауға берілген тапсырмада нақты өлшеу жүргізу бойынша арнайы талаптар бар болатын жағдайларда қарастырылады.

4.1.10 Қадалы іргетастарды орнату кезінде пайдаланылатын топырақтар, материалдар, бұйымдар және құрылымдар жоба талаптарын, тиісті стандарттар мен техникалық шарттардың талаптарын қанағаттандыруы керек. Тұрғызылатын ғимараттың немесе оның негізінің құрамына, жоба бойынша, енетін топырақтарды, материалдарды, бұйымдарды және құрылымдарды, тек жобалаушы ұйым және тапсырыс берушінің келісімі бойынша алмастыруға болады.

4.1.11 Жегілік орта жағдайында пайдалануға арналған қадалы іргетастарды, нормативтік құжаттар талаптарын ескере отырып, жобалау керек, ал қадалы іргетастардың ағаш құрылымдарын - сонымен қоса, оларды шіруден және кеміргіштердің зақымдануынан сақтау бойынша талаптарды ескере отырып, жобалаған жөн.

4.1.12 Қадалы іргетастарды тұтас құймалы және құрастырмалы бетоннан немесе темірбетоннан жобалау және орнату, сонымен қатар, құрылыс өндірісін ұйымдастыру, геодезиялық жұмыстар, қауіпсіздік техникасы, құрылыс-тұрғызу жұмыстар кездеріндегі өрт қауіпсіздігі ережелері және қоршаған ортаны қорғау, нормативтік құжаттардың талаптарына сай орындалуға, тиісті.

Жер қазу, негіздер мен іргетастарды орнату жұмыстарын жүргізу кезінде кіріс, операциялық және қабылдау бақылауларын орындау қажет. Қадалы іргетастар, таса болған жұмыстардың куәләндіру актілері негізінде қабылдануға тиісті. Қажет болғанда, жобада, аралық қабылдауға жататын басқа да, таса болған жұмыстарды куәләндіру акті бойынша қабылданатын жайттар көрсетілуі мүмкін.

4.1.13 Жобалау кезінде, топырақтың экологиялық таза құнарлы қабатын, оны әрі қарай бұзылған немесе өнімділігі аз ауылшаруашылық жерлерін қалпына келтіру, құрылыс ауданын көгалдандыру мақсатында пайдалану үшін (рекультивация) т.с.с, сырып алу қарастырылуға тиісті.

4.1.14 Инженерлік-геологиялық ізденістер мәліметтері бойынша, топырақ газдары (радон, метан, торин) шығатын аймақтарда құрылыс жүргізу үшін, топырақ газдарының ғимаратқа енуіне қарсы, топырақпен жанасатын құрылымдарды оқшаулайтын және газдың концентрациясын азайтуға септігін тигізетін басқа да, санитарлық нормалар талаптарына сәйкес, шаралар қабылдануға тиісті.

4.2 Инженерлік-геологиялық ізденістерге қойылатын талаптар

4.2.1 Инженерлік ізденістер нәтижелеріне, іргетасты, соның ішінде қадалысын таңдауға, қада түрін және оның өлшемдерін, қадаға түсетін есептік рауалы жүктемелерді анықтау мен құрылыс алаңының, инженерлік-геологиялық, гидрогеологиялық, экологиялық жағдайларының өзгеру болжамын ескере отырып, шекті жағдайлар бойынша есептеулер жүргізілуін қамтитын, сонымен қатар, оны игеру бойынша инженерлік шаралардың көлемі мен түрі туралы, қажетті мәліметтер енуге тиісті.

4.2.2 Техникалық тапсырыста, жалпы мағлұматтардан басқа, қадалы іргетастың болжамды түрі, қада ұзындығы және оған түсетін жүктеме туралы мәліметтер болу керек.

4.2.3 Жалпы, қадалы іргетастарға арналған ізденістерге, келесі жұмыстар кешені енеді:

- ұңғымаларды, өтілетін топырақтардың сынамаларын ала және оларды сипаттай отырып, бұрғылау;
- топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттерінің және жерасты суларының зертханалық зерттеулері;
- топырақтарды зондтау – статикалық және динамикалық;
- топырақтарды прессиометрмен сынақтау;
- топырақтарды штамптармен сынақтау (статикалық жүктемелермен);
- топырақтарды нұсқалық және (немесе) тәжірибелік қадалармен сынақтау;
- қадалы іргетастардың қоршаған ортаға, соның ішінде, жақын орналасқан ғимараттарға (жобалау ұйымының арнайы тапсырмасы бойынша) әсерін зерттеу тәжірибелік жұмыстарын жүргізу.

4.2.4 Құрылыс нысандарының жауапкершілік деңгейін және қадалы іргетастардың түрін ескермей жүргізілетін, міндетті жұмыстардың қатарына ұңғымалар бұрғылау, зертханалық зерттеулер және статикалық, құрамдастырылған немесе динамикалық зондтаулар жатады. Бұл жағдайда, статикалық және құрамдастырылған зондтау әдістерін қолдану тиімділеу болады, себебі топырақтардың статикалық зондтау көрсеткіштерінен басқа, радиоактивтік каротаж көмегімен топырақтардың тығыздығы мен ылғалдылығы да анықталады.

4.2.5 Жауапкершілігі I және II деңгейдегі нысандар үшін, жұмыстар, топырақтарды прессиометрлермен және штамптармен нұсқалық және тәжірибелік қадалармен [2] сынақтауларымен толықтырылғаны қажет. Осы кезде, топырақтардың қабаттасуы мен қасиеттері бойынша белгіленетін біртектілігіне байланысты, топырақ жағдайының күрделілік санаты анықталуға тиісті.

4.2.6 Бұрғыланып бұралатын қадалардан жасалған құрылымдарды қолдану кезінде (жобалау ұйымының арнайы тапсырмасы бойынша) жұмыс құрамына, жобалау кезінде тағайындалған шиыршық өрменің өлшемдерін және батырылу жағдайын анықтау мақсатында жүгізілетін, қаданы тәжірибелік батыру, сонымен қатар, осы қадаларды статикалық жүктемелермен тәжірибелік сынақтау жұмыстары кіруі керек.

Құрамдастырылған қадалы-тақталы іргетастарды пайдалану кезінде жұмыс құрамына, топырақтарды штамптармен және тәжірибелік қадалармен сынақтау жұмыстарын қосу қажет.

4.2.7 Егер жоба бойынша, қадаға берілетін көлденең жүктеме тік жүктеменің 5 %-ынан асатын болса, онда топырақтарды қадалармен көлденең жүктемеге сынақтаулар жүргізілуі керек.

Қадаларға жұлушы немесе құбылмалы жүктемелер түскен кезінде, сынақтау жұмыстарын жүргізу қажеттілігі, әрбір нақты жағдайға байланысты, анықталуға тиісті.

4.2.8 Топырақтарды тәжірибелік және нұсқалық қадалармен және статикалық зондтау, далалық сынақтаулар нәтижелері бойынша, қаданың көтеру қабілетін, 4.3 т. сәйкес, анықтаған жөн.

4.2.9 Топырақтарды қадалармен, штамппен және прессиометрлармен сынақтау, әдетте, ұңғымаларды бұрғылау және зондтау нәтижелері мен топырақтық жағдайлары бойынша таңдалған, сынақ алаңдарында және іргетастардың айтарлықтай жүктелген

аймақтарында, сонымен қатар, топырақтық жағдайларына байланысты, қаданы батырылу мүмкіндігіне күмән келтіретін жерлерде жүргізіледі.

Топырақтарды статикалық жүктемемен сынақтауды, деформация модулін анықтау үшін және сынақталатын алаңдар үшін, зондтау және прессиометрлік сынақтар мәліметтері бойынша, топырақтың деформация модулін анықтауға арналған, қолданыстағы нормативтік құжаттарда ұсынылатын ауыспалы коэффициенттерді нақтылау мақсатында, ауданы 600 см² бұрандалы штаппен, жүргізген дұрыс.

4.2.10 Қадалы іргетастар үшін ізденістер көлемін, құрылыс нысанының жауапкершілік деңгейіне және топырақ жағдайының күрделілігіне сәйкес белгілеген жөн.

Құрылыс алаңында, зерттелетін тереңдік бойынша кездесетін топырақтардың түрін зерттеу кезінде, осал топырақтардың (борпылдақ құмдар, осал сазбалшықтар, органикалық-минералды және органикалық топырақтар) қалыңдығына ерекше мән беру қажет. Аталған топырақтардың болуы, қаданың түрі мен ұзындығын, құрамдас қадалардың жапсарының орналасуын, қада ростверкінің қадамен түйісу сипатын анықтауға және қаданы қағатын құралдың түрін таңдауға әсер етеді. Аталған топырақтардың жағымсыз қасиеттерін, динамикалық және сейсмикалық әсерлер кезінде де ескерген жөн.

4.2.11 Инженерлік-геологиялық қазбаларды (ұңғымаларды, зондтау нүктелерін, топырақтардың сынақталу орындарын) жобаланатын ғимарат төңірегі бойынша немесе топырақтық жағдайлар біркелкі кезде ғимараттан 5 м., ал қадаларды, қазаншұңқыр қоршауы құрылымы ретінде, қолданған жағдайда-олардан 2 м., артық емес қашықтықта, орналастырған жөн.

4.2.12 Инженерлік-геологиялық қазбалардың тереңдігі, қадалар қатарлармен орналасып, шоғырына түсетін жүктеме 3 МН аспайтын кезде, қадалардың астыңғы ұшы, жобаланатын салу тереңдігінен 5 м кем емес болуы керек және 10 м төмен, егер қада алаңының көлемі 10×10 м дейін және шоғырына түсетін жүктеме 3 МН артық болса. Қада алаңының көлемі 10×10 артық болған жағдайда және қадалы-тақталы құрамдастырылған іргетастар қолданылған жағдайда, қазбалар тереңдігі, қадалар тереңдетілетін деңгейден қада алаңының немесе тақта енінен кем емес, бірақ 15 м артық болуы керек.

Құрылыс алаңында қасиеттері күрделі топырақтар (шөккіш, ісінгіш, осал сазбалшықтар, органикалық-минералдық, органикалық топырақтар, борпылдақ құмдар және техногендік топырақтар) қабаттары бар болған жағдайдағы қазбалар тереңдігін, барлық осал қабаттар қалыңдығынан өтіп, берік топырақтарға дейінгі тереңдік пен олардың сипаттамаларын анықтау үшін қабылдайды.

4.2.13 Қадалы іргетастарға арналған ізденістер кезінде, топырақтардың, қадалы іргетастарды шекті күйлер бойынша есептеуге қажетті, физикалық, беріктік және деформациялық сипаттамалары анықталуға тиісті.

Әрбір инженерлік-геологиялық түзіліс үшін, топырақтардың сипаттамаларының анықталу сандары, оларды [5] сәйкес, статистикалық өңдеуге жеткілікті болуы керек.

4.2.14 Құмдар үшін, құрылымы бұзылмаған сынаман алу қиындығын ескере отырып, барлық жауапкершілік деңгейіндегі нысандар үшін, құмның тығыздығы мен беріктік сипаттамаларын анықтаудың негізгі әдісі ретінде - статикалық немесе динамикалық зондтауларды қарастырған жөн.

Зондтау, жауапкершілігі ІІІ деңгейдегі нысандар үшін, құмдардың да, сазбалшықты топырақтардың да деформация модулін анықтаудың негізгі әдісі және жауапкершілігі І және ІІ деңгейдегі нысандар үшін, деформация модулін (прессиометриялық және штамптық сынақтаулармен қатар жүргізілетін) анықтау әдістерінің бірі болып қала береді.

4.2.15 Қайта құрылымданатын үймереттер мен ғимараттардың негіздерін күшейту үшін қадалы іргетастарды пайдалану кезінде, инженерлік-геологиялық ізденістер жүргізілу барысында, қосымша, іргетастар негіздерін зерттеу және аспаптық геодезиялық бақылау жұмыстары орындалуға тиісті.

Сонымен қатар, ізденістердің жаңа материалдарының, бар мұрағаттық мәліметтерге деген сәйкестігі анықталып және қайта құрылымданатын үймереттердің немесе ғимараттардың құрылысы мен пайдалануына байланысты болған инженерлік-геологиялық және гидрогеологиялық өзгерістер туралы қорытынды жасалынуға тиісті.

Ескерту - Іргетастар мен үймерет құрылымдарының техникалық күйінің тексере зерттелуін, тапсырма бойынша, мамандандырылған ұйым жүргізуге тиісті.

4.2.16 Іргетастар негіздеріне тексеру жүргізер алдында:

- үймереттің жоғарғы құрылымының жағдайын көріп бағалау, сонымен қатар, жарықшақтарды белгілеу, олардың өлшемдері мен сипатын анықтау, жарықшақтарға шамшырақтар орнату керек;

- негізге кері әсер ететін себептерді анықтау мақсатында үймереттің пайдалану күйін анықтау қажет;

- жерасты коммуникациялық және дренаждық жүйелер мен олардың жағдайлары анықталуға тиісті;

- инженерлік-геологиялық ізденістердің мұрағаттық материалдарымен танысқан жөн.

Өркелкі шөгінділерді (жантаяуларды, иілістерді, салыстырмалы ауытқуларды) анықтау үшін, қайта құрылымданып жатқан үймереттің құрылымдарының және іргелерінің орналасуларына геодезиялық түсірілім жүргізу қажет.

Қайта құрылымданатын үймеретті тексеру кезінде, қоршаған аймақтың және жақын орналасқан үймереттердің жағдайлары ескерілуге тиісті.

4.2.17 Іргетастар негіздерін және іргетастық құрылымдардың жағдайын тексеру, іргетастар табандарының астынан және қабырғаларынан топырақ сынақтары алынатын, шурфтарды қазу арқылы жүргізіледі. Шурф тереңдігі аршылатын іргетас табынан 0,5 м-1 м төмен болу керек. Шурф тереңдігінен төмен орналасқан топырақтардың инженерлік-геологиялық құрылымы, гидрогеологиялық жағдайлары мен қасиеттері, ғимарат немесе құрылым бойымен, олардан 5 м артық емес қашықтыққа жүргізілетін бұрғылау және зондтау арқылы тексерілуге тиісті.

4.2.18 Қайта құрылымданатын үймереттер мен ғимараттардың негіздері, қағылатын, басылып батырылатын, бұрғыланатын немесе бұрғы-инъекциялық қадаларды орнату арқылы күшейтілу кезіндегі, бұрғылау және зондтау тереңдігін, 5.12 нұсқауы бойынша қабылдау керек.

4.2.19 Инженерлік-геологиялық ізденістер нәтижелерінің техникалық есепнамасы, қадалы іргетастарды жобалау құрастырылуға арналған нормативті құжаттарға сәйкес жасалады.

Топырақтардың барлық сипаттамалары, алаңның инженерлік-геологиялық және гидрогеологиялық жағдайларындағы мүмкін деген өзгерістердің (құрылыс кезіндегі және ғимаратты пайдалану кезіндегі) болжамы ескеріле келтірілуге тиісті.

Тәжірибелік қадалардың статикалық немесе динамикалық жүктемелермен сыңақталулары жүргізілген болса, онда олардың да нәтижелерін келтірген жөн.

Егер құрылыс алаңында жегілік қасиеттері бар жерасты сулары болса, онда қадаларды сақтайтын қорғаныс шаралары ұсынылуға тиісті.

Құрылыс алаңында, күрделі топырақтардың түрлі қабаттары және қауіпті геологиялық үрдістер (карсттық-суффозиялық, шөккін және т.б.) орын алса, олардың таралуы және пайда болу қарқыны туралы мәліметтер сарапталуға тиісті.

4.3 Қадалардың жіктелуі

4.3.1 Топыраққа батыру әдістеріне қарай қадалардың келесі түрлерін айырады:

а) топыраққа, оны шығармай немесе бағыттық ұңғымаларға балғалардың, дірілді батырғыштардың, дірілдете басып батыратын, дірілдете соққылайтын және басып батыратын құрылғылар көмегімен қағылатын (басып батырылатын) темірбетон, ағаш және болат қадалар, сондай-ақ топырақты жарым-жартылай шығарып, не шығармай және бетондық қоспалармен толтырмай, дірілді батырғыштармен түсірілетін, диаметры 0,8 м аспайтын темірбетонды қабыршақ қадалар;

б) топырақ түгел шығарылып және бетон қоспалармен түгел немесе жарым-жартылай толтырылып дірілді батырғыштармен жобалы тереңдікке түсірілетін темірбетонды қабыршақ қадалар;

в) топырақты күштеп шығару, ығыстыру нәтижесінде пайда болған ұңғыма бетон қоспаларымен толтырылып орнатылатын құймалы бетон және темірбетонды қадалар;

г) бұрғыланған ұңғымаларды бетон қоспаларымен толтыру немесе оларға темірбетондық құрылымдарды қою арқылы топырақта орнатылатын бұрғылы темірбетон қадалар;

д) бұралмалы қадалар;

е) бұрғыланып бұралатын қадалар.

4.3.2 Қадаларды, топырақпен әрекеттестігі бойынша, тірелген (тірек-қада) және топыраққа қапсырылған (іlmелі) қадалар деп айырған жөн.

Тірілген қадаларға жартасты топырақтарға орнатылатын қадалардың барлық түрлері жатқызылады да, сонымен қатар қағылатын қадалардың аз сығылатын топырақтарға тірелген түрлері де.

Тірілген қадалардың қысатын тік жүктеме жағдайындағы көтеру қабілетін топырақ бойынша есептегенде, бүйір жақтарында пайда болатын теріс үйкеліс күштерінен басқа, топырақтардың кедергі күштері есепке алынбайды.

Қапсырылған қадаларға сығылатын негіз топырақтарына жүктемелерді бүйір жақ беттерімен және төменгі жақтарымен тарататын қадалардың барлық түрлері жатады.

Ескертпе - Аз сығылатын топырақтарға, құрамында тығыз және тығыздығы орташа құмды толтырғыштар бар ірі сынықты топырақтар, сонымен қатар деформация модулі $E \geq 50$ МПа суға қаныққан қатты күйдегі балшықтар жатады.

4.3.3 Көлденең қимасының өлшемдері 0,8м-ге дейінгі қағылатын темірбетон қадалар мен диаметрі 1м-ден асатын қабыршақ қадалар келесі түрлерге бөлінеді:

а) арматуралау (салымдау) әдісі бойынша-керілмеген бойлық салыммен көлденең салымданған және алдын-ала керілген желілі немесе бойлық сымды салыммен (беріктігі жоғары сым және салым арқандары) салымданған немесе салымданбаған қадалар және қабыршақ қадалар;

б) көлденең қимасының пішіні бойынша-шаршы, тікбұрышты, қималары тавр және қоставр тәрізді, дөңгелек қуысты шаршы, қуыс қимасы дөңгелек түріндегі қадалар;

в) сара бойлық қимасының пішіні бойынша-призмалы, цилиндрлі және бүйір қырлары көлбеу (пирамида, трапеция, ромб тәрізді);

г) құрылымдық ерекшеліктері бойынша-тұтас және құрамалы (жеке секциялардан тұратын) қадалар;

д) төменгі ұшының құрылымы бойынша ұшы үшкірленген немесе жазық ұшты қадалар, жалпағынан немесе көлемі ұлғайтылған (шоқпар тәрізді) және төменгі жағы ашық немесе жабық қуыс қадалар, камуфлет өкшелі қадалар.

Ескертпе - Камуфлет өкшелі қаданы орнату үшін төменгі жағы қуыс болат ұштықпен жабдықталған қуыс қаданы қағып, оның іші мен болат ұштықты бетон қоспаларымен толтырады да, ұштықтың ішінде камуфлет өкшені жарады. Мұндай қадалар жобаларында бұрғылау жару жұмыстарын жүргізу ережелерінің шарттарын сақтау туралы нұсқаулар қарастырылуға тиісті.

4.3.4 Толтырылатын қадалар, орнатылу әдісіне байланысты, келесі топтарға бөлінеді:

а) құйма қадалар, төменгі жағы табанмен не болмаса бетондық тығынмен бекітілген арнайы ұңғыма қабырғаларын ұстап тұратын құбырды топыраққа батырып, соңынан ұңғыманы бетон қоспасымен толтыру барысында құбырды қайта шығарып алу арқылы орнатылады;

б) дірілді штамппен нығыздалған құйма қадалар, тесілген ұңғыманы, төменгі жағы үшкірленген, дірілді батырғыш бекітіліп құбыр түрінде жасалынған дірілді штамп көмегімен нығыздалынатын қатқыл бетон қоспасымен толтырып орнатады;

в) штампталған орынға құйылатын қадалар, штамптау әдісімен топырақ ішінде пирамида және конус пішініндегі ұңғымалар дайындалып, бетон қоспасымен толтырылу арқылы орнатылады.

4.3.5 Бұрғылы қадалар орнатылу тәсіліне байланысты келесідей бөлінеді:

а) жерасты суларының деңгейінен жоғары орналасқан балшықты топырақта қабырғасы бекітілмей бұрғыланған ұңғымада, ал жерасты суларының деңгейінен төмен орналасқан кез-келген топырақта қабырғасы балшықты ертіндімен немесе қайта суырылып алынатын арнайы құбырмен бекітіліп бұрғыланған ұңғымада бетондалатын, тұтас қималы ұшы жалпақтау, не кәдімгі бұрғыланып толтырылған қадалар;

б) көп секциялы дірілді өзекшелерді қолдану арқылы орнатылатын қуыс, дөңгелек қималы, бұрғыланып толтырылған қадалар;

в) ұңғыма табанына шақпақтасты таптау арқылы өкшесі тығыздалған бұрғыланып толтырылған қадалар;

г) бұрғыланып, түп жағынан жарылыс жасап кеңейтілген ұңғыманы бетон қоспасымен толтыру арқылы орнатылатын камуфлет өкшелі бұрғыланып толтырылған қадалар;

д) бұрғыланған ұңғымаға цемент-күм ертіндісін немесе ұсақ түйіршікті бетон қоспасын белгілі қысыммен толтыру немесе ұңғыма маңайындағы топырақты разрядтық-импульстық технология бойынша нығыздау арқылы орнатылатын, диаметрі 0,15м-0,25м бұрғыланып инъекциямен толтырылған қадалар;

е) қуыс шнек көмегімен орнатылатын бұрғы инъекциялық қадалар;

ж) кеңейтіліп не кеңейтілмей бұрғыланған ұңғымаға қатыратын цемент-күм ертіндісін төсеп, жақтары немесе диаметрі 0,8 м кем емес цилиндр немесе призма түріндегі құрылымдардан орнатылатын баған-қадалар;

з) бұрғы түсірмелі камуфлет өкшелі қадалардың, камуфлет өкшелі бұрғыланып толтырылған қадалардан айырмашылығы, ұңғымада камуфлетті кеңейту жасалып толтырылған сон, оған дайын темірбетон қада түсіріледі.

Ескертпелер

1 Егер іргетастар құрылымында (бұрғыланып толтырылған қаданы орнату кезінде топырақ қабатындағы сүзілу ағынының жылдамдығы 200м/тәулік көп болса, бұрғыланып толтырылған қада қозғалған жылжымалы беткейлерді бекітетін және басқа да орынды жағдайларда) басқа шешімді қолдану мүмкін болмаса, онда түсірілген арнайы құбырды топырақта қалдыруға болады.

2 Бұрғыланып толтырылған қадаларды суға қаныққан балшықты топырақта орнатқан кезде, ұңғымалар қабырғаларын бекітуге судың артық қысымын пайдалануға болады.

4.3.6 Темірбетон және бетон қадаларды ауыр бетоннан жобалау керек.

Мемлекеттік стандарт жасалынбаған бойлық керілмеген, болат салымды, қағылатын темірбетон қадаларда, сонымен қатар толтырылатын және бұрғылы қадаларда бетонның беріктік тобы В15-тен, керілген болат салымды, қағылатын темірбетон қадаларда В22.5-тен төмен қабылданбауға тиісті.

4.3.7 Қадалы іргетастардың темірбетон ростверктері, беріктік тобы-құрама ростверктер үшін В20-дан, ал тұтас құйма ростверктер үшін В15-тен кем емес, ауыр бетоннан жобалануға тиісті.

4.3.8 Қадалардың ростверктеріндегі тосбағандарға темірбетон бағандарды (ұстындарды) және құрама таспалы ростверктерде қадалардың бас жақтарын құйып бекітуге арналған бетон тобын В15 төмен емес етіп қабылдау керек.

4.3.9 Қадалар мен қадалар ростверктері бетонының, аязға төзімділігі және суөткізбеушілігі бойынша маркаларын, құрылыстық нормаларының талаптарына сай тағайындау керек.

4.3.10 Пакеттік қадалардың көлденең қима өлшемдерін, ұзындығын және конструкциясын, жобалайтын нысанның ерекшелігіне сәйкес, есептеу нәтижелері бойынша қабылдайды.

4.4 Қадалы іргетастарды жобалау

4.4.1 Есептеулер бойынша берілетін негізгі нұсқаулар

4.4.1.1 Қадалы іргетастарды және олардың негіздерін есептеу шектік күйлер бойынша орындалуға тиісті:

1) бірінші топтың:

- а) қадалар мен қадалық ростверктер материалының беріктігі бойынша;
- б) қадалар негізіндегі топырақтың көтеру қабілеті бойынша;
- в) қадалы іргетастардың негіз топырағының көтеру қабілеті бойынша, егер оларға едәуір көлденең (тірек қабырғалар, кергі құрылымдардың іргетастары және т.б.), сонымен қатар, сейсмикалық жүктемелер берілетін болса және де ғимарат құламада немесе оған жақын орналасса немесе негіз тікеңісті топырақ қабаттарынан құралса;

2) екінші топтың:

- а) қадалар негіздерінің және қадалы іргетастардың тік салмақтан шөгулері бойынша;
- б) қадалардың, негіздер топырағымен бірге, көлденең жүктемелер мен аударушы күштер әсерінен ауытқулары (көлденең және қада басының бұрылуы бұрыштары) бойынша;
- в) қадалы іргетастардың темірбетон құрылымдарында жарықшақтардың пайда болуы немесе олардың шектен тыс ашылуы бойынша.

Егер, конструктивтік іс-шаралар, жобаланатын іргетасты жылжудан сақтайтын болса, онда «в» бөлімінде реттелген көтеру қабілеті бойынша есептеулерді жүргізбеуге болады.

4.4.1.2 Қадалы іргетастар негіздерінің есептеулерінде күштік факторлар мен сыртқы ортаның қолайсыз әсерлерінің бірігіп әсерлесулерін (мысалы, топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттеріне жерасты суларының әсері) ескеру қажет.

Имарат пен оның негізін біріктіре отырып қарастыру керек, яғни ғимарат пен сығылатын негіздің әрекеттестігі ескерілуге тиісті.

«Имарат-негіз» немесе «іргетас-негіз» жүйелерінің есептік сұлбасын, ғимарат құрылымдары мен негізінің (имараттың статикалық сұлбасының, оны тұрғызу ерекшеліктерінің, топырақтың қатпарлану сипатының, негіз топырақтары қасиеттерінің, олардың имаратты салу және пайдалану кездеріндегі өзгеру мүмкіндіктерінің және т.б.) деформациялары мен кернеулік күйін анықтайтын ең маңызды себептерді ескере отырып, таңдау қажет. Құрылымдардың кеңістіктік жұмысын, геометриялық және физикалық сызықсыздығын, анизотроптығын, материалдар мен топырақтардың иілімділік және реологиялық қасиеттерін, іргетас астында иленгіштік деформациялар пайда болуын ескеру керек.

Негіздердің статикалық біртектілігін, жүктемелердің кездейсоқ табиғатын, құрылым материалдарының құрамы мен әсерлерін ескеретін ықтималды есеп әдістерін де қолдануға болады.

4.4.1.3 Қадалы іргетастар есептеулерінде ескерілетін жүктемелер мен әсерлердің сенімділік коэффициенттері, сонымен қатар, жүктемелердің мүмкін деген бірлесулері нормативті құжаттар талаптарына сәйкес қабылдануға тиісті.

4.4.1.4 Қадалардың және қадалы іргетастардың көтеру қабілеті бойынша есептеулерін негізгі және ерекше жүктемелер бірігуіне сәйкес, ал деформациялар бойынша негізгі бірігуіне сәйкес жүргізу керек.

4.4.1.5 Көпірлер мен гидротехникалық ғимараттардың қадалы іргетастарының жүктемелерін, әсерлерін, олардың бірлесулерін және жүктемелер бойынша сенімділік коэффициенттерін сәйкес нормативтік құжаттар талаптарына сай қабылдау керек.

4.4.1.6 Қадалардың, қадалы іргетастардың және олардың негіздерінің барлық есептеулерінде материалдар мен топырақтардың сипаттамаларының есептік мәндері пайдаланылуға тиісті.

Қадалардың және қада ростверктерінің материалдар сипаттамаларының есептік мәндерін нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес қабылдау керек.

Топырақтар сипаттамаларының, қада орнатылатын топырақтың төсеніш коэффициентінің c_z , есептік мәндерін [5] сәйкес анықтау керек.

Қаданың төменгі ұшындағы R және қаданың іргелі бетіндегі f_i топырақтың есептік кедергісін кесте бойынша анықтау қажет.

Далалық сынақтар нәтижелері болған кезде, қадалар негіз топырағының көтергіштік қабілетін, топырақты статикалық зондтау, топырақты нұсқалық қадалармен сынақтау немесе қаданы динамикалық сынақтау мәліметтерін ескере отырып, анықтау қажет. Қадаларды статикалық жүктемемен сынақтау жүргізілсе, қада негіз топырағының көтергіштік қабілетін осы сынақтаулар нәтижелері бойынша қабылдаған жөн.

Тәжірибелік қадалардың статикалық сынақтары жүргізілмеген нысандар үшін, ғимараттың жауапкершілік деңгейін ескере, қада негізіндегі топырақтың көтергіштік қабілетін мүмкін деген бірнеше әдістермен анықтауға болады.

4.4.1.7 Қадалардың және қада ростверктер материалдарының беріктігі бойынша есептеулерді нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес жүргізу керек.

Қадалы іргетастар темірбетон құрылымдарының жарықшақтар пайда болуы және ашылуы бойынша есептеулері нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес жүргізілуіне тиісті.

4.4.1.8 Қадалардың барлық түрлерін материалының беріктігі бойынша есептегенде қаданы, ростверк табанынан l_1 кем емес қашықтықта орналасқан, төмендегідей формула бойынша анықталатын, топыраққа қатқыл бекітілген баған ретінде қарастыру қажет:

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon}, \quad (1)$$

мұнда l_0 - қада бөлігінің, биік ростверк табанынан топырақ тегістелу деңгейіне дейінгі, ұзындығы, м;

α_ε - деформациялану коэффициенті, 1/м.

Егер шөгінділер қабаттарын өтіп тауасты топыраққа енгізілген, бұрғыланған және қабыршақ-қадалар үшін қатынас $2/\alpha_\varepsilon > h$ болса, онда $l_1 = l_0 + h$ етіп қабылдау керек (мұндағы h - бұрғыланған және қабыршақ қадалардың, төменгі шетінен бастап, ростверк биік болғанда, топырақтың жоғарғы тегістелген бетіне және табаны, қатты сығылатын түрлерінен басқа шөгінді топырақтарға, орнатылған немесе ендірілген төмен ростверктің салу тереңдігіне дейінгі есептелген, ену тереңдіктері, м).

Деформация модулі $E \leq 0,5$ МПа қатты сығылғыш топырақтарды өтетін бұрғы-инъекциялық қадаларды материалының беріктігі бойынша есептегенде, бойлай иілуге есептелінетін қада ұзындығы l_d қада диаметріне байланысты d қабылданады:

$$E \leq 2 \text{ МПа } l_d = 25d ;$$

$$2 < E \leq 5 \text{ МПа } l_d = 15d .$$

Егер l_d қатты сығылатын топырақ қалыңдығынан h_g асатын болса, есептік ұзындықты $2h_g$ тең деп қабылдау қажет.

4.4.1.9 Толтырылатын және бұрғыланатын қадаларды материалдарының беріктігі бойынша есептегенде (қада-баған, бұрғыланып түсірілетін қададан басқа) бетонның есептік кедергісін, жұмыс жағдайының $\gamma_{sb} = 0,85$ және қада жұмыстарын өндіру тәсілінің әсерін ескеретін γ'_{sb} коэффициентерді ескере отырып қабылдау қажет:

а) сазбалшықты топырақтарда, құрылыс барысында жерасты суларының деңгейі, қадалардан 5 м төмен болған жағдайында, қабырғаларын бекітпей-ақ, ұңғыманы құрғақ бұрғылау және бетондау мүмкін болса, $\gamma'_{sb} = 1,0$;

б) топырақтарда, ұңғымаларды бұрғылау және оларды бетондау, қайта алынатын арнайы құбырларды пайдалана отырып, құрғақ жағдайда жүргізілсе, $\gamma'_{sb} = 0,9$;

в) топырақтарда, ұңғымаларды бұрғылау және оларды бетондау, қайта алынатын арнайы құбырларды пайдалана отырып, ішінде суы болған жағдайда жүргізілсе, $\gamma'_{sb} = 0,8$;

г) топырақтарда, ұңғымаларды бұрғылау және оларды бетондау сазбалшықты коспа немесе судың артық қысымы көмектерімен (арнайы құбырларсыз) жүргізілсе, $\gamma'_{sb} = 0,7$.

4.4.1.10 Барлық түрлердегі қадалар құрылымдарының есептеулері, оларға үймереттер мен ғимараттардан берілетін жүктемелердің әсеріне, ал қағылмалы қадаларда, сонымен қатар, оларды дайындау, жинау, тасымалдау және қаданың басынан $0,3l$ (мұндағы l — қаданың ұзындығы) қашықтықтағы бір ғана нүктеден көтергенде, өз салмағынан пайда болатын, күштерге жүргізілуге тиісті.

Осы арада, қадада меншікті салмағы әсерінен пайда болған жүктемені анықтауға қажет, динамикалық коэффициентердің келесі мәндері қабылдануға тиісті:

- 1,5 – беріктік бойынша;

- 1,25 – жарықшақтардың пайда болуына және ашылуына есептеу кездерінде.

Бұл жағдайларда, қаданың өз салмағының жүктемесі бойынша сенімділік коэффициенті бірге тең етіп қабылданады.

4.4.1.11 Іргетас құрамындағы немесе одан бөлек, жеке қаданың, негіз топырағының көтергіштік қабілеті бойынша есептелуі, келесі шарт бойынша жүргізіледі

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (2)$$

мұнда N - қадаға түсетін (іргетастардың тиімсіз бірігуі кезінде іргетасқа әсер ететін есептік жүктемелерден туындайтын, бойлай түскен күш) есептік жүктеме;

F_d - әрі қарай, қаданың көтергіштік қабілеті деп аталатын, жеке қада негіз топырағының есептік көтеру қабілеті;

γ_k - беріктік коэффициенті, ол келесі жағдайларға байланысты қабылданады:

- 1,2 – егер, қаданың көтергіштік қабілеті, статикалық жүктемемен, дала сынақтарының нәтижелері бойынша анықталған болса;

- 1,25 – егер, қаданың көтергіштік қабілеті, топырақтарды статикалық зондтау, сонымен қатар, топырақтың серпімді деформациясын ескере отырып, қаданы динамикалық, сондай-ақ, нұсқалық қадалармен немесе қада-зондпен далалық сынақтаулар нәтижелері бойынша, анықталған болса;

- 1,4 – егер, қаданың көтергіштік қабілеті есептелумен немесе топырақтың серпімді деформациясы ескерілмей, қаданың динамикалық сынақталу нәтижелері бойынша анықталған болса;

- 1,4 (1,25) –ростверктері аласа, қапсырылған және тірелген, ал биік ростверктерде тек тірелген қадаларда орналасқан, сығатын жүктемені іргетас құрамындағы қадалар санына қарамай қабылдайтын, көпір тіректерінің іргетастары үшін.

Табаны, қатты сығылғыш топыраққа тірелетін, биік немесе аласа ростверктер және сығатын жүктемені қабылдайтын қапсырылған қадалар, сонымен қатар, жұлушы жүктемені қабылдайтын, ростверктің кез келген түрлеріндегі қапсырылған қадалар және қада-тіректер жағдайларында γ_k мәні іргетастағы қадалар санына қарай қабылданады:

- 21 және одан көп 1,4 (1,25);
- 11-ден 20-ға дейінгі 1,55 (1,4);
- « 6 « 10 «1,65 (1,5);
- « 1 « 5 «1,75 (1,6).

Баған астындағы, қимасы тік төртбұрышты, жеке қададан тұратын іргетастар үшін, 600кН тең жүктеме түсетін қағылатын және 2500кН тең жүктеме түсетін толтырылатын қадалар үшін, γ_k коэффициентінің мәні, егер қаданың көтергіштік қабілеті статикалық жүктемемен сынақтау нәтижелері бойынша анықталған болса 1,4-ке, ал егер, басқа әдістермен анықталған болса 1,6-ға тең етіп қабылданады.

Шекті шөгуі 30 см және одан көп болатын (қадалар саны 100-ден артық болса), қаданың көтергіштік қабілеті статикалық сынақтаулар нәтижелері бойынша анықталған болса, қатқыл үймереттердің тегіс қадалы алаңдары үшін $\gamma_k = 1$ тең етіп қабылданады.

Ескертпелер

1 Қаданың көтергіштік қабілеті статикалық жүктемемен далалық сынақтаулар нәтижелері бойынша немесе статикалық зондтау нәтижелері негізінде жүргізілген есептеулермен, анықталған жағдайлардағы γ_k мәндері жақша ішінде берілген.

2 Қадалардың барлық түрлерін батырушы, жұлушы жүктемелерге есептегенде, қадада N есептік жүктемеден туындайтын бойлық жүктемені ұлғайтатын, жүктеме бойынша сенімділік коэффициентімен, қаданың өз салмағын ескере, қабылдау қажет.

3 Егер қадалы іргетастарды есептеу кезінде жел және краннан берілетін жүктемелер ескерілсе, онда шеткі қадалар қабылдайтын есептік жүктемені 20 %-ға (электр желілерінің баған іргетасынан басқа) дейін арттыруға болады.

Егер көпір тіректері іргетасының қадалары сыртқы жүктемелер әсер ететін бағытта бір немесе бірнеше қатарлармен орнатылатын болса, онда, көбірек жүктелген қадалар қабылдайтын жүктемелердің есептік мәндерін, тежелуден, жел қысымынан, мұз және кемелер қысуынан түсетін (біріге немесе жеке-жеке) жүктемелерді ескере, әр қатарда 4 қада болған жағдайда, 10 %-ға және әр қатарда 8 немесе одан көп қада болған жағдайда 20 %-ға арттыруға болады.

4.4.1.12 Қадаға түсетін есептік жүктемені N , кН анықтау үшін, іргетасты тік және көлденең жүктемелерді және аударушы күштерді қабылдайтын қаңқалы құрылым ретінде қарастырған жөн.

Қадалары тік орнатылатын іргетастар үшін, қадаға түсетін есептік жүктемені төмендегі формула бойынша анықтауға болады:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (3)$$

мұнда N_d - сығушы есептік күш, кН;

M_x, M_y - басты орталық x және y ростверк табанындағы қадалар жоспарына қатысты бағыттардағы есептік аударушы күштер, кН·м;

n - іргетастағы қадалар саны;

x_i, y_i - басты бағыттауыштардан әр қада ортасына дейінгі арақашықтық, м;

x, y - есептік жүктеме анықталатын басты бағыттауыштардан әр қада ортасына дейінгі арақашықтық, м.

4.4.1.13 Көлденең қимасы бірдей тік қадалардан құралған іргетасқа әсер ететін көлденең жүктемені барлық қадалар арасында біркелкі таратуға болады.

4.4.1.14 Қадалы іргетастардың және олардың негізінің орнықтылығын, топырақтың қозғалатын бөлігіне түсірілген, қадалардан пайда болатын қосымша көлденең бағыттағы кері әсерді есепке ала отырып тексереді.

4.4.1.15 Қадаларды және қадалы іргетастарды материалдарының беріктігі бойынша есептеген жөн және негіз, аяздан ісінетін топырақтардан құралатын болса, онда іргетастардың орнықтылығын, аяздан ісіну күштері әсеріне тексеру керек.

4.4.1.16 Қадаларды және қадалы іргетастарды деформациялар бойынша есептелуі келесі шарттың орындалуымен жүргізіледі:

$$S \leq S_u, \quad (4)$$

мұнда S - есептеулермен анықталатын, қаданың, қадалы іргетастын және ғимараттың өзара бірлескен деформациясы (шөгу, ауытқу, қадалардың, қадалы іргетастардың салыстырмалы шөгуі және с.с);

S_u - қаданың, қадалы іргетастың және ғимараттың негіздерінің бірлескен деформациясының шекті мәні.

4.4.2 Қадалардың көтеру қабілетін анықтайтын есептік әдістер

4.4.2.1 Тауасты топыраққа тіреле орнатылатын қағылмалы, қабыршақ, толтырылмалы және бұрғымалы қадалардың, сонымен қатар, аз сығылатын топыраққа тірелген қағылмалы қадалардың көтеру қабілеті F_d , кН келесі формула бойынша анықталынады:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot F \cdot A, \quad (5)$$

мұнда $\gamma_c - 1$ —ге тең болып қабылданатын, қаданың топырақтағы жұмыс істеу жағдайының коэффициенті;

R - тірек қада астындағы топырақтың есептік кедергісі, кПа;

A - қаданың топыраққа тірелу ауданы, м², тұтас қималы және төменгі жағы бітеу қуыс қадалар үшін толық қабылданатын; дөңгелек қималы, астыңғы жағы ашық қуыс қадалар және қабықшақ қадалар үшін-нақты қима ауданына тең, егер олардың қуысы бетонмен жабылмаса, және де қима ауданының сыртқы шеңберіндегі толық ауданға тең, егер қуыс, оның үш диаметріне тең биіктікке дейін, бетонмен толтырылса.

Тірек қаданың төменгі жағындағы топырақтың есептік кедергісін R төменде келтірілген жағдайларға қарай қабылдау керек:

а) тауасты және аз сығылатын топыраққа тірелетін, қағылмалы қадалардың барлық түрлері үшін $R = 20000$ кПа;

б) бетонмен толтырылатын және жемірілмеген тауасты топыраққа кем дегенде 0,5 м бекітілген бұрғылы қадалар мен қабыршақ-қадалар үшін - төмендегі формуламен:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (6)$$

мұнда $R_{c,n}$ - суға қаныққан жағдайдағы тауасты топырақтың тік бағыттағы беріктік шегінің нормативтік мәні, кПа;

γ_g - топырақ бойынша сенімділік коэффициенті, 1,4 тең етіп қабылданады;

l_d - толтырылатын және бұрғылы, сондай-ақ қабыршақ-қадалардың тауасты топыраққа ендірілуінің есептік тереңдігі, м;

d_f - толтырылмалы және бұрғылы қадалардың тауасты топыраққа ендірілген бөлігінің сыртқы диаметрі, м;

в) жемірілмеген тауасты топырақтардың жоғарғы бетіне тегіс тірелетін, қалыңдығы үш қабыршақ қада диаметрінен кем емес, тауасты емес, шайылмайтын топырақ қабатымен жабылған қабыршақ қадалар үшін – төмендегі формуламен:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g}, \quad (7)$$

Ескертпе - Толтырылатын, бұрғылы және қабыршақ-қадалар негізінде жемірілген және жұмсарған тауасты топырақтар жатса, олардың беріктік шегін штамптық немесе статикалық жүктемемен сынақтау нәтижелері бойынша қабылдау керек.

4.4.2.2 Сығушы жүктемеге жұмыс істейтін қағылмалы қапсырылған және батырылып кіргізілетін, қабыршақ қадалардың көтеру қабілетін F_d , кН, топырақтың есептік кедергілерінің қосындысы ретінде анықтау қажет:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (8)$$

мұнда γ_c - 1 тең болып қабылданатын, қаданың топырақтағы жұмыс істеу жағдайының коэффициенті;

R - қада астындағы топырақтың есептік кедергісі, кПа;

A - қаданың топыраққа тірелу ауданы, м²;

u - қаданың көлденең қимасының сыртқы периметрі, м;

f_i - i -ші топырақ қабатының іргелік бетінің есептік кедергісі, кПа;

h_i - қаданың іргелік бетімен түйісетін i –ші топырақ қабатының қалыңдығы, м;

γ_{cf}, γ_{cR} - қадаларды батыру әдісінің, топырақтың есептік кедергісіне тигізетін әсерін ескеретін, қадалардың ұшынан төмен және іргелі беттерінде орналасқан топырақтардың жұмыс жағдайы коэффициенттері.

4.8-ші формулада топырақтың қада өткен барлық қабатының кедергілерін, ал егер жобада алаң топырағын сырып тегістеу немесе топырақтың шайылу мүмкіндігі қарастырылған жағдайларда, тегістеу деңгейінен және есептік су тасқыны кезінде шайылған су қоймасының түбінен төмен орналасқан топырақтың барлық қабатының кедергілерін қосу керек.

Ескертпелер

1 Қағылмалы қаданың көтеру қабілетін анықтау кезінде қада діңі бойынша u периметрі ретінде қада діңінің көлденең қимасының периметрін, ал кеңейтілген жерлерде - кеңейтудің көлденең қимасының периметрін қабылдау қажет.

2 R және f_i топырақтың есептік кедергісін (8) формулада сары топырақтар үшін қаданың ену тереңдігі 5 м асқан кезде, 5 м тереңдік үшін 1 және 2-кестеде көрсетілгендей мәндер бойынша қабылдау қажет. Сонымен қатар, бұл топырақтар үшін, оларды суландыру мүмкіндігі бар болған жағдайда, 1 және 2- кестеде көрсетілген R және f_i , есептік көрсеткішін, аққыштық көрсеткіші толық суға қаныққан топыраққа сәйкес қабылдау керек.

4.4.2.3 Төменгі бөлігімен аққыштық көрсеткіші $I_L > 0,6$ болатын борпылдақ құмға немесе сазбалшықты топыраққа тірелетін қағылмалы және батырылатын қадалардың көтеру қабілетін F_d , кН қаданы статикалық сынақтау нәтижелері бойынша анықтау қажет.

4.4.2.4 Құмайт және сазбалшықты топырақтардан өтетін іргелік еңістігі $I_p \leq 0,025$ болатын пирамида, трапеция және ромб пішінді қадалардың көтеру қабілетін F_d , кН төмендегі формула бойынша анықтаған жөн:

$$F_d = \gamma_c \cdot \left[R \cdot A + \sum h_i \cdot (u_i \cdot f_i + u_{o,i} \cdot i_p \cdot E_i \cdot k_i \cdot \zeta_r) \right], \quad (9)$$

мұнда u_i – қаданың i –ші қимасының сыртқы периметрі, м;

$u_{o,i}$ – қаданың i –ші қимасының өлшемдерінің қосындысы, м;

i_p – қаданың іргелік бетінің еңісі;

E_i – қаданың іргелік бетін қоршаған топырақ қабатының деформация модулі, кПа, ол компрессиялық сынақтар нәтижесі бойынша анықталады;

k_i – топырақ түріне байланысты алынатын және 4-кестесі бойынша қабылданатын еселік;

ζ_r – реологиялық еселік, 0,8-ге тең болып қабылданады.

Ескертпелер

1 Ромб тәріздес қадалар үшін іргелік беті бойынша топырақ кедергілерін жинақтау (9) формуласы бойынша жүргізілмейді.

2 Пирамида тәріздес қадаларды есептеу кезінде іргелік беті $i_p > 0,025$ болатын жағдайда, прессиометрлік сынақтар нәтижелері бар болса, E қосымшасының талаптарына сәйкес жүргізу қажет, ал ол жоқ болса- (9) формула бойынша анықталады.

4.4.2.5 Жұлушы жүктемеге жұмыс істейтін қағылмалы, батырылатын және қабыршақ қадалардың көтеру қабілетін F_{du} , кН төменде келтірілген формуламен анықтау керек:

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i, \quad (10)$$

мұнда γ_c – топырақтағы қаданың жұмыс істеу жағдайының коэффициенті (топыраққа 4 м кем тереңдікке енетін қадалар үшін $\gamma_c = 0,6$, 4 м және одан да көп тереңдікке $\gamma_c = 0,8$ – барлық ғимараттар мен үймереттер үшін, тек ілме электр желілерінен басқа).

1-кесте - Топыракты шығармай батырылатын, қағылатын және қабыршақ қадалардың ұшынан төмен орналасқан топырақтардың есептік кедергісінің мәндері

Қаданың ұшының батырылу тереңдігі, м	Топыракты шығармай батырылатын, қағылатын қаданың және қабыршақ қадалардың ұшынан төмен орналасқан топырақтардың есептік кедергісі, R , кПа						
	тығыздығы орташа құмды топырақтар үшін						
	майдатасты	ірі	-	ірілігі орташа	ұсақ	тозанды	-
	сазбалшықты топырақтар үшін, егер аққыштық көрсеткіші I_L , тең болса						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 4000	3000	3100 2000	2000 1200	1100	600
4	8300	6800 5100	3800	3200 2500	2100 1600	1250	700
5	8800	7000 6200	4000	3400 2800	2200 2000	1300	800
7	9700	7300 6900	4300	3700 3300	2400 2200	1400	850
10	10500	7700 7300	5000	4000 3500	2600 2400	1500	900
15	11700	8200 7500	5600	4400 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Ескертпелер

1 Сызық үстіндегі R мәні құм үшін, ал сызық астында сазбалшықты топырақ үшін берілген.

2 1-ші және 2-кестедегі қадалардың ұшының батырылу тереңдігін және топырақ қабатының орташа орналасу тереңдігін алаңды 3 м-ге дейін қырып, толтырып, шайылыммен тегістегенде табиғи жер бедерінің деңгейінен қабылдау керек, ал егер 3 м-ден 10 м-ге дейін қырып, толтырып, шайылыммен тегістегенде - қыру деңгейінен 3 м жоғары немесе толтыру деңгейінен 3 м төмен орналасқан шартты белгіден өлшеу керек.

Су қоймасында қадалардың ұшының батырылу тереңдігін және топырақ қабатының орташа орналасу тереңдігін - су қоймасының түбінің есептік су тасқыны кезінде шайылғаннан кейінгі деңгейінен бастап, ал батпақты жерлерде – батпақтың түбінің деңгейінен өлшеп қабылдау керек.

Тереңдігі 6 м-ге дейінгі шұңқырлардың үстінен өтетін жол өтпелерін жобалау кезінде, сумен шаймай немесе алдын-ала ұңғыма қазылмай қағылатын қадалар үшін, 1-кестедегі қаданың ұшының топыраққа батырылу тереңдігін, іргетастар салынатын жердің табиғи жер бедері деңгейінен өлшеп қабылдау керек. Тереңдігі 6 м-ден асатын шұңқырларда, қаданың ұшының топыраққа батырылу тереңдігін, тереңдігі 6 м-лік шұңқырлардағыдай етіп қабылдау керек.

3 Қадалардың батырылу тереңдігінің және сазбалшықты топырақтардың аққыштық көрсеткіштерінің аралық мәндерінде, 1-ші және 2-кестедегі R және f_i көрсеткіштері шамалау арқылы анықталады.

4 Тығыздық дәрежесі статикалық зондтау мәліметтері бойынша анықталған тығыз құмды топырақтар үшін, 1-кестеде берілген сумен шаймай немесе алдын-ала ұңғыма қазылмай қағылатын қадаларға арналған R мәнін 100 %-ға көбейту керек. Топырақтың тығыздық дәрежесін инженерлік ізденістердің басқа түрлерінің

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013**СП РК 5.01-103-2013**

мәліметтері бойынша анықтағанда және статикалық зондау мәліметтері болмаған жағдайда, тығыз құмдар үшін 1-кестедегі R мәнін 20 000 кПа-дан аспайтындай етіп, 60 %-ға көбейту керек.

5 1-кестедегі есептік кедергінің R мәндерін, егер шайылмайтын және қырылмайтын топырақтарға көпірлердің және гидротехникалық ғимараттардың қадалары 4,0 м ден кем емес, ал басқа ғимараттар мен үймереттердің қадалары 3,0 м-ден кем емес қашықтыққа тереңдетілген жағдайда пайдалануға болады.

6 Бір қабатты өндірістік ғимараттардың ішкі ара қабырғаларының іргетастары ретінде пайдаланылатын, көлденең қимасы 0,15х0,15 м және одан кіші қағылмалы қадалардың ұшынан төмен орналасқан қабаттың есептік кедергілерінің R мәндерін, 20 %-ға көбейтуге болады.

7 Иленгіштік саны $l_p \leq 4$ және кеуектілік коэффициенті $e < 0,8$ құмайттың есептік кедергілерін R және f_i тығыздығы орташа құмдардағыдай етіп анықтау керек.

8 Табиғи жағдайында ылғалдылығы $S_r < 0,8$ болатын сазбалшықты топырақ үшін аққыштық көрсеткішін суға қаныққан топырақ үшін есептеп шығару қажет.

2-кесте - Қағылатын және қабыршақ қадалардың іргелі беттеріндегі есептік кедергілерінің мәндері

Топырақ қабаты орналасуының орташа тереңдігі, м	Қағылмалы және қабыршақ қадалардың іргелі беттеріндегі есептік кедергілері, кПа								
	тығыздығы орташа құмдар үшін								
	ірі және ірілігі орташа	ұсақ	тозаңды	-	-	-	-	-	-
	сазбалшықты топырақтар үшін, егер аққыштық көрсеткіші I_L , тең болса								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Ескертпелер

1 2-кесте арқылы қаданың іргелі беттеріндегі топырақтың есептік кедергісін f_i анықтау кезінде, 1-Кестеге арналған ескертудің 2-ші және 3-ші тармақтарындағы келтірілген талаптарды ескеру керек.

2 Қаданың іргелі беттеріндегі топырақтардың есептік кедергілерін f_i 2-кесте бойынша анықтау кезінде, топырақтардың қатпарларын қалыңдығы 2,0 м-ден үлкен емес біртекті қабаттарға бөлу керек.

3 Қаданың іргелі беттеріндегі тығыз құмды топырақтардың есептік кедергілерінің мәндерін f_i 2-Кестеде келтірілген мәндермен салыстырғанда 30%-ке көбейту керек.

4 Кеуектілік коэффициенті $e < 0,5$ құмайттар мен саздақтардың және кеуектілік коэффициенті $e < 0,6$ саздардың есептік кедергілерін, аққыштық көрсеткішінің кез-келген мәнінде, 2-кестеде келтірілген мәндермен салыстырғанда 15%-ке көбейту керек.

3-кесте - Қадалардың көтеру қабілетін есептеу кезіндегі топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенттері

Топырақты шығармай батырылатын, қағылатын және қабыршақ қадалардың топыраққа енгізу әдістері, және топырақтың түрлері	Қадалардың көтеру қабілетін есептеу кезіндегі топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенттері	
	ұшынан төмен орналасқан γ_{cR}	бүйірлі беттерінде орналасқан γ_{cf}
1. Тұтас және төменгі жағы бекітілген қуыс қадаларды механикалық (ілімелі), булы-ауалы және дизель балғалармен топыраққа кіргізгенде	1,0	1,0
2. Алдын-ала бұрғыланған ұңғымаларға қадаларды қағып және үстінен басып, ұңғыма түбінен төмен 1 м-ден аз емес тереңдікке кіргізгенде, ұңғыма диаметрі:		
а) шаршы түріндегі қаданың жақтарына тең болғанда	1,0	0,5
б) шаршы түріндегі қаданың жақтарынан 0,05 м-ге аз болғанда	1,0	0,6
в) шаршы түріндегі қаданың жақтарынан немесе дөңгелек қаданың (электр берілісі желілерінің бағандары) диаметрінен на 0,15 м-ге аз болғанда	1,0	1,0
3. Құмды топырақтарға шаю арқылы батырып, соңғы кезеңінде 1 м және одан үлкен тереңдікке шаюды қолданбай кіргізгенде	1,0	0,9
4. Қабыршақ қадаларды дірілдетіп батырғанда, қадаларды дірілдетіп батырғанда және дірілдетіп басып енгізгенде:		
а) тығыздығы орташа құмды топыраққа:		
ірі және ірілігі орташа	1,2	1,0
ұсақ	1,1	1,0
шанды	1,0	1,0
б) сазбалшықты топырақтар, аққыштық көрсеткіші $I_L = 0,5$:		
құмайтқа	0,9	0,9
саздаққа	0,8	0,9
сазбалшыққа	0,7	0,9
в) сазбалшықты топырақтар, аққыштық көрсеткіші $I_L \leq 0$ топыраққа:	1,0	1,0
5. Ортасы қуыс төменгі жағы ашық қадаларды балғаның кез-келген түрімен батырғанда:	1,0	1,0
а) қадалардың ішкі диаметрі 0,4 м және одан аз болғанда	0,7	1,0
б) қадалардың ішкі диаметрі 0,4 м-ден 0,8 м-ге дейін болғанда	0,9	1,0
6. Ортасы қуыс, төменгі жағы бекітілген дөңгелек қадаларды қалаған әдіспен 10 м және одан да көп тереңдікке батырып, соңынан тығыздығы орташа құмды топырақта және аққыштық көрсеткіші $I_L \leq 0,5$ шанды-батпақты топырақта қаданың төменгі жағынан камуфлетті кеңейтілу жасалынады. Кеңейтілу диаметрі:		
а) көрсетілген топырақтардың түріне байланыссыз 1,0 м-ге тең	0,8	1,0
б) құмдар мен құмайттарда 1,5 м-ге тең	0,7	

3-кесте - Қадалардың көтеру қабілетін есептеу кезіндегі топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенттері (жалғасы)

в) сазбалшықтар мен саздақтарда 1,5 м-ге тең	1,1	1,0
7. Қадаларды	1,1	0,8
а) тығыздығы орташа ірі, ірілігі орташа және ұсақ құмдарға	1,1	1,0
б) тозанды құмдарға	1,0	1,0
в) акқыштық көрсеткіші $I_L < 0,5$ сазбалшықты топырақтарға		

Ескертпе - 4 тармақ бойынша γ_{cr} және γ_{cf} коэффициенттері акқыштық көрсеткіштері $0,5 > I_L > 0$ сазбалшықты топырақтар үшін шамалаумен анықталады.

4-кесте - k_i коэффициентінің мәні

Топырақтар	k_i коэффициенті
Құмдар және құмайттар	0,5
саздақтар	0,6
Сазбалшықтар:	
егер $I_p = 18$	0,7
егер $I_p = 25$	0,9
Ескертпе - Иленгіштік саны $18 < I_p < 25$ сазбалшықтар үшін k_i коэффициентінің мәнін шамалауарқылы анықтайды.	

4.4.2.6 Топырақты шығарып батырғаннан кейін артынан бетонмен толтырылатын, сығушы жүктемеге жұмыс істейтін кеңейтілген немесе кеңейтілмеген құйма және бұрғылы қадалардың, қабыршақ қадалардың көтергіштік қабілетін F_d , кН, келесі формула арқылы анықтау керек:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum f_i \cdot h_i), \quad (11)$$

мұнда γ_c — қадалардың жұмыс жағдайының коэффициенті, ылғалдылық дәрежесі $S_r < 0,9$ сазбалшықты топырақтарға және сары топырақтарға тірелген жағдайда $\gamma_c = 0,8$, ал қалған жағдайларда $\gamma_c = 1$;

γ_{cr} - қадалардың ұшынан төмен орналасқан қабаттағы жұмыс жағдайының коэффициенті; $\gamma_{cr} = 1$ камуфлетті кеңейтілген қадалардан басқа барлық жағдайларда, камуфлетті кеңейтілген қадаларда бұл еселікті $\gamma_{cr} = 1,3$ етіп қабылдау керек, ал инъекциялық бұрғыланған және РИТ қадалар үшін $\gamma_{cr} = 0,9$, басқа жағдайларда $\gamma_{cr} = 1$ болып қабылданады;

R —технология бойынша дайындалған құйма қадаларда 1-Кесте арқылы қабылданатын, қадалардың ұшынан төмен орналасқан топырақтың есептік кедергісі, кПа;

A — кеңейтілмеген құйма және бұрғылы қадалар үшін — қадалардың көлденең қимасының ауданына; кеңейтілген құйма және бұрғылы қадалар үшін — кеңейтілген жерінің ең үлкен диаметріндегі көлденең қимасының ауданына; бетонмен толтырылатын қабыршақ қадалар үшін — қабыршақтың толық көлденең қимасының ауданына тең етіп қабылданған қадалардың топыраққа тірелу ауданы, m^2 ;

u — қада діңінің көлденең қимасының периметрі, m

γ_{cf} — ұңғыма жасау әдісі мен бетондау жағдайына байланысты 5-Кесте бойынша қабылданатын, қаданың іргелік беттеріндегі топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенті;

f_i — 2-Кесте арқылы қабылданатын, қада діңінің іргелік бетіндегі i -ші топырақ қабатының есептік кедергісі, kPa .

Ескертпелер

1 Кеңейтілген қадалар қабырғасының бетіндегі топырақтардың кедергісін есептегенде, жобалау деңгейінен, бағанаға кеңейту беті $\phi_l/2$ бұрыш жасап жанасқан құрастырушы ретінде сызығы бар болжамалы конус бетімен түйіскен топырағына дейін есепке алу қажет, мұндағы ϕ_l - көрсетілген конустың шегінде жатқан топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының орташа (қабаттар бойынша) есептік мәні.

2 Бұрғылы-инъекциялық қадалар үшін u діңінің көлденең қима периметрін, оларды жасау кезінде бұрғыланған ұңғымалардың периметріне тең етіп қолдану қажет.

Бұрғылы инъекциялық РИТ қадалардың тіреу ауданын кеңеюдің көлденеңінен қима ауданы бойынша қолдану керек, ал діңінің көлденең қима периметрін - жердің i қабатындағы j разрядтық-импульстік кеңеюін толтыруға жіберілген бетон қоспасының көлемі бойынша анықталатын қада d_{ji} диаметрінің ортанғы мәнінен алады. Жобадағы РИТ қадаларының белгіленген кеңеюін топырақтың нақтылы жағдайларында тәжірибелік қадалар дайындау кезінде нақтыланады.

5-кесте – Қаданың жұмыс жағдайының коэффициенті γ_{cf}

Қадалар және оларды орнату әдістері	Қаданың жұмыс жағдайының коэффициенті γ_{cf}			
	құмдарда	құмайтарда	саздақтарда	сазбалшықтарда
1. Құйма қадалар, басында ұштығы бар арнайы құбырды қағып жасайтын,	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Дірілді штампталған құйма қадалар	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Бетондалатын бұрғылы және бұрғылы кеңейтілген қадалар:				
а) ұңғымада су жоқ болғанда (құрғақ әдіспен), және де қайта шығарылып алынатын арнайы құбырды қолданып	0,7	0,7	0,7	0,6
б) судың немесе балшықты ерітіндінің астында	0,6	0,6	0,6	0,6
в) қатты бетон қоспаларын терең дірілдеткіштің көмегімен төсеу арқылы (құрғақ әдіспен)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Ұңғымада су жоқ кезде дірілді өзекшенің көмегімен жасалынатын бұрғы толтырмалы, қуысты дөңгелек қадалар	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Топырақты шығарып, дірілдету арқылы батырылатын қабыршақ қадалар	1,0	0,9	0,7	0,6

5-кесте – Қаданың жұмыс жағдайының коэффициенті γ_{cf} (жалғасы)

Қадалар және оларды орнату әдістері	Қаданың жұмыс жағдайының коэффициенті γ_{cf}			
	құмдарда	құмайт тарда	саздақ тарда	сазбалшықтарда
6. Қада-тіректер	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Қайта шығарылып алынатын құбырдың немесе 200-400 кПа (2-4 атм) қысымдалған бентонит ерітіндісінің қорғауымен жасалған бұрғы инъекциялық қадалар	0,9	0,8	0,8	0,8
8. РИТ қадалар	1,3	1,3	1,1	1,1

4.4.2.7 Қадалардың ұшынан төмен орналасқан топырақтың есептік кедергісін R , кПа, төмендегі тармақтарға сәйкес қабылдау керек:

а) өзегіндегі топырақты түгел шығарып батырылатын қабыршақ қадалардың, кеңейтілген және кеңейтілмеген толтырылмалы және бұрғылы қадалардың негізіндегі құмды толтырғыштары бар қиыршық тасты топырақтар және құмды топырақтар үшін - (12) формула, ал өзегінде жоғарыда айтылған топырақтарды 0,5 және одан үлкен биіктікті сақтап батырылатын қабыршақ қадалардың негізіндегі топырақтар үшін - (13) формула бойынша анықтайды:

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h); \quad (12)$$

$$R = \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (13)$$

мұнда $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - негіз топырағының ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәніне байланысты 6-Кестесі бойынша қабылданатын өлшемсіз коэффициентер;

γ'_1 — қадалар негізіндегі топырақтың (суға қаныққан топырақтарда судың қалқыту әсерін ескеру керек) меншікті салмағының есептік мәні, кН/м³;

γ_1 — қадалардың ұшынан жоғары орналасқан топырақтардың (суға қаныққан топырақтарда судың қалқыту әсерін ескеру керек) орташа меншікті салмағының есептік мәні, кН/м³;

d — құйма және бұрғылы қадалардың диаметрі, кеңейтілу диаметрі (кеңейтілген қадалар үшін), қабыршақ қадалардың және цемент-құм ерітіндісімен топырақта қатырылған тіреу қада ұңғымасының диаметрі, м;

h — табиғи жер бедерінен немесе өсімдік қабатын кесіп алу деңгейінен саналатын қадалардың ұшының немесе кеңейтілген жерінің салыну тереңдігі, ал көпір тіректері үшін есепті су тасқыны кезінде жалпы шайылғаннан кейінгі су қоймасының түбінен өлшенеді;

б) негіздегі сазбалшықты топырақтар үшін – 7-Кестесі бойынша.

Ескертпелер

1 4.2.7 нұсқауы топыраққа қаданың батырылуы қамтамасыз етілген жағдайда қолданылады.

2 (12) және (13) формулаларымен есептелген R мәнін, ұзындығы мен топырақтық жағдайы бірдей, қағылмалы қадалар үшін 1- кестесінде келтірілген мәндерден жоғары болмауға тиісті.

6-кесте – Топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәндері

Коэффициентер	Топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәндері φ_1 , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 егер h/d , тең болса:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 және одан көп	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 егер d , тең болса, м:									
0,8 және одан аз	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17
Ескертпе - φ_1 , h/d және d аралық мәндері үшін α_1 , α_2 , α_3 , және α_4 коэффициенттерінің мәндерін шамалау арқылы анықтайды.									

7-кесте - Топырақты шығара бұрғыланып, артынан бетонмен толтырылатын, қабыршақ, кеңейтілген және кеңейтілмеген бұрғылы қадалардың есептік кедергісі R , кПа

Қаданың ұшының салыну тереңдігі h , м	Топырақты шығара бұрғыланып, артынан бетонмен толтырылатын, қабыршақ, кеңейтілген және кеңейтілмеген бұрғылы қадалардың ұштарынан төмен орналасқан сары топырақтардан басқа, аққыштық I_L көрсеткіші төменде берілген сазбалшықты топырақтардың есептік кедергілері, R , кПа						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Ескертпе - Көпір тіректерінің іргетастары үшін 7-кестеде келтірілген мәндерді:

а) $1,5\gamma_w h_w$ тең шамаға көбейту (тіректер су қоймасында орналасқанда) керек, мұндағы γ_w — судың меншікті салмағы — 10 кН/м^3 ; h_w — су қоймасының есепті су тасқыны кезіндегі деңгейінен оның түбіндегі деңгейіне дейінгі су қабатының тереңдігі;

б) топырақтың кеуектілік коэффициенті $e > 0,6$ болғанда азайту керек, бұл жерде азайту коэффициенті m келесі мәндердің арасынан ($e = 0,6$ тең болғанда $m = 1,0$ және $e = 1,1$ тең болғанда $m = 0,6$) интерполяциямен анықтау керек.

4.4.2.8 Топырақты шығармай батырылатын немесе батырудың соңғы кезеңінде биіктігі қабыршақтың үш диаметрінен кем емес топырақтық өзекшені қалдырып және бетонмен толтырылмайтын (топырақ өзекше қабыршақ қадалардың ұштарының негізінде жатқан топырақтармен сипаттамалары бірдей топырақтардан құралған жағдайда) қабыршақ қадалардың ұшынан төмен орналасқан топырақтың есептік кедергісі R , кПа, 1-Кесте бойынша және 3-кестедегі 4-ұстанымға сәйкес, қабыршақ қадаларды батыру әдісін ескеретін жұмыс жағдайының коэффициентімен бірге қабылдану керек. Бұл айтылған жағдайда, есептік кедергі қабыршақ қадалардың көлденең қимасының нақты ауданына жатады.

4.4.2.9 Жұлушы жүктемелерге жұмыс істейтін толтырылмалы, бұрғылы және қабыршақ қадалардың көтеру қабілетін F_{du} , кН келесі формула бойынша анықтау керек:

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i, \quad (14)$$

4.4.2.10 Сығушы және жұлушы жүктемелерге жұмыс істейтін, қалақшаларының диаметрі $d \leq 1,2$ м және ұзындығы $l \leq 10$ м бұрамалы қадалардың көтеру қабілетін F_d , кН, (15) формула арқылы, ал қалақшаларының диаметрі $d > 1,2$ м және қаданың ұзындығы $l > 10$ м болғанда - тек қана бұрамалы қадаларды статикалық сынақтау мәліметтері бойынша анықтау керек:

$$F_d = \gamma_c \cdot [(\alpha_1 \cdot c_1 + \alpha_2 \cdot \gamma_1 \cdot h_1)A + u \cdot f_i(h - d)], \quad (15)$$

мұнда γ_c — қадаларға әсер ететін жүктемелердің түріне және топырақтың жағдайына байланысты 8-кесте бойынша анықталатын, жұмыс жағдайының коэффициенті;

α_1, α_2 — φ_1 жұмыс аймағындағы (қалақшаларға жанасып тұрған қалыңдығы d -ға тең топырақ қабаты) топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәніне байланысты 9-кесте бойынша алынатын өлшемсіз коэффициентер;

c_1 — сазбалшықты топырақтың меншікті ілінісінің есептік мәні, кПа;

γ_1 — қада қалақшаларынан жоғары орналасқан топырақтардың меншікті салмағының орташа есептік мәні (суға қаныққан топырақтарда судың қалқыту әсерін ескеру керек);

h_1 — қаданың қалақшасының табиғи жер бедерінен, ал өсімдік қабатын кесу арқылы тегістегенде — тегістелу деңгейінен есептелінетін жату тереңдігі, м;

A — бұрамалы қаданың, сығушы күштерге жұмыс істеген кезінде, сыртқы диаметрінен есептелінетін қалақшалар ауданының проекциясы, ал бұрамалы қаданың жұлшы күштерге жұмыс істеген кезінде, діңі қимасының ауданы алынып тасталған, қалақшалардың жұмыс ауданының проекциясы, m^2 ;

f_i — 2-кесте бойынша қабылданатын бұрамалы қада діңінің бүйір жақ бетіндегі топырақтың есептік кедергісі, кПа, (қаданың батырылу тереңдігіндегі барлық топырақ қабаттарының орташа мәні);

u — қада діңінің периметрі, м;

h — топыраққа батырылған қада діңінің ұзындығы, м;

d — қада қалақшасының диаметрі, м.

Ескертпелер

1 Басатын жүктемелер әсер ететін бұрамалы қаданың көтеру қабілетін анықтау кезінде 9-Кестеде сипаттамалары берілген топырақтар, қалақшалардың астында жататын топырақтарға, ал жұлшы жүктемелерге жұмыс істегенде — қалақшалардың үстінде жататын топырақтарға қарасты келтірілген.

2 Сазбалшықты топырақтарда, қалақшалардың салыну тереңдігі, тегістелу деңгейінен есептегенде $5d$ -ден, ал құмды топырақтарда $6d$ -ден кем болмауы тиіс (мұндағы d — қалақшаның диаметрі).

8-кесте - Бұрамалы қадалардың келесі жүктемелер үшін жұмыс жағдайының коэффициенті γ_c

Топырақтар	Бұрамалы қадалардың келесі жүктемелер үшін жұмыс жағдайының коэффициенті γ_c		
	сығушы	жұлшы	ауыспалы
1. Сазбалшықтар мен саздақтар:			
а) қатты, жартылай қатты және тығыз-иленгіш	0,8	0,7	0,7
б) жұмсақ иленгіш	0,8	0,7	0,6
в) аққыш	0,7	0,6	0,4
2. Құмдар мен құмайттар:			
а) ылғалдылығы аз құмдар мен қатты құмайттар	0,8	0,7	0,5
б) ылғалды құмдар мен иленгіш құмайттар	0,7	0,6	0,4
в) суға қаныққан құмдар мен ақпа құмайттар	0,6	0,5	0,3

Бұрандалы бұрғыланған қаданың көтеру қабілетін F_d кН, мына формула бойынша анықтауға болады:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (16)$$

мұндағы γ_c - 1 тең етілген, топырақтағы қаданың жұмыс жағдайының коэффициенті;

R - (17) формуласы бойынша анықталатын қаданың ұшындағы топырақтың есептік кедергісі кПа;

A - қада діңінің көлденең қимасының толық ауданы, m^2 ;

u - қада діңінің көлденең қимасының периметрі, м;

f_i - 2-кесте бойынша қабылданатын қаданың іргелік бетіндегі негіз топырақ i -қабатының есептік кедергісі, кПа;

h_i - қаданың іргелік бетіндегі негіз топырақ i -қабатының қалыңдығы;

γ_{cR} - 0,8 тең етіп қабылданған қаданың іргелік бетіндегі топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенті, ол 1,1 тең болады, егер қаданы жер қабаты бұзылмаған топыраққа енгізген жағдайда; 0,8 теңестірілген - алдын ала бұрғылап қопсытылған топырақ қабатына қаданы енгізу кезінде және 0,6 тең болады – қаданы бағыттаушы ұңғымаға енгізу кезінде.

9-кесте – α_1, α_2 коэффициенттерінің мәндері

Жұмыс аймағындағы топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәні φ_1 , град	Коэффициентер		Жұмыс аймағындағы топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының есептік мәні φ_1 , град	Коэффициентер	
	α_1	α_2		α_1	α_2
13	7,8	2,8	24	18,0	9,2
15	8,4	3,3	26	23,1	12,3
16	9,4	3,8	28	29,5	16,5
18	10,1	4,5	30	38,0	22,5
20	12,1	5,5	32	48,4	31,0
22	15,0	7,0	34	64,9	44,4

4.4.2.11 Бұрандалы бұрғымалы қаданың ұшындағы топырақтың есептік кедергісін мына формула бойынша анықтайды:

$$R = \alpha_1 \cdot c_1 + \alpha_2 \cdot \gamma_1 \cdot h, \quad (17)$$

мұнда α_1, α_2 - қада негізі, топырақтың ішкі үйкеліс есептік бұрышына φ_1 , байланысты 9-кесте бойынша қабылданатын өлшемсіз коэффициентер;

c_1 - қада негізіндегі топырақтың меншікті ілінісуінің есептік мәні, кПа;

γ_1 - қаданың ұшынан жоғары жатқан топырақтың орташаланған меншікті салмағының есептік мәні, кН/м³;

h - қаданың батырылу тереңдігі, м.

4.4.2.12 Бұрандалы бұрғымалы қада қабырғасының қалыңдығы, қаданы батыру үшін қолданылатын механизм дамытатын ең үлкен бұраушы күш құбырға берілетін жағдайдағы беріктігіне сәйкес есептелумен тексерілуге тиісті.

4.4.2.13 Қада айналасындағы топырақтың шөгуі кезінде қаданың іргелі бетінде пайда болатын кері үйкеліс күштері келесі жағдайларда ескерілуге тиісті:

- алаң, қалыңдығы 1,0 м-ден астам, топырақ төгумен тегістелгенде;
- қойма едендеріне 20 кН/м² астам пайдалы жүктеме түскенде;

- іргетас маңындағы еденге 100 кН/м^2 астам, жабдықтардан түсетін пайдалы жүктеме түскенде;

- жер асты суларының деңгейін төмендету арқылы, судың қалқыту әсерін түсіріп, топырақтағы тиімді кернеулерді арттыру;

- қазіргі және техногендік түзілістер топырақтарының аяқталмаған нығая сығылуы;

- динамикалық әсерлер кезіндегі сусымалы топырақтардың нығыздалуы;

- топырақтардың сулану кезіндегі лықсып шөгуі;

- тұрған үймереттің жанына жаңа құрылыс нысанын тұрғызу кезінде.

4.4.2.14 Кері үйкеліс күштері, қадалы іргетастарды тұрғызып, оны жүктегеннен кейінгі қаданың айналасындағы топырақтардың шөгуінің мәні, іргетастың шөгуінің шекті мәнінің жартысынан асатын тереңдікке дейін ескеріледі. Топырақтың есептік кедергісі f_i 2-кесте бойынша «минус» белгісімен қабылданады, ал шымтезектер, лайлы саздар, тұнбалар үшін — минус 5 кПа тең.

Егер қадалардың батырылған бөлігіндегі ұзындығы бойында қалыңдығы 30 см-ден асатын шымтезек қабаты жатса және алаң топырақ төгіп тегістелетін немесе басқа да әдістер қолданылатын болса, онда шымтезектің ең төменгі қабатының табанынан жоғары орналасқан топырақтың есептік кедергісін f_i төмендегі жағдайларды ескеру арқылы анықтайды:

а) егер топырақ 2 м-ден аз биіктікке үйілсе — төселген топырақ және шымтезек қабаты үшін — нөлге, ал құрамы табиғи күйіндегі үйілмеген топырақтар үшін — 2-Кестедегі оң мәндерге тең етіп алу керек;

б) егер 2 м-ден 5 м-ге дейінгі биіктікке үйілсе — төселген топырақты қосқандағы барлық топырақтар үшін — 2-Кестеде берілген 0,4 мәніне тең етіп, «минус» белгісімен, ал шымтезек үшін — минус 5 кПа (кері үйкеліс күштері) тең етіп алу керек;

в) егер 5 м-ден үлкен биіктікке үйілсе—төселген топырақты қосқандағы барлық топырақтар үшін, — 2-кестеде берілген мәндерге тең етіп «минус» белгісімен, ал шымтезек үшін — минус 5 кПа тең етіп алу керек.

Қаданың төменгі жағында, қадалы іргетастарды тұрғызып оны жүктегеннен кейінгі қаданың айналасындағы топырақтардың шөгуі, қадалы іргетастардың шөгуінің шектік мәнінің жартысынан аз болғанда топырақтың есептік кедергісін f_i 2-кесте бойынша, ал шымтезектер, лайлы саздар, тұнбалар үшін — 5 кПа тең етіп алу керек.

4.4.2.15 Егер ғимараттар мен үймереттердің (қадалы іргетастарды қосқанда) жер бетіндегі бөлігін салуды бастау алдында алаңды топырақ төсеп тегістегенде немесе жүктеуден топырақтың нығая сығылуы аяқталған болса, немесе қаданың айналасындағы топырақтардың шөгуінің мүмкін болатын мәндері, көрсетілген уақыттан кейінгі қалдық нығаяудың нәтижесінде, жобаланатын ғимараттар мен үймереттердің шөгуінің шекті мәнінің жартысынан аспаса, онда шымтезек қабатының бар немесе жоқ екеніне қарамастан қадалардың іргелік жағында топырақтың кедергісін оң етіп қабылдауға болады. Шымтезек қабаты үшін f_i мәнін 5 кПа тең етіп алу керек.

Егер қаданың батырылған бөлігінің ұзындығының бойында жатқан шымтезектің деформация модулінің және нығая сығылу коэффициентінің мәндері белгілі болса және алаңды үйіндімен жүктеу әсерінен болатын негіздің шөгуінің мәнін топырақтың әрбір қабаты үшін анықтау мүмкін болса, онда топырақтың кедергі күштерін (кері үйкеліс

күштері) шымтезектің төменгі қабатының табанының деңгейінен емес, алаңды жүктеудің әсерінен болатын қосымша шөгудің мәні, жобаланатын ғимараттардың немесе үймереттердің шөгуінің шекті мәнінің жартысын құрайтын, топырақтың жоғарғы қабатының деңгейінен өлшеп, теріс белгімен есепке алуға болады-мыс.

4.5 Қадалардың көтеру қабілетін далалық зерттеулердің нәтижелері бойынша анықтау

4.5.1 Қадаларды статикалық және динамикалық жүктемелермен, ал топырақтарды статикалық зондтау және нұскалы қадамен сынақтауды, зондтау әдістерін сақтай отырып жүргізу керек.

Ескертпе - Ұзындығы 12 м-ден асатын қапсырылған қағылмалы қадалар үшін топырақтарды нұскалы қадамен сынақтаудың орнына, құрылымы қадалардың ұшынан төмен орналасқан және іргесі жағындағы ауданы $0,25 \text{ м}^2$ бөлігінде топырақтың кедергісін бөлек-бөлек өлшеуді қамтамасыз ететін, диаметрі 127 мм-лік металдан жасалған зонд қаданың көмегімен статикалық жүктемелер арқылы сынақтар жүргізуге болады.

4.5.2 Қаданы статикалық және динамикалық жүктемемен сынақтауды және топырақты нұскалы қадамен сынақтауды [2] талаптарын сақтай отырып, ал топырақты статикалық зондтау арқылы сынақтауды [6] талаптарын сақтай отырып іске асыру керек. Топырақты қада-зондпен сынақтауды II түріндегі нұскалы қадаға пайдаланылатын [2] талаптарына сай жүргізу керек.

Далалық сынақтауларының көлемі нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес қабылдануға тиісті.

4.5.3 Қадалардың көтеру қабілетін F_d , кН, оларды батырушы, жұлушы және көлденең жүктемелермен жүргізілген статикалық және динамикалық сынақтар нәтижелері бойынша келесі формула арқылы анықтау керек:

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (18)$$

мұнда γ_c — жұмыс жағдайының коэффициенті, батырушы немесе көлденең жүктемелер болған жағдайда $\gamma_c = 1$ тең; жұлушы жүктемелер болған жағдайда γ_c 4.2.5 тармақтарының нұсқаулары бойынша қабылданады;

$F_{u,n}$ — қаданың шекті кедергісінің нормативтік мәні, кН;

γ_g — топырақ бойынша сенімділік коэффициенті.

Ескертпе - Егер сынақтар жағдайы ғимараттар мен үймереттердің іргетастарындағы қадалардың шын мәніндегі жұмыс жағдайына сәйкес келген жағдайда, қадаларға көлденең жүктемелермен жүргізілген статикалық сынақтаулар нәтижелері оларға келетін есептік жүктемелерді анықтауға қолданылуы мүмкін.

4.5.4 Егер бірдей топырақ жағдайында сынақталған қадалардың саны алтыдан аз болса, онда (18) формуладағы қаданың шекті кедергісінің нормативтік мәнін сынақ нәтижелерінен алынған ең кіші шекті кедергіге $F_{u,n} = F_{u,\min}$ ал, топырақ бойынша сенімділік коэффициентін $\gamma_g = 1$ тең етіп алу керек

Егер бірдей жағдайда сынақталған қадалардың саны алтыға тең немесе одан көп болса, онда $F_{u,n}$ және γ_g мәндерін, сынақ мәліметтерінен алынған қадалардың шекті кедергілерінің F_u жеке мәндерін статистикалық өңдеу нәтижелерінің негізінде және [5] келтірілген уақытша кедергіні анықтауға арналған әдістеменің талаптарына сай анықтау керек. Бұл жерде, шекті кедергілердің жеке мәндерін - сығушы жүктемелер түсірілген кезде - 4.3.5 тармақтың, жұлушы және көлденең жүктемелерде - 4.3.6 тармақтың, ал динамикалық сынақтаулар кезінде - 4.3.7 тармақтың талаптарына сай анықтау керек.

4.5.5 Егер қадалардың сығылуына статикалық сынақтар жүргізу кезіндегі жүктеме, оның мәнін арттырмай-ақ қадалардың шөгуінің S тоқтаусыз өсуіне әкелетін жүктемеге ($S \leq 20$ мм болғанда) дейін жекізілсе, онда бұл жүктеме сыналатын қадалардың шекті кедергілерінің жеке мәндері F_u ретінде қабылданады.

Ал, қалған барлық жағдайларда, ғимараттар мен үймереттердің іргетастары үшін, қадалардың сығушы күшке деген шекті кедергілерінің жеке мәндері ретінде, сынақталатын қадалар, оның әсерінен төмендегі формула бойынша анықталатын S шамасына шөгетін жүктемені қабылдау керек:

$$S = \zeta \cdot S_{u,mt}, \quad (19)$$

мұнда $S_{u,mt}$ — жобаланатын ғимараттардың немесе үймереттің іргетасының шөгуінің орташа шекті мәні;

ζ — ғимараттардың немесе үймереттің іргетасының шөгуінің орташа шекті мәнінен $S_{u,mt}$ шөгудің шартты тұрақталу (басылуы) кезіндегі статикалық сынақтар нәтижесінде алынған қадалардың шөгуіне көшу коэффициенті.

Егер қадаларды сынақтау шартты тұрақталу жағдайында жүргізілсе, 1 сағатта 0,1 мм-ге тең, егер қадалардың ұшынан төменгі жағында шөгуі 2 сағатта 0,1 мм-ге тең қаттыдан тығыз иленгішке дейінгі құмайты немесе сазбалшықты топырақтар жатса, егер қадалардың ұшынан төменгі жағында жұмсақ иленгіш аққышқа дейінгі сазбалшықты топырақтар жатса, онда ζ коэффициентінің мәнін 0,2-ге тең етіп алу керек. ζ коэффициентінің мәнін, ұқсас топырақтық жағдайда, қадалы іргетастарға салынған ғимараттардың шөгуіне бақылау жүргізудің нәтижелері бойынша анықтауға болады.

Егер (19) формула бойынша анықталған шөгудің мәні 40 мм-ден үлкен болса, онда қадалардың шекті кедергілерінің жеке мәні F_u ретінде, $S = 40$ мм сәйкес келетін жүктемені қабылдау керек.

Көпірлер мен гидротехникалық ғимараттарда, батырушы жүктемелер кезіндегі қадалардың шекті кедергісі F_u ретінде, төмендегі жағдайларды болдыратын жүктемелерден бір саты төмен жүктемені қабылдау керек:

а) бір саты жүктеу кезіндегі шөгудің өсуі (шөгудің жалпы мәні 40 мм-ден үлкен болғанда), алдыңғы жүктеу кезінде алынған шөгудің өсуінен 5 есе және одан да көп болса;

б) бір тәулік немесе одан да көп уақыт ішінде шөгу басылмаса (шөгудің жалпы мәні 40 мм-ден үлкен болғанда).

Егер сынақтау кезіндегі ең жоғарғы жүктеме $1,5 F_d$ [мұнда F_d — (5), (8), (9), (11), (15) және (16) формулаларымен есептелген, қаданың көтергіштік қабілеті] тең немесе одан үлкен болса, сынақтау кезіндегі қаданың шөгуінің мәні (19) формула бойынша анықталған мәннен аз болса, ал көпірлер мен гидротехникалық ғимараттар үшін — 40 мм-ден аз болса, онда қадалардың шекті кедергісінің жеке мәні ретінде сынақтау кезінде алынған ең үлкен жүктемені қабылдауға болады.

Ескертпелер

1 Тиісті негіздемелері бар, жекелеген жағдайларда, сынақтау кезінде ең жоғарғы жүктемені, қаданың көтергіштік қабілетіне F_d тең етіп қабылдауға болады.

2 Қадаларды статикалық батырушы жүктемелермен сынақтау кезіндегі жүктеу сатылары, қадалардың шамаланған шекті кедергілерінің F_u 1/10 - 1/15 бөлігіне тең етіп тағайындалуы мүмкін.

4.5.6 Қадаларды статикалық жүлушы немесе көлденең жүктемелермен сынақтау кезіндегі шекті кедергілерінің жеке мәндері F_u ретінде, жүктеме әсерінен ауытқу сұлбалары бойынша, жүктемені арттырмай-ақ қадалардың ауытқуы тоқтаусыз өсетін жүктемеден бір саты төмен жүктеме қабылданады.

Ескертпе - Қадаларды көлденең жүктемелерге статикалық сынақтау нәтижелері бойынша есептеулерге қолданылатын «қада — топырақ» жүйесінің есептік шамаларын анықтауға қолданылуы мүмкін.

4.5.7 Динамикалық сынақтау жүргізу кезіндегі қағылмалы ұзындығы 20 м аспайтын темірбетонды қадалардың шекті кедергісінің жеке мәнін F_u , кН (тс), олардың, батырылу мәліметтері бойынша, нақты (өлшенген) қалдық тоқтауының мәні $S_a \geq 0,003$ м жағдайда, келесі формула арқылы анықтаған жөн

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right]. \quad (20)$$

Егер нақты (өлшенген) қалдық тоқтауының мәні $S_a < 0,003$ м болса, онда қадалы іргетастардың жобасында қадаларды батыруға, қалдық тоқтауының мәні $S_a \geq 0,003$ м болатын, соғу энергиясы жоғары балға қолдануды қарастыру керек, ал қада қағу жабдығын ауыстыру мүмкін болмаған жағдайда және тоқтауөлшеуіш болғанда, қадалардың шектік кедергісінің жеке мәнін F_u , кН (тс), келесі формула бойынша анықтаған жөн

$$F_u = \frac{1}{2\theta} \cdot \frac{2s_a + s_{el}}{s_a + s_{el}} \left[\sqrt{1 + \frac{8E_d(s_a + s_{el})}{(2s_a + s_{el})^2} \cdot \frac{m_4}{m_4 + m_2} \theta} - 1 \right]. \quad (21)$$

(20) және (21) формулаларында:

η — қадалардың материалына байланысты, 10-кесте бойынша қабылданатын еселік, кН/м²;

A — қада діңінің сыртқы пішінімен шектелген бүтін немесе қуыс көлденең қимасының (қаданың ұшы бар немесе жоқ екеніне байланысты) ауданы, м²;

M — қадаларды соққылы әсерлі балғамен қағу кезінде бірге тең етіп, ал қадаларды дірілді батыру кезінде олардың ұштарынан төмен жатқан топырақтардың түріне байланысты 11-кесте арқылы қабылданатын еселік;

E_d — 12-кесте бойынша қабылданатын балғаның соққысының есептік энергиясы немесе 13-кестеден алынатын дірілді батырғыштардың есептік энергиясы, кДж;

S_a — балғаны қолданғанда — оның бір соққысынан, ал дірілді батырғыштарды қолданғанда — олардың 1 минут жұмысы ішіндегі қаданың батырылатын мәніне тең нақты қалдық тоқтауы, м;

m_1 — балға немесе дірілді батырғыштың массасы;

m_2 — қаданың және қаптаманың массасы, т;

m_3 — ұзартқыштың(подбабок) массасы (қадалардың дірілді батырылу кезінде $m_3 = 0$), т;

m_4 — балғаның соққыш бөлігінің массасы, т;

ε — соққыны бұрынғы қалпына келтіру коэффициенті, ұшында ағаш сынасы бар қаптама қолданылған темірбетон қадаларды соққылы балғамен қағу кезінде $\varepsilon^2 = 0,2$ -ге, ал дірілді батырғыштарды қолданғанда $\varepsilon^2 = 0$ -ге тең;

S_{el} — өлшеуіш арқылы анықталатын қаданың соғудан серпімді шөгуі (топырақтың және қадалардың серпімді орын ауысуы), м;

θ - төмендегі формула бойынша анықталатын еселік, 1/кН:

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \frac{m_4}{m_4 + m_2} \sqrt{2g(H - h)}, \quad (22)$$

мұнда A , m_4 , m_2 — (20) және (21) формулалардан қара;

n_p , n_f — қаданың ұшынан төмен орналасқан топырақ үшін $n_p = 0,00025$ с·м/кН тең және қаданың бүйір жақтарындағы топырақ үшін $n_f = 0,025$ с·м/кН тең етіп қабылданатын, топырақтың динамикалық кедергілерінен статикалық кедергілеріне ауысу коэффициенттері;

A_f — қаданың топырақпен жанасатын бүйір жақтарының ауданы, м²;

g — 9,81 м/с² тең, еркін түсу үдеуі;

H — балғаның соққылық бөлігінің нақты түсу биіктігі, м;

h — 12-кестеге сәйкес қабылданатын дизель-балғаның соқпа бөлігінің бірінші ыршып кеткен биіктігі, ал балғалардың басқа түрлері үшін $h = 0$.

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013**СП РК 5.01-103-2013**

Ұзындығы 20 м астам темірбетонды қадаларды, сонымен қатар әр түрлі ұзындықтағы болат қадаларды динамикалық сынақтау кезінде оларды балғалармен батыру кезіндегі өлшенген қалдық және серпімді тоқтауы бойынша шекті кедергінің жеке мәнін соққылы толқын қағидасына негізделген қағылмалы қадаларды есептеу әдістері арқылы компьютерлік бағдарламалар көмегімен анықтаған жөн

Ескертпелер

1 Қазаншұңқырды өңдеу барысында шығарылатын топыраққа немесе ағып жатқан су түбіндегі топыраққа қада қағу кезінде соғудан шөгудің есептік мәнін, шығарылмаған топырақты немесе шайылып кетуі мүмкін топырақты ескере отырып есептелген қаданың көтеру қабілетіне сүйене отырып анықтау керек, ал теріс үйкеліс күштері көрінуі мүмкін жерлерде — бұл күштерді де есепке алады.

2 Егер (20)—(22) формулалар арқылы анықталған қадалардың көтерук қабілетінің мәндері мен 4.2-тараудың талаптарына сәйкес есептелген көтеру қабілетінің мәндерінің арасында 1,4 еседен үлкен айырмашылық болса, онда қадалардың көтеру қабілетін статикалық зондтаулардың қорытындылары бойынша немесе қадаларға статикалық сынақтар жүргізу арқылы қосымша тексеру керек.

10-кесте - Қаданың материалына қатысты қабылданатын η - коэффициенті

Есептеу жағдайы	Коэффициент - η , кН/м ²
Қадалардың келесі түрлерін оларды қағып және жеткізе қағып сынағанда (сонымен қатар соғудан шөгуді анықтаған жағдайда):	
қаптамасы бар, темірбетон	1500
ұзартқышсыз, ағаш	1000
ұзартқышпен, ағаш	800
Қадалардың көтеру қабілетін, E_d/s_d , кН төмендегі мәндерінде өндірістік қағудың нәтижелері бойынша бақылауда:	
1000(100) және одан аз	2500
2000(200)	1500
4000(400)	950
8000(800) және одан көп	700

11-кесте – Қаданы қағу кезінде балғаның соққылық әсері бірге тең болғанда қабылданатын M - коэффициенті

Қадалардың ұшынан төмен орналасқан топырақтар	M коэффициенті
1. Құмды толтырғыштары бар ірі сынықты топырақтар	1,3
2. Ірілігі орташа және тығыздығы орташа ірі құмдар мен қатты құмайттар	1,2
3. Тығыздығы орташа ұсақ құмдар	1,1
4. Тығыздығы орташа шаңды құмдар	1,0
5. Иленгіш құмайттар, саздақтар және қатты сазбалшықтар	0,9
6. Жартылай қатты балшықтар мен саздақтар	0,8
7. Тығыз иленгіш балшықтар мен саздақтар	0,7

Ескертпелер

1 Тығыз құмдарда M коэффициентінің мәні 11-кестедегі 2-4 позицияларын 60 % көтеру керек.

12-кесте - E_d – балға соққысының есептік энергиясы

Балға	Балғаның соққысының есептік энергиясы E_d , кДж
1. Ілмелі немесе жеке әсерлі	GH
2. Құбырлы дизель-балға	$0,9GH$
3. Штангалы дизель-балға	$0,4GH$
4. Отын жіберілмей, жекелеген соққылармен бақылап біржола қағатын дизель-балға	$G(H-h)$

1 G — балғаның соғатын бөлігінің салмағы, кН.

2 4 дағы, h — өлшегіш бойынша анықталынатын дизель-балға бөлігінің бірінші соққысының биіктігі, м. Алдын –ала есептеулер үшін штангалы балғаларда $h = 0,6$ м, құбырлы балғаларда $h = 0,4$ м тең болады.

13-кесте - Дірілдетіп батыру соққысының есептік энергиясы

Дірілді батырғыштың кернеуші күші, кН	Дірілдетіп батыру соққысының эквиваленттік есептік энергиясы, кДж
100	45,0
200	90,0
300	130,0
400	175,0
500	220,0
600	265,0
700	310,0
800	350,0

4.5.8 Сығушы жүктемелерге жұмыс істейтін қапсырылған қағылмалы қадалардың көтеру қабілеті F_d , кН, топырақтарды нұсқалық қадалармен, зонд-қадалармен сынақтаулардың немесе статикалық зондтаулардың нәтижелері бойынша (18) формауласы сияқты анықтауға болады, бұл жағдайда $\gamma_c = 1$ тең етіп қабылданады.

$F_{u,n}$ нормативтік мәнін топырақтарды нұсқалық қадалармен және зонд-қадалармен сынақтау орындарындағы немесе зондтау нүктелеріндегі қадалардың шекті кедергілерінің жеке мәндері негізінде анықтайды.

Топырақ бойынша сенімділік коэффициентін γ_g қаданың шекті кедергісінің F_u жеке мәндерін статистикалық өңдеу негізінде анықтайды.

4.5.9 Топырақтарды нұсқалық қадалармен сынақтау орнындағы, қағылмалы қадалардың шекті кедергілерінің жеке мәндерін F_u , кН, келесі тармақтар бойынша анықтау керек:

а) топырақтарды 1-ші типтегі [2] нұсқалық қадалармен сынақтау кезінде келесі формула бойынша анықталады:

$$F_u = \gamma_{sp} \left(\frac{u}{u_{sp}} \right) \cdot F_{u,sp}, \quad (23)$$

мұнда γ_{sp} — еселік; егер қадалар, тығыз құмдарға немесе қиыршық тасты топырақтарға тереңдетілген болса, онда $\gamma_{sp} = 1,25$ тең, ал қалған топырақтар үшін $\gamma_{sp} = 1$;

u, u_{sp} — қадалардың және нұсқалық қадалардың көлденең қималарының периметрлері;

$F_{u,sp}$ — статикалық жүктемелермен сынақтау нәтижелері бойынша анықталатын, нұсқалық қадалардың шекті кедергілерінің жеке мәндері, кН;

б) топырақтарды II немесе III типтегі [4] нұсқалық қадалармен сынақтау кезінде келесі формула бойынша анықталады

$$F_u = \gamma_{sR} \cdot R_{sp} \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f_{sp} u h, \quad (24)$$

мұнда γ_{sR} — тәжірибелік қаданың ұшынан төмен орналасқан топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенті, нұсқалық қаданың ұшынан төмен орналасқан топырақтың шекті кедергісіне R_{sp} байланысты 14-кесте бойынша қабылданады;

R_{sp} — нұсқалық қаданың ұшынан төмен орналасқан топырақтың шекті кедергісі, кПа;

A — тәжірибелік қаданың көлденең қимасының ауданы м;

γ_{cf} — тәжірибелік қаданың іргелік беттеріндегі топырақтардың жұмыс жағдайының коэффициенті, нұсқалық қаданың іргелік беттеріндегі топырақтардың шекті кедергілерінің f_{sp} орташа мәніне байланысты 14-кесте бойынша қабылданады;

f_{sp} — нұсқалық қаданың іргелік беттеріндегі топырақтардың шекті кедергілерінің орташа мәні, кПа;

h — тәжірибелік қаданың батырылу тереңдігі, м;

u — қада діңінің көлденең қимасының периметрі, м.

Ескертпе - II типтегі нұсқалық қадаларды қолданғанда, олардың ұшынан төмен және ірге жақтарында орналасқан топырақтардың шекті кедергілерінің қосындысының, нұсқалық қадалардың шекті кедергілеріне сәйкестігін тексеру керек. Егер екі аралықтағы айырма 20 %-дан асатын болса, онда тәжірибелік қадалардың шекті кедергісін есептеу, I типтегі нұсқалық қадалардағы есептеулермен бірдей етіп орындалуы керек.

14-кесте – Зонд-қадалар үшін $f_{ps,i}$ сәйкес γ_{cf} коэффициентінің мәні

R_{sp} , кПа	R_{sp} сәйкес қабылданатын γ_{cR} коэффициенті		$f_{sp}, f_{ps,i}$, кПа	II және III типтегі нұсқалық i кадалар үшін f_{sp} сәйкес қабылданатын γ_{cf} коэффициенті		Зонд-кадалар үшін $f_{ps,i}$ сәйкес γ_{cf} коэффициентінің мәні
	II типтегі нұсқалық кадалар үшін	III типтегі нұсқалық i кадалар үшін		құмдар	сазбалшықтар	
≤ 2000	1,15	1,40	≤ 20	2,00	1,20	0,90
3000	1,05	1,20	30	1,65	0,95	0,85
4000	1,00	0,90	40	1,40	0,80	0,80
5000	0,90	0,80	50	1,20	0,70	0,75
6000	0,80	0,75	60	1,05	0,65	0,70
7000	0,75	0,70	80	0,80	0,55	-
10000	0,65	0,60	≥ 120	0,50	0,40	-
≥ 13000	0,60	0,55	-	-	-	-

Ескертпелер

1 R_{sp} және f_{sp} шамаларының аралықтағы мәндерінде, γ_{cR} және γ_{cf} коэффициенттері шамалаумен анықталады.

2 Егер қаданың іргелік беттерінде құмды және сазбалшықты топырақтар жатқан болса, онда γ_{cf} коэффициенті келесі формула бойынша анықталады:

$$\gamma_{cf} = \frac{\gamma'_{cf} \Sigma h'_i + \gamma''_{cf} \Sigma h''_i}{h},$$

мұнда $\Sigma h'_i, \Sigma h''_i$ — құмды және сазбалшықты топырақтар қабаттарының қалыңдықтарының жиынтығы; $\gamma'_{cf}, \gamma''_{cf}$ — нұсқалық кадалар мен зонд-кадалардың, құмды және сазбалшықты топырақтардағы жұмыс жағдайының коэффициенттері.

4.5.10 Қада – зондты сынақтау орнында қағылмалы қаданың шекті кедергісінің жеке мәнін F_u , кН, келесі формула арқылы анықтауға болады:

$$F_u = \gamma_{sR} \cdot R_{sp} \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f_{sp,i} h_i, \quad (25)$$

мұнда γ_{cR} - қаданың ұшынан төмен орналасқан топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенті, ол 0,8 тең етіп қабылданады;

R - қада-зонд ұшынан төмен орналасқан топырақтың шекті кедергісі, кПа;

$\gamma_{cf} - f_{ps,i}$ катысты 14-кесте бойынша қабылданатын қаданың іргелі беттеріндегі

i -ші топырақ қабатының жұмыс жағдайының коэффициенті;

$f_{ps,i}$ - қада-зондтың іргелі беттеріндегі i -ші топырақ қабатының шекті кедергісінің орташа мәні, кПа;

h_i - i -ші топырақ қабатының қалыңдығы, м;

A және u - (24) формауладағы мәндер сияқты.

4.5.11 Қағылмалы қаданың зондтау нүктесіндегі шекті кедергісінің жеке мәнін F_u , кН, келесі формула арқылы анықтауға болады:

$$F_u = \gamma_{sR} \cdot R_s \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f \cdot u \cdot h, \quad (26)$$

мұнда R_s - қарастырылатын нүктедегі зондтау мәліметтері бойынша анықталатын, қаданың ұшынан төмен орналасқан топырақтың шекті кедергісі, ол (27) формуласы бойынша анықталынады, кПа;

γ_{cR} - қаданың төменгі бөлігіндегі топырақтың жұмыс жағдайының коэффициенті, ол 0,4 тең етіп қабылданады;

f - қарастырылатын нүктедегі топырақты зондтау мәліметтері бойынша, қағылмалы қаданың іргелі беттеріндегі топырақтың шектік кедергісінің орташа мәні, кПа, (28) немесе (29) формулалары бойынша анықталады;

h - қаданың айналасындағы топырақтың бетінен есептегендегі қаданың батырылу тереңдігі, м;

u - қада діңінің көлденең қимасының периметрі, м;

γ_{cf} - қаданың іргелі беттеріндегі топырақ қабатының жұмыс жағдайының коэффициенті, ол 0,8 тең етіп қабылданады.

Қаданың ұшынан төмен орналасқан топырақтың шекті кедергісін R_s кПа, қарастырылатын нүктедегі зондтау мәліметтері бойынша келесі формуламен анықтауға болады

$$R_s = \beta_1 q_c \quad (27)$$

мұнда β_1 — зондтың типіне әсер етпейтін [6] 15-кесте бойынша қабылданатын, q_s шамасынан R_s шамасына көшу коэффициенті;

q_s — жобаланған қаданың ұшының деңгейінен бір диаметр жоғары және төрт диаметр төмен аралықта орналасқан топырақ бөлігінде, тәжірибе арқылы алынған, зонд ұшының астындағы топырақ кедергісінің орташа мәні, кПа, (мұндағы d — дөңгелек қиманың диаметрі немесе шаршының қабырғасы, немесе тік бұрышты қиманың ұзын қабырғасы, м).

15-кесте - β_I коэффициентінің мәндері

q_c , кПа	q_c мәнінен R_s мәніне көшу коэффициенті β_I			f_s, f_{si} , кПа	I типті зонд үшін - f_s мәнінен f мәніне өту коэффициенті β_2	II типті зонд үшін f_{si} мәнінен f мәніне өту коэффициенті β_i	
	Қағылмалы қадалар үшін	Бұрамалы қадалар, егер келесі жүктемелер әсер етсе				құмдарда	сазбалшықтарда
		сығушы	жұлушы				
≤ 1000	0,90	0,50	0,40	≤ 20	0,80	0,75	1,00
2500	0,80	0,45	0,38	40	0,75	0,60	0,75
5000	0,65	0,32	0,27	60	0,70	0,55	0,60
7500	0,55	0,26	0,22	80	0,65	0,50	0,45
10000	0,45	0,23	0,19	100	0,60	0,50	0,40
15000	0,35	-	-	≥ 120	0,50	0,50	-
≥ 20000	0,30	-	-	-	-	-	-

Ескертпе - Суға қаныққан құмды топырақтардағы бұрамалы қадалар үшін, β_I коэффициентінің мәні екі есеге азайтылуы керек.

16-кесте - q_s коэффициентінің мәндері

Көрсеткіш	q_s , МПа					
	1	2,5	5	7,5	10	12
f_i , кПа	20	30	45	60	70	80
β_I	0,35	0,30	0,25	0,20	0,20	0,20

Қарастырылатын нүктедегі топырақты зондтау мәліметтері бойынша, қағылмалы қаданың іргелі беттеріндегі топырақтың шекті кедергісінің орташа мәнін f , кПа, келесі тармақтарға сәйкес анықтау керек:

а) I типтегі зондтарды қолданғанда — келесі формула бойынша

$$f = \beta_2 f_s \quad (28)$$

б) II типтегі зондтарды қолданғанда — келесі формула бойынша

$$f = \sum \beta_i f_{si} h_i / h \quad (29)$$

(28) және (29) формулалардағы β_2, β_i — 15-кесте бойынша қабылданатын коэффициенттер; f_s — зондтың іргелік бетіндегі топырақтың өлшенген жалпы кедергісін, таңдап алынған көтергіш қабаттың зондтау нүктесіндегі топырақтың бетінен, қадалардың ұшының орналасу деңгейіне дейінгі аралықтағы зондтың іргелік бетінің ауданына бөлгендегі қатынас ретінде анықталатын, зондтың іргелік бетіндегі топырақ кедергісінің орташа мәні, кПа;

f_{si} — зондтың іргелік бетіндегі топырақтың i –ші қабатының орташа кедергісі, кПа;

h_i — топырақтың i —ші қабатының қалыңдығы, м.

4.5.12 Сығушы және жұлушы жүктемелерге жұмыс істейтін бұрамалы қадалардың көтеру қабілетін статикалық зондтау нәтижелері бойынша 4.3.8 тармақтары арқылы, ал зондтау нүктесіндегі қаданың шекті кедергісінің жеке мәнін — (26) формула бойынша анықтау керек, мұндағы тереңдік қалақтың диаметрінің мәніне азайтылып қабылданады.

Қада қалағының астындағы (үстіндегі) топырақтың шекті кедергісін, қарастырылатын нүктедегі топырақты зондтау мәліметтері негізінде (27) формула бойынша анықтау керек. Бұл жағдайдағы β_1 — қалақтың диаметріне тең етіп қабылданған жұмыс аймағындағы зондтың ұштығынан төмен жатқан топырақ кедергісінің орташа мәніне байланысты, 15-кесте бойынша қабылданатын еселік. Бұрамалы қада діңінің іргелік бетіндегі топырақтың шекті кедергісінің орташа мәнін, қарастырылатын нүктедегі топырақты зондтау мәліметтері бойынша (28) немесе (29) формула арқылы анықтау керек.

4.5.13 Статикалық зондтау қондырғысының үйкеліс муфтасындағы топырақтың кедергісі туралы мәліметтерді пайдаланбай-ақ анықталған зондтау нүктесінде қаданың көтеру қабілетін F_{du} , кН мына формула бойынша анықтайды:

а) қағылмалы қадалар үшін

$$F_{du} = \beta_1 q_c A + u \sum f_i h_i \quad (30)$$

мұнда β_1 - 17-кестесі бойынша қабылданған қаданың төменгі бөлігіндегі топырақтың (иленгіш және сусымалы) жұмыс істеу жағдайының коэффициенті;

q_c - қада табанынан бір диаметр жоғары және төрт диаметр төмен аймақта анықталған қада табанының деңгейіндегі зонд конусының кедергісі;

h_i - топырақтың i -ші қабатының қалыңдығы, м;

f_i — 16-кесте бойынша q_c (МПа) зондтың кедергісіне байланысты қабылданатын топырақтың i -ші қабатының кедергісінің орташа мәні, кПа;

u - қада діңінің көлденең қимасының периметрі, м;

A - қада табанының ауданы, м².

б) сығушы жүктемеге жұмыс істейтін бұрғылы қадалар үшін

$$F_{du} = RA + u \sum_{\text{сф}} f_i h_i \quad (31)$$

мұнда R - 17-естесі бойынша қабылданған q_c зонд конусының орташа кедергісіне байланысты кПа, қада табанының бір диаметрінің шегінде жоғары және екі диаметр төмен орналасқан аймақта жатқан қаданың төменгі бөлігіндегі топырақтың есептік кедергісі, кПа;

A — қада табанының ауданы, м²;

f_i — қаданың іргелік бетіндегі топырақтың есептік кедергісінің орташа мәні, кПа, қаданың есептік бойындағы h_i , 17-кестеге сәйкес зондтау мәліметтері бойынша анықталады;

h_i - топырақтың i -ші қабатының қалыңдығы, ол 2 м аспай қабылдануы керек;

γ_{cf} - қаданың дайындалу технологиясына байланысты алынатын еселік, ол келесі жағдайларда қабылданады:

а) 1-ге тең құрғақ бетондалған қадалар кезінде;

б) су астында, сазбалшықты ерітіндімен бетондау кезінде, сонымен қоса 0,7-ге тең арнайы құбырлар пайдаланылған жағдайда.

4.5.14 Конус арқылы статикалық зондтау мәліметтеріне негізделген, (30) және (31) формулалары бойынша анықталған қаданың көтеру қабілетін F_d , кН зондтаудың барлық нүктелері үшін F_{du} жеке мәндерінің орташа мәні ретінде анықтау керек.

4.5.15 Бұрғыланған қадаға түсетін үлкен жүктемелерді ескерсек, статикалық зондтау нәтижесі бойынша қаданың көтеру қабілетін 4.2 тармағына сәйкес анықтау керек. Қаданың көтеру қабілетінің алынған мәндерінің арасында 25 %-дан астам алшақтық болған жағдайда, екі қадаға статикалық сынақтау өткізу керек.

17-кесте – Зонд конусының кедергісі

Зонд конусының кедергісі q_c , кПа	Бұрғымалы қаданың төменгі бөлігіндегі топырақтың есептік кедергісі R , кПа		Қаданың іргелік бетіндегі топырақтың есептік кедергісінің орташа мәні, f_i , кПа	
	құмдар	сазбалшықты топырақтар	құмдар	сазбалшықты топырақтар
1000	-	200	-	15
2500	-	580	-	25
5000	900	900	30	35
7500	1100	1200	40	45
10000	1300	1400	50	60
12000	1400	-	60	-
15000	1500	-	70	-
20000	2000	-	70	-
<p>Ескертпелер</p> <p>1 R және f_i мәндерін q_c аралық мәнінде шамалау арқылы анықтайды.</p> <p>2 Кестеде R және f_i келтірілген мәндері топыраққа 5 м тереңдікте салынған диаметрі 600 - 1200 мм болатын бұрғымалы қадалар үшін келтірілген.</p> <p>3 Егер R және f_i мәндері кесте арқылы қабылданса, онда есептік жүктемесі F_d болатын қаданың шөгуі $0,03d$ аспайды.</p>				

4.5.16 Егер батыруға статикалық жүктемемен сынақтаулар өткізілетін алаңда топырақтық жағдайы бірдей 3-5 қағылатын қада, сонымен бірге статикалық зондтау нәтижелері (алты және одан да көп) болған жағдайда және есептеулер нәтижелерінің арасында 25%-дан аспайтын өзара айырмашылық болса, көтеру қабілетін мына формуламен анықтауға болады:

$$F_d = \sum F_u / n\gamma_{gs} \quad (32)$$

мұнда $\sum F_u/n$ - қаданың шекті кедергісінің орташа мәні;

γ_{gs} - топырақ бойынша сенімділік коэффициенті, ол зондтау нәтижесі бойынша келесі формула арқылы анықталады:

$$\gamma_{gs} = 1 + V_s \quad (33)$$

мұнда V_s - [5] талаптары бойынша анықталған зондтау мәліметтері арқылы есептелген қаданың шекті кедергісінің жеке мәндерін өзгерту коэффициенті.

4.6 Қадалы іргетастар мен олардың негіздерін деформациялар бойынша есептеу

4.6.1 Қапсырылған қадалардан тұратын іргетастың шөгуін 4.4.2 және 4.4.3 тармақтарына сәйкес табиғи негізде шартты іргетастың шөгуі ретінде анықтауға болады.

Біртекті немесе физикалық-механикалық сипаттамалары тереңдік бойынша жақсаратын топырақ негізіне салынған қадалы іргетастың шөгуін есептеуді қада тобындағы өзара әсерін ескеретін әдістеме (4.4.4 - 4.4.9) бойынша орындау ұсынылады.

Таспалы қадалы іргетастардың шөгуін В қосымшасына сәйкес анықтау керек.

Есептеулер бойынша алынған қадалы іргетастың шөгуінің мәні (4) шарты бойынша шекті мәнінен асып кетпеуі керек.

Тірек қада ретінде жұмыс істейтін қадалардан тұратын, шоғырдан бөлек жұлушы жүктемелерді қабылдайтын жеке қапсырылған қадалардан тұратын іргетастарды, сонымен қатар, жұлушы жүктемелердің әсеріне жұмыс істейтін қадалар шоғырын деформациялар бойынша есептеу талап етілмейді.

4.6.2 Табиғи негіздегі шартты іргетасқа сияқты орындалатын, қапсырылған қадалардан тұратын іргетастың шөгуін есептеу нормативтік құжаттар талаптарына талаптарына сәйкес жүргізілгені жөн.

Шартты іргетастың шекараларын (1-суретті қараңыз) келесі жолмен анықтайды:

- астынан - қаданың төменгі бөлігі арқылы өтетін АВ жазықтығымен;

- іргелерінен - $htg(\varphi_{II,m}/4)$ қашықтықта (1-сурет) тік іргетастардың шеткі

катарының сыртқы шектерінен тұрған, бірақ аккыштық көрсеткіші $I_L > 0,6$ (d - диаметр немесе қаданың көлденең қимасының бөлігі) топырақ, қаданың төменгі бөлігіне жатып қалған жағдайда $2d$ артық емес, ал осы қадалардың төменгі бөлігі арқылы өтетін көлденең қадалар болған кезде АВ және БГ тік жазықтықтарымен;

- жоғарыдан - ВГ топырақтың тегістелу бетімен;

мұнда $\varphi_{II,m}$ - топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының орташа есептік мәні, ол келесі формула бойынша анықталады:

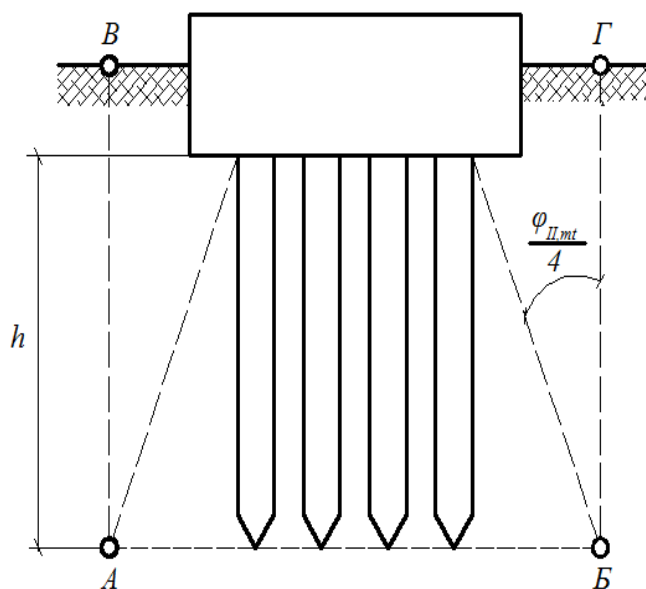
$$\varphi_{II,i} = \frac{\sum_0^h \phi_{II,i} h_i}{\sum h_i}, \quad (34)$$

мұнда $\varphi_{II,i}$ - град. қадалар өткен, қалыңдығы h_i , жеке топырақ қабаттарының ішкі үйкеліс бұрыштарының есептік мәндері;

h - қаданың топыраққа батырылу тереңдігі, м.

Шартты іргетастың шөгуін есептеу, шартты іргетастың табанындағы негізге берілетін қосымша тік қысым арқылы жүргізеді, яғни осы табан деңгейіндегі топырақтың өз салмағынан туындайтын тік кернеуді есептемеген жағдайда, сонымен қатар, шартты іргетастың өз салмағы қаданың, ростверктің және шартты іргетастың көлеміндегі топырақтың салмақтарын қосып алған жағдайда.

4.6.3 Егер құрылыс кезінде аймақты биіктігі 2 м болатын себіндімен (шаюмен) тегістеу және басқа да аймақты себіндіге парапар тұрақты (ұзық уақыт) жүктеу қарастырылса, ал қаданың ену тереңдігі бойынша шымтезек қабаты немесе қалыңдығы 30 см асатын лайлы саз жатса, онда қапсырылған қадалардан тұратын іргетастың шөгу мәнін шартты іргетастың пішіндерін азайту арқылы анықтайды, бұл жағдайда тік және көлденең қадалар арақашықтығы екеріледі $htg(\varphi_{II,mt}/4)$ (мұндағы h_{mt} – қаданың төменгі бөлігінен шымтезек қабатына немесе қалыңдығы 30 см асатын лайлы сазға дейінгі қашықтық).



1-сурет. Қадалы іргетастардың шөгуін есептеу кезіндегі шартты іргетастың шекараларын анықтау

4.6.4 Топталған қадалардың өзара әсерін ескеру арқылы, қадалы іргетастың шөгуін есептеу үшін, жеке қаданың шөгуін анықтау қажет.

Жеке қапсырылған қаданың шөгуі s , м келесі формула бойынша анықталады:

$$S = PI_s / (Esl_d) \quad (35)$$

мұнда P - қадаға түсетін жүктеме, кН;

I_s – шөгудің әсерлік коэффициенті, ол:

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013**СП РК 5.01-103-2013**

қатқыл қада үшін - l/d қатынасынан, сығылғыш қада үшін - l/d қатынасынан және салыстырмалы қатқыл қадалардан $\lambda = E_p / E_{SL}$, мұндағы E_p – қада материалының серпімділік модулі, кПа;

E_{SL} - қада табаны деңгейіндегі топырақтың деформация модулі, кПа;

d - қаданың диаметрі немесе бір жақ бөлігі, м;

l - қаданың ұзындығы, м.

4.6.5 (35) формуласындағы I_s шөгудің әсерлік коэффициенті қатқыл қадалар үшін келесі формула бойынша анықталады:

$$I_s = 2,6/l/d + 4 \quad (36)$$

Сығылғыш қадалар үшін I_s шамасының мәндері 18-кестеде көрсетілген.

18-кесте – Сығылатын қадалар үшін I_s коэффициентінің мәні

l/d	I_s коэффициентінің мәні, егер λ , тең болса		
	100	1000	10000
10	0,19	0,16	0,15
25	0,18	0,10	0,08
50	0,17	0,06	0,05

4.6.6 Топырақтың деформация модулін E_{SL} анықтау кезінде, оның нақты мәні қаданы далалық сынақтаудан өткізу (нысанда 100 ден артық қада болса) нәтижелері бойынша алынуы мүмкін екенін ескеру керек.

Статикалық зондтау нәтижелерін қолдану кезінде q_c зондтау кедергісіне тәуелді E_{SL} келесі ең аз мәндерді қабылдау ұсынылады:

- құмдарда $E_{SL} = 6q_c$;
- сазбалшықты топырақтарда $E_{SL} = 10q_c$.

4.6.7 Топтағы қадалардың өзара әсерін ескеріп, $7d$ дейін қадалардың ара қашықтықтары кезінде қадалар тобының шөгуін s_G , м сол жүктемеде жеке қадалардың шөгуіне қарсы топтағы қадалардың шөгуін көбейтуді ескеретін сандық шешім негізінде анықтайды, қаданың иілгіштігі l/d мен қатқылдығы λ , келесі формула бойынша анықталынады:

$$S_G = S_I R_s, \quad (37)$$

мұнда S_I - (35) формуласы бойынша анықталатын жеке қадалардың шөгуі;

R_s - шөгудің ұлғаю коэффициенті (4.4.8).

4.6.8 Жеке қаданың шөгуін қада топтары мен алаңдарын жобалау үшін қолданған кезде қадалар тобының қадалы іргетаспен өзара әсерлескен кезде қадалар тобының шөгуі көбейетінің ескеру қажет, ол R_s (19-кесте) шөгудің ұлғаю коэффициентімен анықталады.

Қадалардың жалпы санын n екі шарттың орындалуын ескеру арқылы анықтайды: қадалар тобының шөгуі s_G рауалы шекте болуы керек, ал жеке қадаға түсетін жүктеме P_1 шөгу кезінде $S_I = S_G/R_s$ тең (35) формуласы бойынша анықталатын жүктемеге сәйкес болу керек.

4.6.9 19-кесте қадалар тобының шөгуіне әсер етпейтін топырақ бетінде немесе осал топырақтардың қабатында орналасқан қатқыл ростверкпен біріктірілген қадалар үшін құрастырылған. Жеке бағандар астындағы (қадалар тобы) жалпы тақтамен бірікпеген аласа ростверк кезінде 19-кестедегі R_s мәндері топырақта орналасқан ростверктің жұмысы бойынша, қадалар ара қашықтығының оның диаметр қатынасына байланысты азайтылуы мүмкін:

a/d кезінде = 3 - 10 % ға;

a/d кезінде = 5 - 10 - 15 % ға.

Қадалы ростверк табанының топырақ негізінің есептік кедергісін тексеру нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес жүргізіледі.

19-кесте - R_s коэффициентінің мәні

Қадалар саны n	R_s коэффициентінің мәні											
	$l/d = 10; \lambda = 100$				$l/d = 25; \lambda = 1000$				$l/d = 50; \lambda = 10000$			
	a/d				a/d				a/d			
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,40	1,30	1,20	1,10	2,45	2,00	1,80	1,70	2,75	2,25	2,00	1,80
9	2,25	2,00	1,90	1,80	3,90	3,25	2,90	2,65	4,35	3,55	3,15	2,85
16	2,85	2,50	2,35	2,25	4,90	4,10	3,65	3,30	5,50	4,50	4,00	3,60
25	3,30	3,00	2,75	2,60	5,60	4,75	4,25	3,90	6,50	5,25	4,70	4,25
36	3,70	3,30	3,10	2,90	6,40	5,35	4,80	4,30	7,20	5,85	5,25	4,70
49	4,00	3,55	3,30	3,15	6,90	5,75	5,10	4,70	7,75	6,35	5,60	5,10
100	4,70	4,20	4,00	3,70	8,20	6,80	6,10	5,50	9,20	7,50	6,70	6,00
196	5,40	4,80	4,50	4,25	9,35	7,75	7,00	6,35	10,50	8,60	7,65	6,90
400	6,15	5,50	5,10	4,85	10,60	8,85	7,90	7,20	12,00	9,80	8,70	7,80
1000	7,05	6,30	6,00	5,55	12,30	10,00	9,15	8,25	13,80	11,25	10,05	9,00

Ескертпелер

1 Бір бағанада n басқа мәндері үшін R_s мәнін мына формула бойынша анықтайды $R_s(n) = 0,5R_s(100)\lg n$.

2 Кесте квадрат пішінді қадалар тобы үшін құрастырылған.

4.6.10 Іргетасқа үлкен салмақ түсіретін ғимараттардың жалпы және әрқелкі шөгуін азайту үшін жобалау кезінде құрамдастырылған қадалы-тақталық (ҚҚТ) іргетасты орналастыру нұсқасын қарастыру керек. Тәжірибеде диаметрі 0,8 - 1,2 м бұрғыланып батырылатын қадалар көп қолданыс тапқан, сонымен қатар, қимасы шаршы қағылмалы

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013**СП РК 5.01-103-2013**

қадалар қолданылуда. Қаданың ұзындығын $0,5B$ ден B дейін (B – іргетастың ені), қадалардың арасындағы қашықтықты $a = (5 - 7)d$ және одан жоғары етіп қабылдаған жөн.

Осындай іргетастардың шөгуін есептеу әдісі қада мен тақтаның қатқылдығын бірге қарастыруға негізделген. Осы есептеуде жұмысқа тақта қосылған кезде іргетасқа түсетін жалпы салмақтың 85 % қадаға түседі, ал - 15 % тақтаға түседі.

4.6.11 ҚҚТ іргетасының шөгуін есептеу, барлық қадалар мен ростверктің қатқыл жеке мәндерін, олардың өзара әсері коэффициентін және барлық іргетастың қатқылдық коэффициентін анықтау негізінде жүргізіледі:

а) барлық қадалардың қатқылдығы K_p келесі формуламен анықталады

$$K_p = K_{ln} / R_s, \quad (38)$$

мұнда K_1 - жеке қаданың қатқылдығы, ол қадаға түсетін жүктемемен оның шөгуінің қатынасы ретінде анықталынады:

$K_1 = P_1 / S_1$ (35) формуласын қараңыз);

n - іргетастағы қадалардың жалпы саны;

R_s - 19-кестені қараңыз;

б) тақта қатқылдығы K_c келесі формуламен анықталады

$$K_c = \frac{E_s \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) m_0} \quad (39)$$

мұнда E_s - B , м (B – тақта ені) дейінгі тереңдіктегі топырақтың орташа деформация модулі, кПа;

A - тақта ауданы ($A = BL$, мұндағы L – тақта ұзындығы, м), м²;

ν - Пуассон коэффициенті;

m_0 - L/B қатынасына тәуелді ауданның коэффициенті:

L/B	1	2	3	5	10
m_0	0,88	0,86	0,83	0,77	0,67

в) ҚҚТ іргетастарының жалпы қатқылдығын K_f келесі формула бойынша табады

$$K_f = K_p + K_c \quad (40)$$

4.6.12 ҚҚТ іргетастарының шөгуін келесі формула бойынша анықтайды

$$sf = \sum P / K_f \quad (41)$$

Бұл жағдайда жүктемелердің бір бөлігі қадаға түсіп, құрайды

$$P_p = (K_p / K_f) \sum P, \quad (42)$$

ал қалған бөлігі тақтаға түсіп, құрайды

$$P_c = K_c / K_f \sum P, \quad (43)$$

4.6.13 ҚҚТ іргетастарының есептік көрсеткіштерін жақындату әдісі арқылы анықтайды:

а) ғимарат ростверкінің ауданың біле тұра A және қадалардың арақашықтығын белгілеп $a(5 - 7)d$, іргетастағы қадалардың саның табамыз:

$$n = A / a^2; \quad (44)$$

б) қадалы іргетастың максималды шөгуі кезінде жеке қаданың есептік шөгуі тең болады

$$S_1 = s\varphi / R'_s, \quad (45)$$

мұнда бірінші жақындатуда R'_s мәнің $l/d = 25$ және $\lambda = 1000$ кезінде n және a мәндеріне ие бола 19-кесте бойынша қабылдаймыз;

в) қадаға түсетін есептік жүктемені P_1 келесі формула арқылы анықтаймыз:

$$P_1 = E_{SL} ds_1 / I'_s, \quad (46)$$

мұнда I'_s мәнің 18-кесте бойынша қабылдаймыз, ол бірінші жағындатуда қабылданған R'_s мәніне сәйкес $I'_s = 0,10$ тең болады;

г) іргетасқа (ΣP) сыртқы есептік жүктемеден түсетін қадалы іргетастың жеке қадаға деген есептік жүктемесі P_1^{cal} анықталынады. Бұл жағдайда қада ΣP 85 % қабылдайды деп алынады:

$$P_1^{cal} = 0,85 \sum P / nR'_s \quad (47)$$

Қабылданған P_1 және P_1^{cal} мәндерінің арасындағы айырмашылық l/d және λ нақты мәндерін қосумен және n мәнінің өзгеруі есебінен есептеудің нақты бағытын көрсетеді.

ҚҚТ іргетастар шөгуіне орындалған есептеулерді қосымша шөгуге шартты іргетас сияқты тексеру ұсынылады.

4.6.14 ҚҚТ іргетасының ростверк тақтасын құрылымды есептеу кезінде барлық қадалардың бірдей шөгуін қамтамасыз ететін қатқыл ростверкте қадаға түсетін жүктеменің қайта таралуы жүреді, бұл жағдайда шеткерірек орналасқан қадаларға жүктеме, ортада орналасқан қадаларға қарағанда, көптеу түседі, нәтижесінде, ростверктің бұрыштарында және шеттерінде аударушы күштер пайда болады.

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013**СП РК 5.01-103-2013**

Жауапкершілігі II және III деңгейдегі ғимараттар мен үймереттер үшін ростверктегі қадаға түсетін жүктеме іргетастағы қадаға түсетін орташа жүктемеге $P_{орт}$ тәуелді етіп қабылдану керек: шеткі қатарларда – $P_{ш} = 2P_{орт}$ және шетте орналасқан қадаларда – $P_{т} = 3P_{орт}$.

4.7 Қадалы іргетастың жантаюын есептеу

4.7.1 Тік бұрышты қадалы іргетастың жантаюы i келесі формула бойынша анықталады:

а) тік бұрышты іргетас үшін

$$i = 8_{i_0} (1 - \nu^2) \frac{M}{\gamma_f E L^2 b} \quad (48)$$

мұнда $i_0 - 2h/L$ (h – қаданың батырылу тереңдігі, м) және L/b қатынасына тәуелді 20-кесте бойынша қабылданатын өлшемсіз коэффициент;

ν - Пуассон коэффициенті;

M - іргетасқа әсер ететін аударушы күш, кН·м;

γ_f - жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті;

E - қада негізіндегі топырақтың деформация модулі, кПа;

L және b - іргетастың ұзындығы мен ені, м.

20-кесте - i_0 мәні егер L/b , тең болса

$2h/L$ мәні	i_0 мәні егер L/b , тең болса		
	0,5	2,4	5
0,5	0,37	0,36	0,28
1	0,32	0,30	0,25
3	0,30	0,22	0,18

б) дөңгелек іргетас үшін

$$i = i_0 (1 - \nu^2) \frac{M}{\gamma_f E r^3} \quad (49)$$

мұнда $i_0 - (r - \text{іргетас радиусы, м})$ қатынасына тәуелді 21-кесте бойынша анықталады.

21-кесте - i_0 мәні егер h/r , тең болса

h/r	0,5	1,0	2,0	5,0
i_0	0,36	0,26	0,23	0,23

4.8 Қадалардың көлденең ауытқуларын есептеу

4.8.1 Қаданы тік және көлденең және аударушы күштердің бірлескен әсеріне деформациялар бойынша есептеуді, ұсынылған қосымшаның нұсқаулары сай орындау керек.

Есептеулерді иленгіш және сусымалы топырақтар үшін көтеру қабілеті және деформациялар бойынша жүргізеді.

4.8.2 Есептеу кезінде (50) және (51) шарттарының орындалуы қамтамасыз етілуі керек:

$$F_h \leq H_k \quad (50)$$

$$\Delta_r \leq S_{np} \quad (51)$$

мұнда F_h - қадалар тобына түсетін көлденең есептік жүктеме, кН;

H_k - (55) формуласымен анықталатын қадалар тобының есептік кедергісі, кН;

Δ_r - ростверк табаны деңгейіндегі қаданың есептік көлденең ауытқуы, м;

S_{np} - техникалық тапсырмада бекітілген қаданың көлденең ауытқуының шекті мәні, м.

4.8.3 Иленгіш топырақтағы қаданы есептеу кезінде:

1) көлденең жүктемеге қаданың көтеру қабілеті H , кН, қада діңінің беріктігі мен майысуға байланысты келесі формуламен анықталады:

$$H = c_u d^2 \beta_c \quad (52)$$

мұнда c_u - топырақтың су сығыла алмайтын жағдайдағы есептік кедергісінің орташа мәні, топырақтың бетінен $10d$ тереңдікке дейін, кПа;

d - қада діңінің диаметрі немесе ені, м;

β_c - қада беріктігінің өлшемсіз коэффициенті, ол 22-кесте бойынша m_c өлшемсіз көрсеткіші мен қада басының бекітілу түріне байланысты анықталады:

$$m_c = M_p / c_u d^3 \quad (53)$$

мұнда M_p - қада діңінің есептік бұғу күші, кН·м, қада өлшемі мен арматураға байланысты анықталынады; стандартты темірбетонды қағылмалы қадалар үшін қадаға түсетін тік жүктемені ескеру арқылы анықталады.

22-кесте - β_c коэффициентінің мәндері

Қада	β_c коэффициенті егер m_c , тең болса						
	2	4	10	20	40	100	200
Бекітілген басымен	5,1	7,9	12,7	20,7	32,4	51,3	77,1
Бекітілмеген басымен	4,1	5,9	8,9	13,9	21,2	34,7	55,6

2) Қада басының ауытқуы uk , м, - келесі формула бойынша анықталынады:

$$uk = \frac{I_{uf}}{E_s d} H \quad (54)$$

мұнда H - (52) формуладағы мән сияқты;

I_{uf} – қада басының ауытқу коэффициенті, ол E_p / E_s қатынасына байланысты 23-Кестесі арқылы анықталынады.

23-кесте – Қада басының ауытқулары коэффициентінің мәндері

E_p / E_s	100	1000	10000
I_{uf}	0,35	0,23	0,14
I_{up}	0,50	0,35	0,24

мұнда E_p / E_s - қаданың серпімді және топырақтың деформация модулі, кПа;

E_s мәнің $10d$ тереңдікке дейінгі орташа мәніне тең етіп алады.

3) Қаданың ростверкке қатқыл түйісуі кезіндегі қадалар тобының есептік кедергісі - келесі формуламен анықталады:

$$H_k = H_n K_{BB} \quad (55)$$

мұнда H - (52) формуладағыдай;

n - қадалар саны;

K_{BB} - 24-Кестеде келтірілген қадалардың өзара әсерінің өлшемсіз коэффициенті.

24-кесте - K_{BB} коэффициентінің мәндері

Қадалар саны n	K_{BB} коэффициентінің мәні, егер қадалар арасындағы арақашықтық d , тең болса			
	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
4	0,68	0,71	0,80	0,86
9	0,59	0,62	0,71	0,78
16	0,47	0,57	0,65	0,74
20	0,45	0,55	0,64	0,73

4.8.4 Сусымалы топырақтағы қаданы есептеу кезінде:

1) көлденең жүктемеге қаданың көтеру қабілеті H , кН, қада діңінің беріктігі мен майысуға байланысты келесі формуламен анықталады

$$H = k_p^2 \gamma_I d^3 \beta_n \quad (56)$$

мұнда k_p - топырақтың кері іргелік қысымының коэффициенті, $k = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi)$ тең;

γ_I - топырақтың меншікті салмағының есептік мәні (суға қаныққан топырақтарда судың қалқыту әсерін ескеру керек), кН/м³;

β_n - өлшемсіз еселік, 25-Кесте бойынша өлшемсіз көрсеткішке m_n байланысты анықталынады

$$m_n = \frac{M_p}{k_p^2 \gamma_I d^4} \quad (57)$$

M_p - (53) формуладағыдай.

25-кесте - β_n коэффициентінің мәндері

Қада	β_n коэффициенті, егер m_n , тең болса							
	2	4	10	20	40	100	200	400
Бекітілген басымен	3,3	4,2	6,5	9,1	13,5	23,6	36,5	56,9
Бос басымен	1,6	2,5	4,8	7,4	11,8	21,9	34,8	55,2

2) Бекітілген қадалар басының ауытқуы (54) формуласы бойынша.

3) Қадалар тобының есептік кедергісі H_T , кН, - 24-кестені қолдану арқылы (55) формула бойынша табылады.

4.8.5 Иленгіш және сусымалы топырақтардағы ростверктің табаны деңгейінде орнатылған қадалар тобының көлденең ауытқуы Δ_r , м келесі формуламен анықталады:

$$\Delta_r = R_F \cdot H_{av} \cdot \rho_{hl} \quad (58)$$

мұнда R_F - (59) формуламен анықталатын бастары бекітілген қадалардың ауытқу коэффициенті;

H_{av} - топтағы қадаға берілетін орташа жүктеме, кН;

ρ_{hl} - (60) формуласымен анықталатын, жекелеген салмақта ($H = 1$), бастары бос жеке қадалардың көлденең ауытқуы, м/кН

$$R_F = \frac{1}{K_{BB}} \quad (59)$$

мұнда K_{BB} - (55) формуладағыдай;

$$\rho_{h1} = \frac{I_{up}}{E_s d}, \quad (60)$$

мұнда I_{up} - E_p / E_s тәуелді және 23-Кесте бойынша анықталатын бастары бос қадалардың ауытқу коэффициенті.

(60) формуласын қолдана отырып, (51) және (54) бойынша ауытқулар талаптарының орындалуы, сонымен қатар, қаданың көтеру қабілеті бойынша қажетті қор қамтамасыз етілетін жағдайда $H_{av} < H$: иленгіш топырақтарда - (52) формуласы бойынша, сусымалы топырақтарда - (56) формуласы бойынша) қадалар тобының орташа есептік кедергісі H_{av} анықталынады.

4.8.6 Сазбалшықты топырақтың су сығыла алмайтын ығысу кедергісін c_u , кПа, зертханалық сынақтаулармен [7] немесе су сығыла алатын ығысуды φ_1 және c_1 сипаттамаларының есептік мәніне байланысты келесі формуламен анықтау керек:

$$c_u = \frac{c_1 \operatorname{ctg} \varphi_1}{\operatorname{ctg} \varphi_1 + \varphi_1 - \frac{\pi}{2}} k_c, \quad (61)$$

мұнда k_c - 26-кесте бойынша, c_1 байланысты анықталатын түзету коэффициенті.

Кесте 26 - k_c - түзету коэффициентінің мәндері

c_1 , кПа	20	25	30	35	40
k_c	1,2	1,4	1,9	2,2	2,5

Статикалық зондтау мәліметтері бар болса, конус кедергісіне q_c байланысты су сығыла алмайтын ығысу кедергісін c_u келесі формула бойынша анықтауға болады:

$$c_u = \frac{q_c}{20}. \quad (62)$$

Бұл жағдайда q_c , кПа мәнін қарастырылатын қадалардың есептік ұзындығы үшін орташа етіп қабылдайды: көлденең жүктемеге есептегенде – беттен тереңдікке дейін $10d$, қаданың төменгі бөлігіндегі кедергіні анықтау кезінде – қада табанынан $1d$ жоғары және $4d$ төмен қабылданады.

Тәжірибелік есептеулерде (61) және (62) формулаларынан анықталған c_u мәнінің аз мәнін қабылдау ұсынылады.

5 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ҚҰРАСТЫРУ

5.1 Қадаларды, олардың құрылымдық конструкциясының қирауына тексеру керек.

5.2 Қадалар құрылымын, барлық мүмкін деген пайдалану жағдайларын ескеріп жобалаған жөн, атап айтқанда:

- болуы мүмкін жегілік;
- инженерлік-геологиялық жағдайлардың күрделілігі: қойтастар, жерасты сілемдердің тік еңісті беттері және т.с.с.
- қадалардың қағылуына, жіктер сапасын қосқандағы, әсер ететін басқа себептер;
- құрама қадалар үшін-орнату орнына дейін тасымалдау жағдайлары және оларды орнату.

5.3 Құрылымдар жобалағанда қабылданған қада түрлеріне қойылатын рауалар, әсерлер және іргетас жағдайы ескерілгені жөн.

5.4 Су немесе өте осал топырақтардың қалың қабаттары арқылы өтетін иілгіш қадалар майысуға тексерілуге тиісті.

5.5 Егер қадалар, нығайтылмай ығыстыру беріктік шегі c_u 10кПа асатын топырақтарда орналасатын болса, онда әдетте, майысуға деген тексеріс қажет болмайды.

5.6 Әсер ететін жүктемелерге байланысты қадалы іргетастар келесі түрлерде жобаланады:

- а) жеке қадалар-жеке тұратын тіректер астына орнатылады;
- б) қадалар таспалары - үймереттер мен ғимараттар қабырғалары іргетастарына жүктеме ұзынынан таралған жағдайда, қадалар бір, екі және одан да көп қатармен орналастырылады.
- в) қадалар шоғыры - қадалар текшелі, тікбұрышты,трапециялық және басқа түрлі жоспармен бағандар астына орнатылады.
- г) қадалардың тұтас алаңы - табаны топыраққа тірелген тұтас ростверкпен біріктірілетін, ауыр ғимараттар астына орнатылатын қадалар.

5.7 Үймерет конструкцияларына байланысты таспалы, тосбаған тәріздес және тақталы ростверктер қолданылынады.

5.8 Таспалы ростверктер, әдетінше, қабырғалары көтергіш үймереттерде қолданылады. Ростверк ені көлденең қимадағы қадалар саны мен көтергіш қабырғалар еніне байланысты қабылданады.

5.9 Қадалар шетінен шығатын ростверк жетесі шеткі қадалар ортасынан өлшенген қада диаметріне (ені) тең етіп қабылданылады. Ростверк биіктігі есептеу арқылы анықталады. Ол темірбетонды көпаралық арқалық түрінде есептелінеді. Ростверк арматуралануы, әдетінше А-III класындағы арматурадан тұратын кеңістік арматуралық қаңқалардан құрастырылады. Ростверк үшін, әдетте беріктігі бойынша В15, В20 класындағы бетон қолданылады. Ростверк, бетондық класы В 7.5 төсемге орналастырылады.

5.10 Тақталы бөлігі мен тосбағаннан тұратын жеке түрлі ростверк қаңқасы құрама темірбетоннан тұратын үймереттерде қолданылады.

Ростверктің жоспарлық өлшемдері 30 см есе етіп қабылданады, ал биіктігі -15см. Ростверктің құрылымдық биіктігі тосбаған тереңдігінен 40 см үлкен етіп тағайындалады. Ростверк майысуға (тақталы бөлігі, тосбағандық бөлігі) және басылып сынуға (баған мен шеткі қаданың басып сындыруы) есептелінеді. Ростверк жазық торлармен (тақталы бөлігі) және көлемді қаңқалармен (тосбаған қабырғалары), әдетінше А-III (А400) класындағы арматурамен арматураланады.

5.11 Қаңқасы құймалы темірбетон немесе металл үймереттер үшін тақталы ростверктар қолданылады. Бұл жағдайда ростверк биіктігі арматураның немесе қарнақтық болттардың қажетті бекіту тереңдігі ескеріліп анықталады.

Ауыр қаңқалы үймереттер мен ғимараттарда әдетінше үлкен өлшемді (жоспарлық өлшемдері 10х10м және де одан да көп) тақталы ростверктер қолданылады. Және де тақталы ростверктің биіктігі көлденең (тік) арматура қоймай көлденең күштерді қабылдай алу есептелуі бойынша анықталады.

Тақталы ростверктер ЭЕМ бағдарламаларының пайдалануымен жобаланады.

Тақталы ростверктер А-III (А400) класындағы арматурадан жасалған, ұстап тұратын қаңқаларға орнатылатын жоғарғы және төменгі торлармен арматураланады. Үлкен өлшемді тақталы ростверктер беріктік класы В25 бетоннан дайындалып, класы В7,5 бетондық төсемге орнатылады.

5.12 Қадалы іргетастардың жобасы жасалғанда келесі мәліметтер: жобаланатын үймереттер немесе ғимараттар құрылымдық сұлбасы; көтеруші құрылымдардың өлшемдері және олардың жобаланатын материалы; тереңдетілген бөлмелер болған жағдайда, олардың үймереттердің немесе ғимараттардың құрылыстық осьтеріне және олардың іргетастарына жақындау шамалары; іргетасқа құрылыстық құрылымдардан түсетін жүктемелер; технологиялық жабдықтардың орналасуы мен олардан құрылыстық құрылымдар мен едендерге берілетін жүктемелер, сондай-ақ құрылыс құрылымдары мен жабдықтар астындағы іргетастардың шекті шөгудері мен жантаюларына қойылатын талаптар ескерілуге тиісті.

5.13 Іргетастағы қадалар саны мен олардың өлшемдері қадаларға рауалы есептік жүктеме түскендегі қадалар материалы мен негіз топырақтарының беріктігін толық пайдалану жағдайын, сондай-ақ 7.1.12 талаптарына сай іргетастағы шеткі қадалар жүктемелері мәндерінің рауалы түрде асуы ескеріле тағайындалуға тиісті.

Қадалардың құрылымы мен өлшемдері, іргетастарға түсетін жүктемелердің (соның ішінде технологиялық жүктемелер) мәндері мен әсер ету бағыты, сондай-ақ үймерет және ғимарат құрылысының технологиясы ескеріліп таңдалуға тиісті.

Қадаларды жоспарлап орналастырғанда, қадалардың жобада қабылданған көтеру қабілетін толық пайдалану үшін, олардың шоғырларындағы (топтарындағы) ең төмен санын немесе таспалардағы қадалардың ең жоғарғы адымын қабылдауға тырысу керек. Қадалар көтеру қабілетінің 15% астамының пайдаланбауы, тұрақты және ұзақ мерзімді жүктемелердің қадаларды 5% астам, ал қысқа мерзімді жүктемелердің 20% асыра жүктеуі жіберілмеуге тиісті.

5.14 Қадалық ростверктің қадалармен тоғыстырылуын бос немесе қатқыл түрінде қарастыруға болады.

Ростверктің қадаларға бос орнатылуы шартты түрдегі топсалы тоғыстырылу ретінде ескеріліп, тұтас құймалы ростверктерде қадалардың бастары ростверктерін ішіне 5-10см бекіту арқылы орындалуға тиісті.

Ростверктің қадалармен қатқыл тоғыстырылуын келесі жағдайларда қарастырған жөн:

а) қаданың дің бөлігі осал топырақтарда (борпылдақ құмдарда, аққыш күйдегі балшықты топырақтарда, тұнба саздарда, шымтезектерде) орналасса.

б) тоғыстырылған жерде қадаға берілетін басатын жүктеме оның қима өзегінен тыс түсетін болса;

в) жобаланатын үймереттің немесе ғимараттың, қадалар бос орнатылғанда, оларға әсер ететін көлденең жүктеме, шекті мәнінен асатын ауытқулар тудырса;

г) іргетаста көлбеу немесе құрамалы тік қадалар болса.

д) қадалар жүлататын жүктемелерге жұмыс істесе.

5.15 Темірбетон қадалардың тұтас құймалы темірбетон ростверкпен қатқыл тоғыстырылуын қада басының ростверкке арматураның қарнақтану ұзындығына сай келетін тереңдікке немесе нормативтік құжаттар талаптарына талаптарына сай ростверктің ішіне қаданың басында шығып тұрған арматураларды олардың қарнақтану ұзындығына тең қылып бекіту арқылы қарастырған жөн. Соңғы жағдайда алдын ала кернелген қадалардың басында, кейінірек қарнақты арматура ретінде пайдаланылатын, кернелмеген арматуралық қаңқа қарастырылуға тиісті.

Талап етілетін беріктік қамтамасыз етілетін болса, онда қатқыл тоғыстырылуды болаттан жасалған салмалы элементтерді дәнекерлеу арқылы да жүзеге асыруға болады.

Ескертпелер

1 Ростверк пен жүлататын жүктемелерге жұмыс істейтін қадалардың қарнақтануы, қаданы ростверкте жұлыну есептелуімен анықталатын тереңдікке бекіту арқылы қарастырылуға тиісті.

2 Орнатылған іргетастар негіздерін бұрғы инъекциялық қадалармен нығайту кезіндегі қадалардың іргетасқа бекітілу ұзындығы есептеу арқылы немесе есептеусіз, қаданың бес диаметріне тең етіп қабылдануға тиісті, бұл шарттардың орындалуы мүмкін болмаса, онда қаданың ростверкпен жанасқан жерінде қада діңін кеңейту қарастырған жөн.

5.16 Қадалардың құрамына ростверкпен қатқыл біріктірілуі қоңырау тәрізді баулық арқылы қамтамасыз етілуге тиісті. Құрама ростверкте қаданы, ростверкте арнайы қарастырылған тесікке тұтастыра бекітуге де болады.

Ескертпе - Шамалы (400кН дейін) батыратын жүктемелер жағдайында ростверкті, қадалар бастарының цемент ертіндісімен тегістелген беттеріне бос қоюға рұқсат етіледі.

5.17 Шоғырдағы, орталықтан тыс жүктелген іргетас қадаларын, іргетасқа әсер ететін тұрақты жүктемелердің тең әсерлі күші, қадалар жоспарындағы ауырлық орталығына неғұрлым жақын өтетіндей қылып орналастыру керек.

5.18 Тік жүктемелер мен бұраушы күштерді, сонымен қатар көлденең жүктемелерді (олардың мәндері мен бағыттарына байланысты) қабылдату үшін тік, көлбеу және төрт тағанды қадалар қарастыруға болады.

Қадалардың көлбеулілігі 27-кестеде келтірілген мәндерден аспауға тиісті.

5.19 Қағылатын және басылып батырылатын қапсырылған қадалар орталарынан өлшенген өзара қашықтық $3d$ (мұндағы d - қада дінінің көлденең қимасы, дөңгелек болса, диаметрі, шаршы болса, ені, төртбұрыштысының үлкен жағы), ал тірелген қадаларда $1,5 d$ кем болмауға тиісті.

Бұрғылы, толтырылатын және бұрғылап бұралатын қадалар және қабыршақ-қадалар діндері, сондай-ақ қада бағандар араларындағы таза қашықтық 1,0 м-ден, ал бұрғылы инъекциялық қадалардың орталарынан өлшенген қашықтық, олардың көлденең

кимасының үш диаметрінен кем болмауға тиісті; қатты және жартылай қатты балшықтарда орнатылған кеңейтулер араларындағы таза қашықтық -0,5 м, басқа сусымалылығы бар топырақтарда-1,0 м.

Ростверк табанының деңгейіндегі, көлбеулі және тік орнатылған қадалардың араларындағы қашықтықтың, іргетастардың құрылымдық ерекшеліктері және олардың сенімді түрде топыраққа батырылуының қамтамасыз етілуі, ростверктің арматуралануы мен бетондалуы ескеріліп, қабылданғаны жөн.

27-кесте – Қадалардың көлбеуліктерінің мәндері

Қадалар	диаметрі, м	көлбеулілігі
Қағылатын	< 1,0	1:1
Бұрғылы және қабыршақ-қадалар	1,0 - 1,2	4:1
	1,6	5:1
	2,0	6:1
	3,0	7:1

5.20 Бұрғыланып бұралатын қадаларды қолдану кезінде қада осі мен ғимараттар мен үймереттерге жақын орналасқан құрылыс құрылымдарының сыртқы шеттеріне дейінге арақашықтық $0,5d + 20$ см кем болмауы керек (мұнда d – қада диаметрі).

5.21 Қаданың ұзындығы құрылыс алаңының топырақ жағдайына, қадалы іргетастарды орнатуға арналған жабдықтардың бар болуын ескеріп, ростверк табанының орналасу деңгейіне байланысты тандалуы тиіс. Қаданың төменгі жағын, ережеге сәйкес, топырақтардың әлсіз қабатын кесіп өтіп берік топыраққа дейін жеткізу керек, осыған орай қағылмалы қадалар негіз ретінде қабылданған қиыршық тасты, ірі құмды және аққыштық шегі $I_L \leq 0,1$ болатын сазбалшықты топырақтарға кемі 0,5 м, ал басқа күйдегі топырақтарға кемі 1,0 м ену керек.

5.22 Қадалы ростверк табанының салу тереңдігін ғимараттың немесе үймереттің жерасты бөліктерінің құрылымдық шешіміне (жертөленің, техникалық бөлменің болуы) және алаңның жоспарлық жобасына (қиылған немесе себілген), сонымен қатар есептеулер арқылы анықталынатын ростверктің биіктігіне сәйкес қабылдау қажет.

Жергілікті жердің ауа райының жағдайына және іргетастар құрылымдарының ерекшеліктеріне, өзендермен ағаш ағызудың және кеме жүруінің талаптарының орындалуына, қадаларды су түбіндегі көшпелі шөгінділердің ұнтақтаушы әсерінен, ортаның белгісі ауыспалы температурасы және басқа да қолайсыз әсерлерден тиімді қорғаудың жүзеге асырылатын шараларының сенімділігіне байланысты іргетастардың есептік көтеру қабілеті және ұзақ уақыттық беріктігі қамтамасыз етілген жағдайда, көпірлердің іргетастары үшін ростверктің табанын акватория бетінен, оның түбінен немесе топырақтың бетінен жоғары немесе төмен орналастыру керек.

Ісінетін топырақтарда құрылыс жұмыстарын жүргізу кезінде, топырақтың аяздан ісінуі қада ростверкіне әсерін тигізбейтін шараларын қарастыру керек.

5.23 Неғұрлым суық бескүндіктегі ауаның орташа температурасы -40°C -тан төмен аудандардағы көпірлердің іргетастары үшін, таңбасы ауыспалы температуралар әсер ететін аймақта, қалыңдығы 5 см-ден кем емес (жұмыс арматурасының бетіне дейін) қорғаушы бетон қабаты бар тұтас қималы қадаларды және дінгек қадаларды қолдану керек. Қалыңдығы 3 см-ден кем емес қорғаушы бетон қабаты бар қуысты және қабыршақ қадаларда сызаттардың пайда болуын болдырмаудың шаралары жүзеге асырылған жағдайда, оларды ауаның температурасы -40°C -тан жоғары аудандардағы акваториядан сырт жақта қолдануға рұқсат етіледі. Тұрақты ағын судың тұрақсыз деңгейінің аймағында бұрғылы толтырылмалы қадаларды және бетонмен толтырылған қабыршақ қадаларды қолдануға болмайды.

Көпірлердің іргетастарындағы бұрғылы толтырылмалы қадалардың қорғаушы бетон қабатының қалыңдығы 10 см-ден кем болмауы тиіс.

Оң таңбалы температура әсер ететін аймақта (топырақтың науқандық қату деңгейінен немесе мұз қабатының табанынан 0,5 м-ге төмен), бетонның аязға төзімділігіне шек қойылмайтын қадалардың кез-келген түрін қолдануға болады.

5.24 Қадалы іргетастардың жобасын құру барысында, қадаларды қағу кезінде төмендегі жағдайларда кездесетін топырақ бетінің көтерілу мүмкіндігін есепке алу керек, егер:

- а) құрылыс алаңы жұмсақ иленгіш және аққыш шаңды-балшықты топырақтардан немесе суға қаныққан шаңды және ұсақ құмдардан құралса;
- б) қада батыруды қазаншұңқырдың түбінен бастап жүргізгенде;
- в) қадалы іргетастардың құрылымы, шеткі қадалардың ара қашықтығы 9 м-ден аз, қада алаңы немесе қада шоғыры түрінде қабылданса.

Топырақ бетінің көтерілуінің орташа мәнін h , м, келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$h = \frac{kV_p}{A_e}, \quad (63)$$

мұнда k - топырақтың ылғалдылық дәрежесі 0,9 көп болған жағдайда, 0,6 тең етіп алынатын еселік;

V_p - топыраққа батырылған барлық қадалардың көлемі, м^3 ;

A_e - қадалардың қағылған ауданы немесе қазаншұңқырдың түбінің ауданы, м^2 .

5.25 Бұрғылы толтырылған, бұрғылы қиылысатын және бұрғылы инъекциялық қадалардың арматуралануын(салымдануын) көлемді қаңқалармен орындау қажет, ал олардың қатқылдығын жоғарылату мақсатында көлденең салымдарын тек хомуттармен ғана бекітпей, сонымен қатар арақашықтығы әрбір бес диаметр сайын қаңқаның ұзындығы бойынша құбырлы сақиналармен дәнекерлеу керек. Топырақ пен қаңқаның салым сабақтары арасындағы бетонның қорғаныш қабатын қамтамасыз ету мақсатында, қаңқаның салым сабақтарын фиксаторлармен және ұңғыма қабырғаларын ұстап тұратын құбырларды алу кезінде, оның көтерілу мүмкіндігін болдырмау үшін қаңқаның астыңғы бөлігін крест тәріздес қарнақтармен жабдықтау керек.

5.26 Бұрғылы қиылысатын қадалардың салымын, салымы жоқ, бетоннан жасалған, қиылысулар өтетін бір қаданы қалдыру арқылы орындау ұсынылады.

Бұрғылы қиылысатын қадаларды қазақшұңқырдың қоршауы ретінде қолданғанда, қоршау құрылымдары, қаданың диаметріне сәйкес қалыңдығы 300 мм, биіктігі 500 ден 750 мм дейін алынып, жоғары бағытталған қабырғалармен берік топыраққа бекітілуі тиіс.

5.27 200 кН дейін жүктемелер көтеретін ғимараттардың негізін қатайту үшін қолданылатын 150 - 160 мм диаметрлі бұрғылы инъекциялық қадаларды, қадаға әсер ететін жүктерден пайда болатын барлық көлденең жүктемелердің әсері жеке сабақтарға берілетіндей етіп, салымдау керек. Мұндай жағдайда, тек болат салым сабақтарын тоттанудан қорғау және көлденең иілуге қада кедергісін жоғарылату мақсатында қолданылатын, бетонның кедергісі ескерілмейді.

5.28 Қада, кесіп өтетін топырақтың деформация модулі 5 МПа аз болса, сонымен бірге қада діңінде бұраушы күш әсер ететін болса, бұрғылы инъекциялық қадаларды жеке сабақтармен салымдауға болмайды.

5.29 Қада-тіректерінің барлық түрлері, тек қағылмалы, батырылмалы және бұрғылы қадалардан басқа, тасты(осал қабатшаларсыз) топыраққа кемі 0,5 м және болат салымының 30 диаметрінен кем емес тереңдікке бекітілуі тиіс.

5.30 ҚҚТ іргетастарын жобалау кезінде қаданың қажетті көтеру қабілетін қаданың көлденең қимасы арқылы емес, қаданың ұзындығын ұзарту арқылы қамтамассыз ету ұсынылады.

5.31 ҚҚТ іргетасының ростверк тақтасын құрылымды есептеу кезінде барлық қадалардың бірдей шөгуін қамтамасыз ететін қатқыл ростверкте қадаға түсетін жүктеменің қайта таралуы жүреді, бұл жағдайда шеткерірек орналасқан қадаларға жүк, ортада орналасқан қадаларға қарағанда, көптеу түседі, нәтижесінде, ростверктің бұрыштарында және шеттерінде бұраушы күштер пайда болады.

5.32 ҚҚТ іргетасы ростверкінің табанының салу тереңдігі ғимараттар немесе үймереттер жерасты бөлігінің (жертөленің, техникалық бөлменің немесе жерасты қабаттарының бар болуы) құрылымдық шешімдеріне, алаңның топырақтық жағдайы мен жоспарлық жобасына, сонымен қатар есептеулер арқылы анықталынатын ростверктің биіктігіне сәйкес қабылдануы керек.

5.33 Тік қадалардан құрастырылған ҚҚТ іргетастарының шөгуі, жобада құрылымды түрде қабылданатын, қада мен ростверктің байланыс жүйесіне – қатқыл немесе топсалы, қатысты емес екенін ескеру қажет. Қадалар мен ростверк тақтасы қиыстана тоғысуы мүмкін: орталық бөлігінде –салымды шығармай, периметрі бойынша - шығарып.

6 ШӨККІШ ТОПЫРАҚТАРДАҒЫ ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ

6.1 Шөккіш топырақтардан құралған құрылыс алаңдарындағы инженерлік-геологиялық іздестірулер барысында, шөккіштік бойынша топырақтық жағдайлардың түрі, топырақтардың өз салмағынын(үйінділер кезінде-үйінділер салмағы ескеріліп) лықсып шөгулерінің жеке және ең жоғары мүмкін деген мәндері көрсетіле, анықталуға тиісті.

Ұңғымалар бұрғылаумен қатар, топырақ сынамалары алынатын, шурфтар қазылуы қарастырылу керек. Қазбалар араларындағы қашықтық 50 м аспауға, ал жеке ұймерет немесе ғимарат үшін қазба саны төрттен кем болмауға тиісті.

Құрылыс салынатын жерлердегі жерасты суларының жағдайы зерттелгенде және оның ұймереттер мен ғимараттарды салу және пайдалану кездерінде өзгеруінің болжамымен бірге, әртүрлі себептер әсерінің нәтижесінде топырақтардың сулану мүмкіндігіне де болжам жасалуға тиісті.

Шөккіш топырақтардың физикалық-механикалық, оның ішінде, беріктік және деформациялық сипаттамалары, табиғи ылғалдылықтағы және суға толық қаныққан күйлерде анықталуға тиіс.

6.2 Топырақтардың өз салмағынан 30 см аса лықсып шөгуі мүмкін, шөккіштік бойынша II типті топырақтық жағдайлардағы қадалы іргетастарды жобалағанда, әдетте, топырақты сылып алу немесе алдын ала суландыру, суландырып жару, топырақтық қадалар және басқа әдістерді қолдана нығыздап, II типтегі топырақтық жағдайларды I типке ауыстыру шараларын қарастыру керек. Ұсынылатын әдістер, ұймерет немесе ғимарат алып тұрған аудан бойынша және де одан, айналасындағы шөккіш қабаттың жартысына тең қашықтықтағы топырақ қабатының өз саламағынан лықсып шөгуден арылуын қамтамасыз етуге тиісті.

6.3 Шөккіш топырақты жерлерде қадалы іргетастарды, топырақтардың сулануы мүмкін, сулану кезінде беріктік және деформациялық сипаттамалары төмендейтін, шөккіш топырақтардың барлық қабаттарын қадалармен тіліп өту мүмкін болған жағдайларда қолданған жөн.

Қадалар әдетте, тасты топырақтарға, тығыз және тығыздығы орташа құмдарға, суға қаныққандағы келесі аққыштық көрсеткіштерімен сипатталатын күйдегі сазбалшықты топырақтарға қадалуға тиісті:

- $I_L < 0,6$ I типтегі топырақтық жағдайлардағы қадалардың барлық түрлері үшін;
- $I_L < 0,4$ қағылатын қадалар үшін және $I_L < 0,2$, $s_{sl,g} \leq s_u$ болған жағдайда, II типтегі бұрғылы толтырылатын қадалар үшін;
- $I_L < 0,2$ қағылатын қадалар үшін және $I_L \leq 0$, $s_{sl,g} \leq s_u$ болған жағдайда, II типтегі бұрғылы толтырылатын қадалар үшін (мұндағы $s_{sl,g}$ – бетіндегі үйінді немесе басқа қатарлас жүк ескерілгендегі топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуі).

Қадалардың, аталған топырақтарға батырылуы, қада шөгуін шекті шөгуден s_u асырмау және қаданың қажетті көтеру қабілетін қамтамасыз ету шарттарын тексеруге жүргізілетін есептеулер арқылы анықталуға тиісті. Және де табылған қада тереңдетілуінің ең жағары мәнін қабылдаған жөн.

Ескертпелер

1 Егер шөккіш топырақтарды белгілі бір жағдайларда кесіп өту тиімсіз болса, онда шөккіштігі бойынша I типтегі топырақтық жағдайларда III жауапкершілік деңгейіндегі ұймереттер мен ғимараттар үшін ұшы салыстырмалы шөккіштігі $\epsilon_{sl} < 0,02$ (300кПа кем емес қысымда және топырақтың өз салмағынан және оның бетіндегі жүктемеден туатын қысымдарға сай келетін қысымнан кем емес) топырақ қабаттарына 1 м кем емес тереңдікке батырылған қадаларды орнатуға болады (қабыршақ қадалардан басқа), тек қадалардың көтеру қабілеті қамтамасыз етілуге, ал негіздің мүмкін деген лықсып шөгулері мен баяу шөгулерінің нәтижелік мәндері, топырақтардың әрқелкі сулану кезінде ұймереттер мен ғимараттар үшін шекті мәндерінен аспауға тиісті.

2 Егер қадалардың көтеру қабілеті сынақтаулармен дәлелденсе, III жауапкершілік деңгейіндегі бір қабатты ұймереттің қада-бағандарын I типтегі топырақтық жағдайларда, $\varepsilon_{sl} \geq 0,02$ топырақтарға қадауға болады.

6.4 Егер инженерлік іздестірулер нәтижелері бойынша қағылатын қадаларды батыру қиынға соғатыны анықталса, онда жобада, I типтегі топырақтық жағдайларда қада қимасы диаметрінен (50 мм дейін) кішірек, ал II типтегі топырақтық жағдайларда-тең немесе кішірек (50 мм дейін) диаметрлармен бағыттаушы ұңғымалар бұрғылануы қарастырылуға тиісті.

6.5 I типтегі топырақтық жағдайларда қолданылатын қадалардың көтеру қабілетін, қаданың түгел ұзындығы бойынша топырақты жеке суландыру кезінде [2] сай жүргізілген статикалық сынақтаулар нәтижелері бойынша анықтаған жөн.

I типтегі топырақтық жағдайларда салынатын жердегі құрылыс тәжірибесі және ертерек, ұқсас жағдайларда жасалған, қадалардың сынақталу нәтижелері болса, онда қадалардың жаңа сынақтауларын жүргізбеуге болады.

Шөккіш топырақтарда орнатылатын қадалар мен қабыршақ қадалардың көтеру қабілетін, олардың динамикалық сынақтаулар нәтижелері, сондай-ақ қадалардың астындағы R және бүйірлі бетіндегі f_i шөккіш топырақтардың есептік кедергісін, бұл топырақтарды динамикалық зондтау далалық сынақтары нәтижелерінің мәліметтері бойынша анықтауға болмайды.

6.6 I типтегі топырақтық жағдайларда қағылатын қадалардан басқа, бұрғыланған ұңғымаларға, түбіне $3d$ кем емес (мұндағы d – ұңғыма диаметрі) тереңдікке шақпақтас тапталған, толтырылатын бетонды және темірбетонды қадалар орнатқан жөн.

II типтегі топырақтық жағдайларда лықсып шөгетін қабатта орналасқан қада діңінің бөлігінде қажалуды жоятын қабыршақтары бар қадаларды қолдану ұсынылады.

6.7 Суға қаныққан және табиғи ылғалдағы топырақтардың қада бүйірінде әсер ететін кері үйкелісін, жұлатын жүктемемен [3] бойынша суға қаныққан және табиғи ылғалдағы топырақтарда жүргізілген сынақтармен анықталған, ұзындығы h_{sl} қаданың шекті кедергілерінің ең жоғары мәніне теңейді.

Кері үйкеліс мәнін, жұлу сынақтары әлі жүргізілмеген жағдайда да анықтауға болады:

а) формула бойынша

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (64)$$

мұнда u – ұзындығы h_{sl} , қада периметрі, м,

h_{sl} – топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуі 0,05м тең тереңдікке дейін, топырақтың лықсып шөгетін қабаттарындағы бүйірлі үйкелістер жинақталатын, есептік тереңдік, м;
 $\tau_i - h = 6$ м тереңдікке дейін, мына формула бойынша анықталатын, есептік кедергі, кПа

$$\tau_i = \zeta \cdot \sigma_{zg} \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (65)$$

мұндағы ζ - 0,7 тең етіп қабылданатын, бүйірлі қысым коэффициенті;

σ_{zg} - суға қаныққан топырақтың өз салмағы тудыратын тік кернеулер, кПа;

φ_1 және c_1 - [7] сәйкес, суы сығыла нығая қиылу әдісімен анықталған және тереңдігі бойынша орташаланған ішкі үйкеліс бұрышы, град. мен ілініс күшінің, кПа есептік мәндері;

h_i - қаданың бүйірлі бетімен жанасатын және сулану кезінде отыратын шөккіш топырақтың i -қабатының қалыңдығы, м.

$6 < h \leq h_{sl}$ тереңдіктегі τ_i мәні тұрақты түрде, және 6 м-дегі τ_i мәніне тең етіп, қабылданады.

6.8 Шөккіштік бойынша II типтегі топырақтық жағдайларда, басатын жүктемеге жұмыс істейтін, қадалы іргетастардың көтеру қабілетін:

- қадалардың жеке сулану жағдайындағы статикалық сынақтар нәтижелері бойынша-ұзындығы l қаданың батыру жүктемесін көтеру қабілетінен, ұзындығы h_{sl} қаданың жұлу жүктемесін көтеру қабілетін алу арқылы анықтаған жөн.

6.9 Шөккіштік бойынша II типтегі топырақтарда қадалардың статикалық сынақтары міндетті түрде жүргізілуге тиісті.

6.10 Жауапкершілігі аса маңызды ғимараттар үшін және топырақтық жағдайлары зерттелмеген аудандардағы жаппай салыну кезінде қадаларды, негіздің ұзақ, лықсып шөгу толық білінгенше, сулануымен өтетін, мамандандырылған ғылыми-зерттеу ұжымдары нақты жағдайларға әзірлеген бағдарлама бойынша сынақтаған жөн.

6.11 Егер қадалардың бүйірлі беттерінде кері үйкеліс күштерінің пайда болуы мүмкін болса, онда қапсырылған қадалардан тұратын қадалы іргетастың шөгуін, тік қадалардың шеткі қатарларының сыртқы қырларынан $h_{mt} \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt}/4)$ қашықтықта екі жанынан тік жазықтықтармен шектелген шартты іргетастың шөгуі түрінде анықталғаны жөн, мұндағы h_{mt} —қадалардың төменгі ұшынан h_{sl} -тереңдігіне дейінгі, h_{mt} қабаттары бойынша қашықтық.

Жүктемелер есептелінгенде, шартты іргетастың өз салмағына кері үйкеліс күштері қосылуға тиісті.

6.12 Шөккіш топырақтардағы қадалы іргетастардың шөгу әркелкілігінің анықталуы, үймереттер мен ғимараттар конструкцияларын есептегенде, салыну ауданының гидрогеологиялық жағдайларының болжамды өзгерулерін және есептелінетін іргетасқа немесе бүкіл ғимаратқа қарасты суландыру көзінің мүмкін деген, ең коласыз түрі мен орналасуы ескеріле жүргізілуге тиісті.

6.13 Қадалы іргетастардың қолданылуы судан қорғау шараларының орындалу қажеттілігін жоймайды. Шөккіштік бойынша II типтегі топырақтық жағдайларда да үймереттерді шөгулік жіктермен сырт пішіні қарапайым блоктарға бөлу қарастырылуға тиісті. Көтергіш крандармен жабдықталған өнеркәсіптік кәсіпорындарының өндірістік үймереттерінде, сонымен бірге, қадалы іргетастардың есептік шөгу мәнінің екі еселенген, бірақ топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуінің жартылай мәнінен кем емес, мәніне, кранасты жолдарын түзету мүмкіндігін қамтамасыз ететін құрылымдық шаралар қарастырылуы керек.

6.14 Топырақтың өз салмағынан лықсып шөгуі 30 см асса, шөккіштік шұңқырдың қисықсызықты бөлігінің шектеріне түсетін қадалы іргетастардың көлденең ауытқуларының мүмкінділігін ескерген жөн.

6.15 II типтегі топырақтық жағдайларда, қадалы іргетасқа түсетін жүктемені анықтағанда, қада ростверкі табанынан жоғары орналасқан, ұймереттің немесе ғимараттың топыраққа тереңдетілген бөліктерінің бүйірлі беттерінде пайда бола алатын кері үйкеліс күштері ескерілуге тиісті.

6.16 Қадалы іргетастар қолданылған кезде топырақтардың, тегістеу үшін 1 м артық себілуі, шөккіш топырақтардан құралған жерлерде, тек арнайы негізделу бойынша рұқсат етіледі.

7 ІСІНГІШ ТОПЫРАҚТАРДАҒЫ ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ

7.1 Ісінгіш топырақтардағы қадалы іргетастарды жобалағанда, ісінбелі топырақтардың бүкіл қабатын қадалармен толық кесіп өтуді (төменгі жақтарын ісінбейтін топырақтарға орната) және жарым-жартылай тіліп өтуді де (төменгі жақтарын тікелей ісінбелі топырақтарға орната) қарастыруға болады.

7.2 Басатын жүктемеге жұмыс істейтін ісінбелі топырақтардағы қадалардың көтеру қабілетін:

- қадалардың жеке сулану жағдайындағы статикалық сынақтаулар нәтижелері бойынша- ұзындығы l қаданың батыру жүктемесін көтеру қабілетінен, ұзындығы h_{sl} қаданың жүлу жүктемесін көтеру қабілетін алу арқылы анықтаған жөн.

7.3 Ісінгіш топырақтардағы қадалардың көтеру қабілетін есептегенде қадалар мен қабыршақ қадалардың астындағы R және бүйірлі бетіндегі f_i ісінбелі топырақтардың есептік кедергісін, қадалардың және штамп-қадалардың, ісінбелі топырақтарды құрылыс алаңында немесе жапсарлас жатқан, ұқсас топырақтары бар жерлерде суландыру жағдайындағы статикалық сынақтаулар нәтижелері бойынша қабылдау ұсынылады.

7.4 Ісінгіш топырақтардағы қадалардың көтеру қабілетін пайдалану кезіндегі шекті күйлері бойынша есептегенде, топырақтың ісінуінен қаданың көтерілуін анықтау есептелуі жүргізілуге тиісті.

7.5 Алдын ала бұрғыланған бағыттаушы ұңғымаларға қағылатын, кеңейтілмеген толтырылатын қадалардың, және де топырақтардың ісінетін зонасын кесіп өтпейтін қабыршақ-қадалардың көтерілуін $h_{sw,p}$, м келесі формула бойынша анықтаған жөн:

$$h_{sw,p} = (h_{sw} - h'_{sw,p}) \Omega + h'_{sw,p} - 0,001 \omega / u \cdot N, \quad (66)$$

мұнда h_{sw} - ісінбелі топырақ бетінің көтерілуі, м;

$h'_{sw,p}$ - қадалардың астыңғы ұшы деңгейіндегі топырақ қабатының көтерілуі (топырақтың ісінбелі зонасы тілініп өткен жағдайда $h'_{sw,p} = 0$);

Ω, ω - 28-кесте бойынша анықталатын коэффициентер, және де Ω топырақ ісіну кезіндегі тереңдікке байланысты деформациялардың азаюын сипаттайтын көрсеткіш α , ол, ісінетін: сармат - $0,31 \text{ м}^{-1}$, арал - $0,36 \text{ м}^{-1}$, хвалын - $0,42 \text{ м}^{-1}$ балшықтары үшін осы мәндерде қабылданады;

u - қада периметрі, м;

N -жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті $\gamma_{sf} = 1$ жағдайда анықталған, қадаға түсетін есептік жүктеме, кН.

28-кесте - α мәндеріндегі Ω –коэффициенті

Қаданың батырылу тереңдігі, м	α мәндеріндегі Ω -коэффициенті м^{-1}					Ω -коэффициенті, $\text{м}^2/\text{кН}$
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	0,72	0,62	0,53	0,46	0,40	-
4	0,64	0,53	0,44	0,36	0,31	1,5
5	0,59	0,46	0,36	0,29	0,24	1,1
6	0,53	0,40	0,31	0,24	0,19	0,7
7	0,48	0,35	0,26	0,20	0,15	0,5
8	0,44	0,31	0,22	0,17	0,13	0,4
9	0,40	0,27	0,19	0,14	0,11	0,3
10	0,37	0,24	0,17	0,12	0,09	0,2
11	0,34	0,21	0,15	0,10	0,08	0,2
12	0,31	0,19	0,13	0,09	0,07	0,1

7.6 Ісінгіш топырақтардағы қадалы іргетастарды жобалағанда, ростверктің астыңғы жазықтығы мен топырақ бетінің арасында, топырақтың ісіну кезіндегі ең жоғары көтерілуінен кем емес саңлау қарастырылуға тиісті.

Ісінгіш топырақ қабатының қалыңдығы 12 м аспаса, ростверкті тікелей топыраққа орнатуға болады.

8 КЕН ӨНДІРІЛУ ЖЕРЛЕРІНДЕГІ ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУДЫҢ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ

8.1 Кен өндірілетін аймақтарда қадалы іргестарды жобалау кезінде, осы ережелердің талаптарынан басқа нормативтік құжаттар талаптары да сақталуы тиіс; бұл жағдайда инженерлік ізденістердің деректерімен қатар қадалы іргетастарды жобалау үшін, таулы-геологиялық ізденістердің және жер бетінің күтілетін деформациялары туралы мәліметтер пайдалануы тиіс.

8.2 Кен өндірілетін аймақтардағы қадалы іргетастарды жобалауға берілген тапсырысты, маркшейдерлік есептің нәтижелері бойынша алынған, құрылыс бөлімшелеріндегі жер бетінің күтілетінең жоғары деформациялары туралы мәліметтер, соның ішінде отыруы, еңкеюі, созылуы немесе сығылудың салыстырмалы көлденең деформациялары, жер бетінің қисықтық радиусы, кемердің биіктігі болуы тиіс.

8.3 Кен өндірілетін аймақтарда тұрғызылатын ғимараттар мен үймереттердің қадалы іргетастарын есептеуді, шекті күйлері бойынша, кен өндіру кезіндегі негіздердің деформацияланатын жағының әсерін есепке ала отырып, белгіленетін жүктемелердің ерекше бірлесуіне жүргізілуі тиіс.

8.4 Қада бастарының ростверкпен түйісуі сипатына және кен өндіру салдарынан көлденең деформациялардың даму үрдісі негіздегі топырақпен іргетастың әрекеттестігіне байланысты қадалы іргетастардың келесі сұлбалары қабылданады:

а) қатқыл - қада арматурасының сырықтарын қарнақтау жолымен, қада бастарын ростверк ішінде қатқыл бекіту кезінде немесе қада бастарын ростверк ішінде бекіткенде;

б) икемді - қадалардың бастарын ростверктің ішіне 5-10 см бекіту жолымен орындалған немесе сырғанау жігі арқылы түйіндескен қадалардың ростверкпен шартты - топсалы түйісуі кезінде.

8.5 Кен өндірілген аймақтарда қадалы іргетастарды және олардың негіздерін есептеу:

а) аймақ топырақтарының физикалық-механикалық қасиеттерінің, кен өндіру салдарынан өзгеруі;

б) көлбеуліктен, қисаюдан және жер бетінде кемерлер пайда болуынан болған тік жүктемелердің жеке қадаларға қайта бөлінуі;

в) топырақ негізінің салыстырмалы көлденең деформацияларынан пайда болған көлденең жазықтықтағы қосымша жүктемелері;

ескеріле жүргізілуге тиісті.

8.6 Батыратын жүктемелерге жұмыс істейтін қадалардың барлық түрлерінің топырақтың негіздері бойынша F_{cr} , кН көтеру қабілетін мына формула бойынша анықтау керек:

$$F_{cr} = \gamma_{cr} \cdot F_d \quad (67)$$

мұнда γ_{cr} — топырақтардың физикалық-механикалық қасиеттерінің өзгеруін және аланды өңдеу кезіндегі тік жүктемелердің қайта бөлінуі ескерілетін жұмыс жағдайының коэффициенті. Кез келген ғимараттар мен үймереттердің іргетастарындағы қада - тіректер үшін $\gamma_{cr} = 1$; икемді ғимараттар мен үймереттердің (мысалы, топсалы тіреуімен бірқабатты қаңқа) іргетастарындағы қапсырылған қадалар үшін $\gamma_{cr} = 0,9$; қатқыл ғимараттар мен үймереттердің (мысалы қатқыл түйінделумен көпқабатты қаңқасыз ғимараттар, сүрлеу ғимараты) іргетастарындағы қапсырылған қадалар үшін $\gamma_{cr} = 1,1$;

F_d — қадаларды динамикалық және статикалық жүктемелермен сынақтау нәтижелері бойынша анықталған қадалардың көтеру қабілеті кН.

Ескертпе - Құламалары тік қабаттар жағдайында салыстырмалы көлденең деформациялардың, ε_h мм/м, мәніне тәуелді қосымша коэффициенті $\gamma_{cr} = 1/(1+100 \varepsilon_h)$ ескерілуі керек.

8.7 Ғимараттар мен үймереттердің қатқыл құрылымдық сұлбаларындағы қадаларға және қабыршақ қадаларға қосымша тік жүктемелерді $\pm \Delta N$, көлбеуліктен, қисаюынан жер бетінде кемерлердің пайда болуынан, сонымен қатар:

а) қапсырылған қадалардан тұратын қадалы іргетастардың және олардың негізі табиғи негіздегі шартты іргетаспен ауыстырылған жағдайдағы;

б) шартты іргетастың негізі ғимараттардың (үймереттердің) ұзындығы бойынша, тұрақты сызықты деформацияланатын етіп немесе ішінде топырақтың деформация модулі және төсем коэффициенті бар бөлікке бөліп қабылдаған жағдайдағы, топырақ негізінің көлденең деформацияларынан пайда болатын қаданың тік ауытқуларын, есептік мәндеріне байланысты, анықтау керек.

Қосымша тік жүктемелерді анықтау, ғимараттардың бойлық және көлденең бағыттарға қатысты жүргізіледі.

8.8 Кен өндірілетін аймақтарда орнатылатын қадалы іргетастарды есептеуде, қаданың жобадағы жағдайына қатыстылығы бойынша, топырақ негізінің көлденең жылжуының әсерінен қадаларда, олардың иілуге жұмыс істеуінің салдарынан пайда болатын күштерді ескеру керек.

8.9 Кен өндірілу кезіндегі топырақтың көлденең есептік ауытқуы мына формула бойынша анықтау керек:

$$u_{cr} = \gamma_f \cdot \gamma_c \cdot \varepsilon_h \cdot x, \quad (68)$$

мұндағы γ_f, γ_c — жүктеме бойынша сенімділік және салыстырмалы көлденең деформацияға арналған жұмыс жағдайының коэффициенті;

ε_h - маркшейдерлік есептің нәтижелері бойынша анықталатын салыстырмалы көлденең деформациясынан күтілетін мәні, мм/м;

x - қаданың қарастырылатын бағытынан, ғимараттың (бөліктің) бүкіл ұзындығында орнатылған ростверктері бар ғимараттың (үймереттің) ортасына дейінгі немесе жеке бағандардың астына орнатылатын ростверктері бар қаңқалы ғимараттың (бөліктің) қатқылдық блогына дейінгі ара қашықтық, м.

8.10 Кен өндірілетін аймақтарда тұрғызылатын ғимараттар мен үймереттердің қадалыіргетастарын жер бетінің деформациясының нәтижесінде қадаларда пайда болатын күштердің ең аз мөлшерінің ростверкке берілу қажеттілігінің шарттарына байланысты жобалау керек.

Бұл талаптардың орындалуы үшін жобаларда:

а) топырақ негізінің көлденең ығысуының әсерін азайту үшін ғимараттарды немесе үймереттерді бөліктерге бөлуге;

б) қатқыл құрылымдық сұлбадағы ғимараттар мен үймереттер үшін, негіздің қисаюынан тік жазықтықтағы қосымша пайда болатын күштерді азайту үшін, негізінен қапсырылған қадаларды қолдануды;

в) қатқылдығы төмен қадаларды мысалы, призмалық, көлденең қималары шаршы түріндегі немесе тік бұрышты, соның ішінде қималары тік бұрышты қадаларды ғимарат бөлігінің бойлық бағытында кіші жағымен орналастыру керек;

г) қадалардың ростверкпен түйісуінің икемді құрылымын;

д) домкраттың көмегімен немесе басқа да түзетуші құрылғылармен ғимараттарды түзетуді қарастыру керек.

Ғимараттарды немесе үймереттерді бөліктерге бөлу кезінде, ростверктердің арасында өлшемдері нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес ғимараттар мен үймереттердің төменгі құрылымындағыдай анықталатын саңылаулар (деформациялық жіктер) қарастырылуы керек.

8.11 Қадалы іргетастарды негізінен I — IV топтардағы аймақтарда қолдану керек, соның ішінде:

а) қапсырылған қадалармен - I — IV топтардағы аймақтарда ғимараттар мен үймереттер құрылымының кез келген түрі үшін;

б) тірек қадалармен - III және IV топтардағы аймақтарда негізінің қисаюы кезіндегі ғимараттың икемді құрылымдық сұлбасымен жобаланатын ғимараттар мен үймереттер үшін, ал IV топтар үшін - қатқыл құрылымдық сұлбамен жобаланатын ғимараттар мен үймереттер үшін.

Ескертпелер

1 Кен өндірілетін аймақтардың топтарға бөлінуі нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес қабылданған.

2 Диаметрі 600 мм-н үлкен қабыршақ қадаларының, құйма және бұрғылы қадалардың және қатқыл қадалардың басқа түрлерін, ростверкпен сырғу жігі арқылы түйіндескен қадалы іргетастарда ғана қолдануға болады.

3 Кен өндірілетін аймақтардағы қаданың топыраққа тереңдетілуі, қадалардың тауасты топырақтарға тірелу жағдайын қоспағанда, 4 м-н кем болмауға тиісті.

8.12 Кемерлердің пайда болуы мүмкін Ік — IVк топтардағы кен өндірілетін аймақтарда, сонымен қатар геологиялық бұзылулар болған аймақтарда қадалы іргетастарды қолдануға арнайы негіздеме болғанда ғана рұқсат етіледі.

8.13 Қаданың ростверкпен түйісуі құрылымы топырақ негізінің күтілетін көлденең ауытқуының мәндеріне байланысты тағайындалуы тиіс, мұндағы қадаларға арналған көлденең ауытқудың шекті мәндері ростверкпен қатқыл түйіндесу кезінде - 2 см-ден, икемді, шартты топсалы түйіндесу кезінде - 5 см-ден; сырғу жігі арқылы түйіскен кезінде - 8 см -ден аспауға тиісті.

Ескертпе - Топырақ негізінің көлденең ауытқу әсерінен қадаларда және ростверкте пайда болатын күштердің мәндерін төмендету үшін, тұтастай алған ғимараттың (үймереттің) қадалы іргетастарының кеңістіктегі орнықтылығын қамтамасыз ету үшін, қада алаңының топырақтың шамалы ауытқулары (2-см-ге дейін) әсер ететін аймағындағы қадалардың қатты түйіндесуін, ал қалғандарында икемді (топсамен немесе сырғу жіктері арқылы) түйіндесуін қарастыру керек.

8.14 Қада ростверктері, ортадан тыс созылуға және сығылуға, сонымен қатар, топырақта кен өндіру кезінде, деформацияланатын негіздің бүйірлі қысымынан болған қадалардың көлденең кері әсерінен және аударушы күштен бұралуға есептелуге тиісті.

8.15 Биік ростверкті қадалы іргетастарды қолдану кезінде, топырақ бетіне жасалатын бетон еденді немесе басқа қатты құрылымдарды қаданың бүкіл периметрі бойынша ені 8 см-ден кем емес, қатты құрылымдардың бүкіл қалыңдығында саңылау қарастырылуы

керек. Саңылауды топырақ негізінің көлденең жылжуының әсері кезіндегі қадалар үшін қатты тірек құрамайтын, иленгіш немесе серпімді материалдармен толтыру керек.

9 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ОРНАТУ КЕЗІНДЕГІ ҚҰРЫЛЫСТЫҚ БАҚЫЛАУ

9.1 Қадаларды орнату жұмыстарды өндіру жобасына сәйкес жүргізіледі.

9.2 Бұл жобаға келесі мәліметтерден енеді:

- қадалардың түрі;
- әр қаданың, орналасу рауалары ескерілгендегі, орналастырылуы мен еңкеюі;
- қадалардың көлденең қимасы;
- толтырылмалы қадалар үшін болат салымдар туралы мәліметтер;
- қадалардың ұзындығы;
- қадалардың саны;
- қаданың қажетті көтеру қабілеті;
- қада өкшесінің белгісі (реперға немесе орнату орнына жақын жерге қарасты) немесе қағу кезінде берілетін кедергі;
- қаданы орнату кезіндегі жұмыстар реті;
- белгілі бөгеттер;
- қадалық жұмыстарды орындау кезіндегі басқа да шектеулер.

9.3 Барлық қадалардың орнатылуы жұмыс өндірушісінің бақылауымен өтетіндігін және жұмыстардың орындалуы туралы жазбалар жүргізілетінін ескерту қажет.

9.4 Әр қада туралы жазбаларға, сәйкес стандарттарда, жұмыстар орындалуына байланысты келтірілген, құрылыстың барлық сұрақтары енуге тиісті, нақтырақ айтқанда:

- қадалар саны;
- қадаларды орнатуға арналған жабдықтар;
- қадалардың көлденең қимасы мен ұзындығы;
- орнату уақыты мен күні (орнату үрдісіндегі үзілістерді қоса);
- бетон қоспасының құрамы, қолданылған бетон көлемі мен орнату орнына қаданы құю әдісі;
- тығыздығы, pH, Марш бойынша тұтқырлығы және бентонитті ерітіндіні қолдану кезінде, ондағы ұсақ бөлшектердің құрамы;
- шнек көмегі арқылы орнатылатын қадалар үшін немесе басқа бұрғылы инъекциялық қадалар үшін, — цементтік ерітіндінің көлемі мен қысымы немесе ішкі және сыртқы диаметрлер, шнек қадамы және бір айналым кезінде топыраққа батырылуы;
- қағылмалы және басқа ығыстырылмалы қадалар үшін — өлшенген ауытқу кедергісі туралы мәліметтер, мысалы, балғаның салмағы, жүрісі мен қуаттылығы, соққылардың жиілігі мен ақырғы 0,25 м батырылуындағы соққылар саны;
- дірілдеткіштердің қуаттылығы (егер олар пайдаланылса);
- бұрғы қозғалтқышы үшін бұраушы күш (егер олар пайдаланылса);
- бұрғымалы қадалар үшін — бұрғылау орнында жатқан қабаттар, қада өкшесінде жатқан негіздің жағдайы, егер ұңғыма түбінде шлам жиналатын болса;
- қаданы орнату кезінде пайда болуы мүмкін мәселелер;
- орналасу жері мен бағытынан ауытқу, орындалатын белгілер.

9.5 Жұмыстардың аяқталғанына бес жыл болған соң, әр қадаға қатысты өзгерістер мен ахуалдар есепке алынуға тиісті. Қаданы орнату бойынша жұмыстар аяқталғаннан кейін, жобалық құжаттарға орындау құжаты қосылуы тиіс.

9.6 Егер жергілікті бақылау немесе есеп беру құжаттарын қарастыру кезінде орнатылған қадалардың сапасына күмән туса, қадалардың жағдайын анықтау және күмәндарды жою бойынша шаралар қолдану мақсатында, қосымша зерттеулер жүргізілуі керек. Бұл зерттеулер құрамына, қадаға статикалық жүктемелердің түсірілуін, немесе оның жалпы бүтіндігін тексеру, немесе ол ауытқып кетсе, күмәнданған қаданы, қоршаған негіз топырағын қоса зерттеп, қайта қағу жұмыстары енеді.

9.7 Орнату жұмыстары кезінде қада сапасын бақылау мүмкін болмаған жағдайда, қада діңін тұтастыққа сынақтау керек.

9.8 Маңызды ақаулары бар немесе орнатылу кезінде қоршаған топырақ беріктігінің төмендеуін туғызған қадалар сапасының жалпы бағалануына, шағын деформациялар туғызатын қада тұтастығын тексеретін динамикалық сынақтау енуі мүмкін. Динамикалық сынақтау кезінде бетонның сапасы немесе бетонның қорғаушы қабатының жеткіліксіз қалыңдығы сияқты елеулі ақауларды табу мүмкін емес, бұл ақаулардың әрбіреуі қаданың ұзақ уақыт жұмыс істеуіне әсер етеді, сондықтан, жұмыстарды орындау кезінде басқа— дыбыс, діріл немесе сынамалар арқылы арнайы заманауи сынақтаулар жүргізу керек.

10 ЭНЕРГИЯ ҮНЕМДЕУ ЖӘНЕ ТАБИҒИ РЕСУРСТАРДЫ ҰТЫМДЫ ПАЙДАЛАНУ

10.1 Энергия тұтынуды қысқарту

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

10.1.2 Үймереттердің энергия тиімділігін арттырудың ұсынылатын техникалық құралдары:

а) энергияның балама көздерін пайдалану;

б) жылу сорғыларын қолдану;

в) жылыту жүйелерінің температурасын төмендету;

г) қасбеттер мен төбелердің жақсартылған жылуоқшаулауы;

д) желдету жүйелері мен таратқыш сорғылардың жұмысын орталықтандырылған түрде жүргізу;

е) артық технологиялық жылуды пайдалану.

10.1.3 Үймереттердің энергия тиімділігін арттыру мақсатында:

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

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

в) қоршағыш құрылымдар ауданын қысқартуға мүмкіндік беретін, кейінірек

блочтандырылатынын ескере үймереттерді модульдардан құрастыру;

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

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

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

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

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

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

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

10.2 Табиғи ресурстарды тиімді пайдалану

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

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

10.2.3 Пайдалану кезінде су сапасының өзгеруіне байланысты, айналымдық сумен қамту келесі түрлерге бөлінеді:

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

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

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

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

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

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

- табиғи жағдайларды өзгертетін жағымсыз гео және гидродинамикалық құбылыстардың (эрозия, құрғату, батпақтану, көшкіндер және т.б.) туындау мүмкіндігін, сондай-ақ жұмыстарды орындау салдарынан табиғи су қоймаларының гидрологиялық және биологиялық күйлерінің өзгеруін болдырмау [1].

10.3 Құрылыста және жобаларда ескерілетін экологиялық талаптар

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

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

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

Жоба нұсқаларын таңдағанда экологиялық мәселелерді шешу ретін ескерген жөн.

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

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

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

- жер бетіндегі радон ағынының болуы;

- құрылыс қоқыстары және тұрмыстық қалдықтарының бұрынғы үйінділерінен әртүрлі газдардың (метан, сутегі, көміртектен және басқа уытты газдардың) шығуы.

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

- химиялық, термиялық немесе биологиялық әдіспен ластанған топырақтарды тазалау немесе алаң аумағынан сырып алып, келісілген орындарға көму;
- үймереттердің радонға қарсы қорғауын орнату (түрлі желдету әдістерін қолдану);
- желдетілетін еденасты, газды ұстауға арналған әр түрлі кедергілерді (қалқандарды) құру;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- жерасты суларының деңгейінің төмендеуіне байланысты жер бетінің отыруын бағалау;

- қолайсыз инженерлік-геологиялық және геологиялық үрдістердің (карсттың, суффозияның, шөккіндердің және т.б.) дамуын болжамдау;

- негіз топырақтарының химиялық бекітілуінің топырақтар және жерасты суларының қасиеттеріне тигізетін әсерін бағалау;

- құрылыс барысындағы дірілдік және динамикалық әсерлердің, жақын орналасқан ғимараттардың құрылымдары мен олардың негіздеріне тигізетін әсерін бағалау және басқа да есептеулер.

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

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

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

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

(Толықтырылды – ҚТҮКШК 18.03.2021 ж. №30-НҚ бұйрық)

***11 СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ**

11.1 Сейсмикалық аудандардағы қадалық іргетастарды жобалау кезінде осы ережелердің талаптарынан басқа ҚР ЕЖ 5.01-102-2013 және ҚР ЕЖ 2.03-30-2017 талаптарын да сақтау қажет, сонымен қатар қадалық іргетастарды жобалау үшін инженерлік ізденістер материалдарына қосымша ҚР ЕЖ 1.02-104-2013 талаптарына сәйкес құрылыс алаңының сейсмикалық шағын аймақтандыру деректері пайдаланылуы керек.

11.2 Ғимараттар мен құрылыстардың қадалық іргетастары сейсмикалық әсерлерді ескере отырып, бірінші топтың шекті жағдайын есептеу кезінде жүктемелердің ерекше үйлесіміне есептелуі керек. Сонымен қатар мыналарды қарастыру қажет:

а) 4.4.2.5-кіші бөлімнің талаптарына сәйкес қадалардың қысу және тарту жүктемелеріне көтергіштік қабілетін анықтау;

б) А-қосымшасының талаптарына сәйкес қадалардың бүйір беттерімен топыраққа берілетін қысымды шектеу шарты бойынша топырақтың тұрақтылығын тексеру;

в) мәндері сейсмикалық жүктемелердің есептік мәндеріне байланысты А-қосымшасын ескере отырып анықталатын есептік күштердің (бойлық күштің, иілу моментінің және көлденең күштің) бірлескен әрекетіне материалдың беріктігі бойынша қадаларды есептеу.

«а» ÷ «в» тармақшаларында көрсетілген есептерді орындау кезінде 11.3 - 11.8-де келтірілген талаптар да ескерілуі керек.

Ескертпе

Ғимаратқа немесе құрылысқа әсер ететін сейсмикалық жүктемелердің есептік мәндерін анықтау кезінде жоғары қадалық ростверк қаңқалық төменгі қабат ретінде қарастырылуы керек.

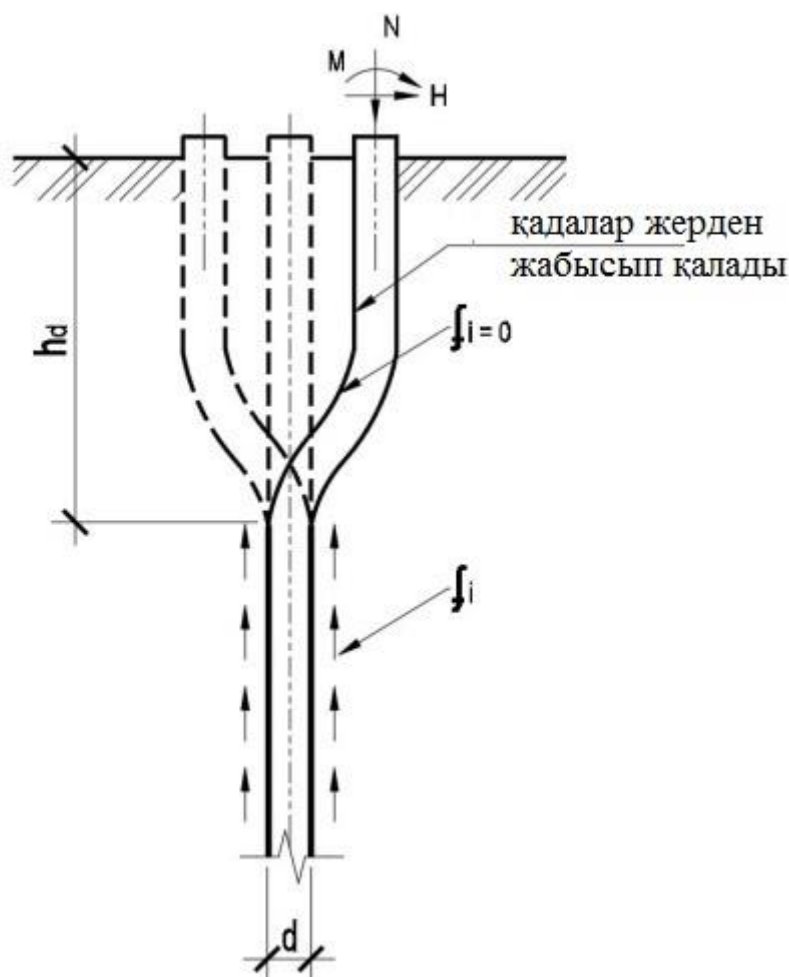
11.3 F_{eq} қысу немесе тарту жүктемесіне қадалардың көтергіштік қабілетін есептеу кезінде R және f_i мәндерін (4.4.2-кіші бөлім) 11.1-кестеде келтірілген g_{eq1} және g_{eq2} негіз топырағының жұмыс жағдайларының төмендету коэффициенттеріне көбейту немесе

оларды сейсмикалық әсерлерге ұқсас қадалар мен қадалық іргетастарды сынау нәтижелері бойынша анықтау қажет.

F_{eq} қысатын жүктемеге қаданың көтергіштік қабілеті γ_{eq1} және γ_{eq2} негіз топырағының жұмыс жағдайларының жоғарыда көрсетілген төмендету коэффициенттерімен есептеу арқылы анықталады.

$$F_{eq} = \gamma_c(\gamma_{cR} \gamma_{eq1} RA + u \sum_i^n) = I' cf \frac{\gamma}{eq2} f_i h_i, \quad (11.1)$$

мұнда - (8) және (11) формулалардан қалған шартты белгілер.



Сурет 11.1. h_d есептік тереңдікті анықтауға арналған схема

Сонымен қатар, қаданың бүйір бетіндегі топырақтың төзімділігі f_i есептелген тереңдікке h_d (11.3) дейін нөлге тең болуы керек (сурет.11.1).

F_{eq} тарту жүктемелеріне қаданың көтергіштігі есептеу жолымен, сондай-ақ негіздік топырақтың бүйір беті бойынша γ_{eq2} жұмыс жағдайының жоғарыда көрсетілген төмендету коэффициентімен және сейсмикалық әсер ету кезінде топырақтың кернеулі күйінің өзгеруін ескеретін γ_m қосымша коэффициентімен анықталады

$$F_{eq} = \gamma_c(\gamma_m u \sum_i^n) = I' cf \frac{\gamma}{eq2} f_i h_i, \quad (11.2)$$

мұнда - (10) формуладан қалған шартты белгілер.

Ескертпелер

1. - γ_m коэффициентінің мәні эксперименттік сынақтармен анықталады.
2. - Мұндай сынақтар болмаған жағдайда, бұрғыланған қадалар үшін $\gamma_m=0,8$ мәнін қабылдауға жол беріледі.

11.4 Қадалардың бүйір бетіндегі топырақтың қарсылығын ескермейтін h_d есептік тереңдігі (11.1) формуласы бойынша анықталады, бірақ $3/\alpha_\varepsilon$ артық емес қабылданады

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_\varepsilon a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_\varepsilon} \gamma_l \operatorname{tg} \varphi_l + c_l \right)}, \quad (11.3)$$

мұнда a_1, a_2, a_3 - жоғары ростверкте және жеке тұрған қадалар үшін тиісінше 1,5; 0,8 және 0,6-ға тең өлшемсіз коэффициенттер, қадаларды төмен ростверкке қатты бітеу кезінде - 1,2; 1,2 және 0;

H, M - сейсмикалық әсерлерді ескере отырып, жүктемелердің ерекше үйлесімі кезінде топырақ бетінің деңгейінде қадаға қолданылатын көлденең күштің, кН, және иілу моментінің, кН×м есептік мәндері;

α_ε - А-қосымшасы бойынша анықталатын деформация коэффициенті, 1/м;

b_p - қаданың шартты ені, м, А-қосымшасы бойынша анықталады;

γ_l - судың салмақтық әсерін ескере отырып, сумен қаныққан топырақтарда анықталатын топырақтың меншікті салмағының есептік мәні, кН/м³;

φ_l, c_l - топырақтың ішкі үйкеліс бұрышына сәйкес есептелген мәндер, град., және топырақтың меншікті ілінісуі, кПа.

Ескертпе

Ерекше жауапты ғимараттар үшін мамандандырылған ұйымды тарта отырып, арнайы бағдарлама бойынша қадалардың көтеру қабілетін төмендетуді айқындау бойынша белгі ауысымды динамикалық көлденең жүктемемен тігінен жүктелген қадаларды бақылау сынақтары қарастырылуы тиіс.

11.5 Сейсмикалық жүктемелердің әсері кезінде h_d есептік тереңдігін анықтауды есептік сейсмикалық үшін 7 балл - 2° -қа, 8 балл - 4° -қа, 9 балл-7° -қа, 10 балл - 10° -қа азайтылған φ_l ішкі үйкелісінің есептік бұрышының мәндерін қабылдай отырып жүргізу керек.

11.1-кесте

Құрылыс алаңының есептік сейсмикалығы, баллдар	Топырақ кезінде R мәндерін түзетуге арналған γ_{eq1} жұмыс жағдайларының коэффициенті						Топырақ кезінде f_i мәндерін түзетуге арналған γ_{eq2} жұмыс жағдайларының коэффициенті					
	Тығыз құмдар		Орташа тығыздықтағы құмдар		Аққыштық көрсеткіші кезіндегі сазды топырақтар		Тығыз және орташа тығыздықтағы құмдар		Аққыштық көрсеткіші кезіндегі сазды топырақтар			
	аз ылғалды және ылғалды	сумен қаныққан	аз ылғалды және ылғалды	сумен қаныққан	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	аз ылғалды және ылғалды	сумен қаныққан	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L \leq 1$	
7	$\frac{1}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,5}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,9}{0,5}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,85}{0,8}$	$\frac{0,75}{0,75}$	
8	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,65}$	
9	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,75}{0,6}$	—	$\frac{0,9}{0,85}$	$\frac{0,85}{0,7}$	$\frac{0,75}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,85}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{-}$	
10	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{0,30}$	$\frac{0,65}{0,45}$	—	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{0,6}$	$\frac{0,65}{0,55}$	$\frac{0,6}{0,25}$	$\frac{0,8}{0,5}$	$\frac{0,6}{0,35}$	$\frac{0,5}{-}$	
Ескертпелер												
1 Сызықтың үстінде көрсетілген γ_{eq1} және γ_{eq2} мәндері бітелген, толтырылған қадаларға (ығысу қадаларына), сызықтың астында - бұрғылау қадаларына жатады.												
2 γ_{eq1} және γ_{eq2} коэффициенттерінің мәндерін сәйкесінше 1, 2, 3 қайталанатын аудандарда салынатын ғимараттар мен құрылыстар үшін 0,85, 1,0 немесе 1,15-ке көбейту керек (көлік және гидротехникалық қызметтерден басқа).												
3 Тау жыныстары мен ірі түйіршікті топырақтарға негізделген қадалық тіректердің қысу қабілетін γ_{eq1} және γ_{eq2} жұмыс жағдайларының қосымша коэффициенттерін енгізбестен анықтайды.												
4. Қадалар тіректерінің тарту қабілеті γ_{eq2} және γ_m жұмыс жағдайларының қосымша төмендету коэффициенттерін енгізу арқылы анықталады.												

11.6 Көпірлердің қадалық іргетастарын есептеу кезінде $I_L > 0,5$ аққыштық көрсеткішімен суға қаныққан шаңды құмдар мен сазды топырақтардағы қадаларды бітеу жағдайларына сейсмикалық әсердің әсерін осы топырақтар үшін А-қосымшасында келтірілген K пропорционалдық коэффициенттерінің мәндерін 30% - ға төмендету жолымен ескеру керек.

11.7 Далалық сынақтардың нәтижелері бойынша тік қысатын және тартып шығаратын жүктемелерге жұмыс істейтін F_{eq} , кН қадаларының көтергіштік қабілеті мынадай формула бойынша сейсмикалық әсерлерді ескере отырып анықталуы керек

$$F_{eq} = k_{eq} F_d, \quad (11.4)$$

мұнда k_{eq} - сейсмикалық әсер етулерді есепке ала отырып, 11.2 - 11.4 сәйкес есептелген қадалардың көтергіш қабілеті мәнінің және сейсмикалық әсер етулерді есепке алмай, 4.4.2 кіші бөлімінің талаптарына сәйкес анықталған қадалардың көтергіш қабілеті мәнінің қатынасы ретінде есептеумен анықталатын, сейсмикалық әсер ету кезінде қадалардың көтергіш қабілетінің төмендеуін ескеретін коэффициент;

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013

СП РК 5.01-103-2013

F_d - 4.5-кіші бөлімге сәйкес статикалық немесе динамикалық сынақтардың нәтижелері бойынша немесе топырақты статикалық зондтау деректері бойынша анықталған қадалардың, кН көтергіштік қабілеті (сейсмикалық әсерлерді есепке алмағанда).

11.8 Сейсмикалық әсерлерді ескере отырып, шөгетін және ісінетін топырақтардағы қадаларды жүктемелердің ерекше үйлесіміне есептеу, егер топырақты сулау мүмкін болмаса, табиғи ылғалдылық кезінде және егер топырақты сулау мүмкін болса, формула (6-бөлім) бойынша анықталатын аққыштық көрсеткіші бар толық сумен қаныққан топырақта жүргізілуі керек; сонымен бірге II типті топырақты жағдайларда қадалардың көтергіштік қабілетін шөгу бойынша анықтау топырақтың теріс үйкеліс күштерінің даму мүмкіндігін ескермей жүргізіледі.

11.2-кесте

Құрылыс алаңының есептік сейсмикалығы, баллдар	Топырақ кезінде R мәндерін түзетуге арналған γ_{eq1} жұмыс жағдайларының коэффициенті						Топырақ кезінде f_i мәндерін түзетуге арналған γ_{eq2} жұмыс жағдайларының коэффициенті					
	Тығыз құмдар		Орташа тығыздықтағы құмдар		Аққыштық көрсеткіші кезіндегі сазды топырақтар		Тығыз және орташа тығыздықтағы құмдар		Аққыштық көрсеткіші кезіндегі сазды топырақтар			
	аз ылғалды және ылғалды	сумен қаныққан	аз ылғалды және ылғалды	сумен қаныққан	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	аз ылғалды және ылғалды	сумен қаныққан	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L \leq 1$	
7	$\frac{1}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,5}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,9}{0,5}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,85}{0,8}$	$\frac{0,75}{0,75}$	
8	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,65}$	
9	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,75}{0,6}$	—	$\frac{0,9}{0,85}$	$\frac{0,85}{0,7}$	$\frac{0,75}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,85}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{-}$	
10	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{0,30}$	$\frac{0,65}{0,45}$	—	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{0,6}$	$\frac{0,65}{0,55}$	$\frac{0,6}{0,25}$	$\frac{0,8}{0,5}$	$\frac{0,6}{0,35}$	$\frac{0,5}{-}$	
Ескертпелер												
1 Сызықтың үстінде көрсетілген γ_{eq1} және γ_{eq2} мәндері бітелген, толтырылған қадаларға (ығысу қадаларына), сызықтың астында - бұрғылау қадаларына жатады.												
2 γ_{eq1} және γ_{eq2} коэффициенттерінің мәндерін сәйкесінше 1, 2, 3 қайталанатын аудандарда салынатын ғимараттар мен құрылыстар үшін 0,85, 1,0 немесе 1,15-ке көбейту керек (көлік және гидротехникалық қызметтерден басқа).												
3 Тау жыныстары мен ірі түйіршікті топырақтарға негізделген қадалық тіректердің қысу қабілетін γ_{eq1} және γ_{eq2} жұмыс жағдайларының қосымша коэффициенттерін енгізбестен анықтайды.												
4 Қадалар тіректерінің тарту қабілеті γ_{eq2} және γ_m жұмыс жағдайларының қосымша төмендету коэффициенттерін енгізу арқылы анықталады.												

11.9 Сейсмикалық аудандардағы қадалы іргетастар үшін көлденең арматурасыз және шоқпар тәрізді қадалардан басқа қадалардың барлық түрлерін қолдану керек.

Сондай-ақ бетон қадаларды, яғни қадалық оқпанның бүкіл ұзындығы бойынша арматуралық қаңқалары жоқ қадаларды қолдануға жол берілмейді.

Сейсмикалық аудандарда шегендеу құбырларынсыз судың артық қысымымен бұрғылау қадаларын орнатуға тыйым салынады.

11.10 Сейсмикалық аудандарда қада іргетастарын жобалау кезінде қада ұшының тіреуін жартасты, ірі сынықты топырақтарға, тығыз және орташа тығыздықтағы құмдарға және аққыштық көрсеткіші $I_L \leq 0,5$ сазды топырақтарға қарастыру керек.

Қадалардың төменгі ұштарын $I_L > 0,5$ аққыштық көрсеткішімен сусымалы суға қаныққан құмдарға, сазды топырақтарға тіреуге жол берілмейді.

11.11 Сейсмикалық аудандардағы қадалардың жерге тереңдеуі кемінде 4 м, ал қадалардың төменгі ұштарының түбінде орташа тығыздықтағы суға қаныққан құмдар болған кезде-кемінде 8 м болуы керек. Қадаларды далалық сынау нәтижесінде имитацияланған сейсмикалық әсерлермен алынған тиісті негіздеме кезінде қадалардың тереңдеуін азайтуға жол беріледі.

Құнды жабдықтары жоқ бір қабатты ауылшаруашылық ғимараттары үшін және қадалар тасты топырақтарға тірелген жағдайда, олардың жерге көмілуі сейсмикалық емес аудандардағыдай қабылданады.

11.12 Ғимараттың тірек қабырғалары астындағы қадалы іргетастың роствергі, әдетте, үздіксіз және бір деңгейде орналасуы керек. Қадалардың жоғарғы ұштары сейсмикалық жүктемелерді ескеретін есеппен анықталатын тереңдікке ростверкке қатаң бекітілуі керек.

Ғимараттар мен құрылыстардың ростверксіз (қадаларсыз) қадалық іргетастарын орнатуға жол берілмейді.

Ескертпе

Беткейде ростверкті бөлік шегінде салу кезінде біртұтас монолитті темірбетон конструкциясы - тақталар немесе көлденең таспалар түрінде орындауға рұқсат етіледі.

11.13 Сейсмикалық аймақтардағы қадалы іргетастың ростверк табанының тереңдігі ғимараттың биіктігіне байланысты емес.

11.14 h_d биіктігінің жоғарғы бөлігіндегі қадалардың бүйір бетін көлденең сейсмикалық жүктемеге пайдалануға рұқсат етіледі, қаданың тек сығуға жұмыс істейтін бір жақты байланыспен топырақпен өзара әрекеттесуін модельдейді.

11.15 9, 10 балл сейсмикалығы бар алаңдарда биік ғимараттардың орнықтылығын қамтамасыз ету және ҚР ЕЖ 2.03-30-2017 нормативінің 8.4-тармақ талаптарын қанағаттандыру үшін (аударылуға 1,5 сенімділік коэффициентін қамтамасыз ету) тақталардың периметрі бойынша қадалардың орналасуымен тақта-қадалық іргетастарды пайдалану ұсынылады. Бұл жағдайда бұрау үшін жұмыс істейтін кеңейтілген бұрғыланған қадаларды қолданған жөн. Қаданы ростверкпен жұптастыру түйінін есептеу және тарту күштері үшін салу керек.

11.16 Жоғары роствергі бар қадалы іргетастар үшін сейсмикалық аймақтардағы ғимараттарды жобалау нормаларында қарастырылған ғимарат тұрғысынан қадалы өрістің жүйелілігі мен симметрия принциптері сақталады.

11.17 9, 10 балл сейсмикалығы бар алаңшалардың жоғарғы учаскелерінде қадаларды арматуралауды азайту үшін тек көлденең сейсмикалық жүктемелерде жұмыс істейтін,

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013

СП РК 5.01-103-2013

ұзындығы 6-7 м қосымша «қадалар - қысқа тығындарды» қарастыру ұсынылады (қадалардың ұзындығын топырақтың салмақ түсетін қабатына дейін жеткізу міндетті емес).

11.18 Тиісті техникалық-экономикалық негіздемемен сусымалы материалдардан (қиыршық тас, қиыршық тас, ірі және орташа құм) аралық жастықшасы бар қадалық іргетастарды пайдалануға болады. Мұндай іргетастарды II типті органикалық-минералды, органикалық және шөгетін топырақтарда, игерілетін аумақтарда, геологиялық тұрақсыз алаңдарда (көшкіндер, селдер, карстар және т.б. бар немесе туындауы мүмкін) және тұрақсыз топырақтар жиналған алаңдарда қолдануға болмайды.

Аралық жастығы бар қадалы іргетастар үшін сейсмикалық емес аудандардағыдай қадалардың бірдей түрлерін қолдану керек (шоқпар тәріздестен басқа).

11.19 Аралық жастығы бар қадалы іргетастың құрамына кіретін қадаларды көлденең жүктемелерге есептеу жүргізілмейді. Сейсмикалық әсерлерді ескере отырып, қысатын жүктемеге жұмыс істейтін осындай қадалардың көтеру қабілетін 11.3 талаптарына сәйкес анықтаған жөн;

- бұл жағдайда топырақтың қарсылығын қаданың бүкіл бүйір беті бойымен ескеру керек, яғни $h_d = 0$, ал сейсмикалық әсер ету кезінде қаданың төменгі ұшының жұмыс жағдайларының коэффициентін $geq1 = 1,2$ қабылдау керек.

11.20 Деформациялар бойынша аралық жастығы бар қадалық іргетастарды есептеу кезінде іргетастың шөгуін 4.6-кіші бөлімнің талаптарына сәйкес айқындалатын шартты іргетастың шөгуінің және аралық жастықтың шөгуінің сомасы ретінде есептеу керек.

А қосымшасы

(міндетті)

Қаданы тік, көлденең және аударушы күштердің бірлескен әрекетіне есептеу

А.1 Қаданы тік, көлденең және аударушы күштердің бірлескен әрекетіне есептегенде А.1-суретінде келтірілген сұлбаға сәйкес жүргізілуі керек және де келесі шарттардың орындалуын қамтамасыз етуі қажет:

а) қаданы деформация бойынша есептеу (А.1) және (А.2) шарттарының орындалуымен анықталынады:

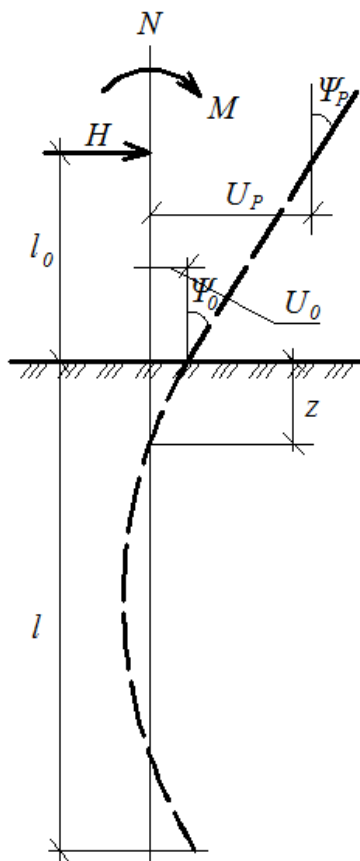
$$U_p \leq U_u, \quad (\text{А.1})$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (\text{А.2})$$

мұнда U_p, ψ_p - А4 нұсқауларына сәйкес анықталатын, қада басының көлденең ығысуының, м, және оның бұрылу бұрышының, рад, есептік мәндері;

U_u, ψ_u - ғимаратты немесе үймеретті жобалау тапсырысындағы белгіленетін қада басының көлденең ығысуының, м, және оның бұрылу бұрышының, рад, шекті мәндері;

б) қаданы қоршаған топырақ негізінің орнықтылығын есептеу, А6 талаптарына сәйкес орындалады;



А.1-сурет. Қадаға түсетін күштердің сұлбасы

в) бірінші және екінші топтағы шекті күйлер бойынша материалдар кедергісі бойынша қада қимасын (беріктік бойынша, жарықшақтар пайда болуы және ашылуы

бойынша) есептік әсерлердің біріккен әсеріне тексеру: сығушы, бұғуші және көлденең күштер; 7.1.7 талаптарына сәйкес қаданың материалына байланысты келтірілген есепті орындау, ал қаданың әр түрлі қимасында әсер ететін сығушы N_z , бұғуші M_z және көлденең Q_z , күштердің есептік мәндері А.7 талаптарына сәйкес анықталынады.

Қаданың ростверкке қатқыл орнатылған жағдайында, егер оның басын бұру мүмкін болмаған жағдайда (мысалы, қатқыл ростверкке екі қатарлы немесе одан да көп көлденең күш әсер еткен бағытта қадалар орнатылса), есептеулерде қада мен ростверк түйісу орнында әсер ететін бекіту бүгіліс күші ескерілуге тиісті $M = M_f$, ол А.8 талаптарына сәйкес анықталынады.

А.2 Қаданың іргелі бетіндегі топырақтардың төсем коэффициентінің c_z , кН/м³ есептік мәнін мына формула бойынша анықтауға болады:

$$c_z \leq K_z, \quad (\text{A.3})$$

мұнда K_z - қаданы қоршап тұрған топырақ түріне байланысты А.1-кесте бойынша қабылданатын коэффициент, кН/м⁴.

c_z - аласа ростверкте, ростверктің табанына немесе биік ростверкте, топырақ бетіне қатынасты, төсем коэффициенті анықталатын, қада қимасы топырақтағы орналасу тереңдігі, м.

Қаданың ұзындығы бойынша бірнеше қабат топырақтары орналасса қаданың іргелі беті бойынша топырақтың кедергісін анықтау коэффициентін K қолдану керек, ол қаданың ұзындығы, l_k тереңдігіне дейін орналасқан топырақтардың түріне байланысты қабылданады, қаданың ұзындығы l_k келесі формула бойынша анықталынады:

$$l_k = 3,5d + \Delta, \quad (\text{A.4})$$

мұнда d - дөңгелек қаданың сыртқы диаметрі немесе шаршы түріндегі қаданың бір жағы немесе жүктеменің әрекетіне тік түсетін жазықтықтағы қаданың тік бұрышты қимасының жағы, м;

Δ - 1,5 м тең коэффициент.

Егер l_k тереңдігі бойынша топырақтың екі қабаты орналасса, онда келтірілген K коэффициентінің мәні келесі формула бойынша анықталады:

$$K = \frac{K_I l_1 (2l_k - l_1) + K_{II} (l_k - l_1)^2}{l_k^2}, \quad (\text{A.5})$$

мұнда l_1 - топырақтың бірінші (үстіңгі) қабатының қалыңдығы, м;

K_I және K_{II} - I және II қабаттардағы топырақтар үшін А.1-кестесі бойынша қабылданатын коэффициентер.

А.3 Екі топтағы шекті күйлер бойынша қадаларды есептелуін, топыраққа қаданы орнату тереңдігінің және топырақта қада қимасының орнатылған тереңдігін \bar{z} қолдану арқылы орындау қажет, олардың мәндері келесі формулалар арқылы анықталынады:

$$\bar{l} = \alpha_\varepsilon \cdot l; \quad (\text{A.6})$$

$$\bar{z} = \alpha_\varepsilon \cdot z, \quad (\text{A.7})$$

мұнда l және z -қаданың және қада қимасының топырақта нақты орналасу тереңдіктері, м;

α_ε - келесі формула бойынша анықталынатын деформация коэффициенті, 1/м,

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{EI}}, \quad (\text{A.8})$$

мұнда K - (А.3) формуласындағы көрсеткіш сияқты;

b_p - қаданың шартты ені, м, қаданың діңінің диаметрі 0,8 және одан үлкен қадалар үшін $b_p = (d+1)$, м, ал қалған өлшемдегі қада қималары үшін $b_p = (1,5d+0,5)$ м, етіп қабылданады;
 d - дөңгелек қаданың сыртқы диаметрі немесе шаршы түріндегі қаданың бір жағы немесе жүктеменің әрекетіне тік түсетін жазықтықтағы қаданың тік бұрышты қимасының жағы, м;

E – сығу және созу кезіндегі қада бетонының бастапқы серпімділік модулі, кПа, темірбетонды қадалар үшін; ағаш қадалар үшін ағаштың серпімділік модулі;

I – қаданың көлденең қимасының инерция дәрежесі, м⁴.

А.1-кесте – Пропорционалдық коэффициентер K мәндері

Қаданы қоршаған топырақтар және олардың сипаттамалары	Пропорционалдық еселік K , кН/м ⁴ , қада үшін	
	қағылмалы	толтырылмалы, бұрғымалы, қада қабыршақ
Ақпа иленгіш саздар мен саздақтар ($0,75 < I_L \leq 1$)	650 - 2500	500 - 2000
Жұмсақ иленгіш саздар мен саздақтар ($0,5 < I_L \leq 0,75$); иленгіш құмайттар ($0 \leq I_L \leq 1$); шанды құмдар ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	2500 - 5000	2000 - 4000
Балшықтар мен саздақтар ($0 \leq I_L \leq 0,5$); қатты құмайттар ($I_L < 0$); ұсақ құмдар ($0,6 \leq e \leq 0,75$); ірілігі орташа құмдар ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5000 - 8000	4000 - 6000
Балшықтар мен саздақтар ($I_L < 0$); ірі құмдар ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	8000 - 13000	6000 - 10000
Кесекті құмдар ($0,55 \leq e \leq 0,7$); қиыршық тастар	-	10000 - 20000
<p>Ескертпелер</p> <p>1 K коэффициентінің аз мәндері, жақша ішінде көрсетілген сазбалшықты топырақтардың аққыштық көрсеткішінің I_L және құмды топырақтардың кеуектілік коэффициенттерінің e, неғұрлым үлкен мәндеріне сәйкес келеді, ал K еселігінің үлкен мәндері I_L және e көрсеткіштерінің неғұрлым аз мәндеріне сәйкес келеді. I_L және e сипаттамаларының аралық мәндеріндегі топырақтар үшін K коэффициентінің мәндері шамалаумен анықталады.</p> <p>2 Тығыз құмдарға арналған K коэффициенті, топырақтың берілген түрінің А.1-кестеде көрсетілген K коэффициенттерінің ең үлкен мәндерінен 30%-ке жоғары етіп қабылдануы тиіс.</p>		

l тереңдігі деген түсінік қаданы батыру кезінде ол шөгінді немесе таутасты топыраққа тірелген тереңдігінің мәні дегенді білдіреді. Егер толтырылмалы және бұрғымалы, қабыршақ қадалар немесе тірек қадалар 0,5 м тереңдікте таутасты топыраққа тірелсе, онда олардың тереңдігі келесі формула бойынша анықталады:

$$l = l_c + l_\delta, \quad (\text{A.9})$$

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013

СП РК 5.01-103-2013

мұнда l_c - тауасты топырақ бетінің орналасу тереңдігі, м, биік ростверк кезінде топырақ бетінен, аласа ростверк кезінде ростверк табанынан өлшенеді;

l_δ – қосымша тереңдік, м, келесі жағдайларда қабылданады:

а) қаданың өкшесі магмалық жыныстарға бекітілсе (гранит, диорит, базальт және т.б. – 0 тең;

б) басқа жыныстарға бекітілсе - $d/2$ тең болады.

А.4 Ростверк табанының деңгейіндегі қаданың ауытқуы u_p , м, және оның бұрылу бұрышының ψ_p , рад, есептік мәндерін келесі формулалар бойынша анықтау керек:

$$U_p = U_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H l_0^3}{3EI} + \frac{M l_0^2}{2EI}; \quad (\text{A.10})$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{H l_0^2}{2EI} + \frac{M l_0}{EI}, \quad (\text{A.11})$$

мұнда H және M - қада басына әсер ететін, көлденең, кН, және бұгуші, кН·м күштердің есептік мәндері (А.1-суретін қараңыз);

l_0 - ростверкт табанынан топырақ бетіне дейінгі қашықтыққа тең қада бөлігінің ұзындығы;

E және I - (А.8) формуласындағы көрсеткіштер сияқты;

U_0 және ψ_0 - топырақ бетінің деңгейінде қаданың көлденең қимасының көлденең ауытқуы, м, және бұрылу бұрышы, рад, А.5 нұсқаулары бойынша анықталады.

Ескертпе - Есептеу кезінде оң белгімен қабылданады:

егер, қаданың басына түсірілген бұгуші күш сағат тілі бойынша, ал көлденең күш оң жаққа бағытталған болса;

егер қаданың шартты кесілген жоғарғы жағынан төменгі жағына берілетін бұгуші күш сағат тілі бойынша, ал көлденең күш оң жаққа бағытталған болса;

қада қимасының көлденең ығысуы оң жаққа бағытталғанда, ал оның бұрылуы сағат тілі бойынша бағытталғанда.

А.5 Көлденең ауытқуды U_0 , м, және бұралу бұрышын ψ_0 , рад, келесі формулалар бойынша анықтаған жөн:

$$U_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{HH} + M_0 \cdot \varepsilon_{HM}; \quad (\text{A.12})$$

$$\psi_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{MH} + M_0 \cdot \varepsilon_{MM}, \quad (\text{A.13})$$

мұнда H_0 және M_0 - қаданың қарастырылып отырған қимасындағы көлденең күшке, кН, және, бұгуші күшке кН·м сәйкес алынатын есептік мәндер, ол $H_0 = H$ және $M_0 = M + H \cdot l_0$ [мұнда H және M - (А.10) және (А.11) формуларындағы мәндер сияқты] тең болып қабылданады;

ε_{HH} - қиманың көлденең ауытқуы, м/кН, $H_0 = 1$ күшінен (Сурет А.2, а);

ε_{MH} - қиманың көлденең ауытқуы, 1/кН·м, $M_0 = 1$ бұгуші күштен (А.2-сурет, б);

ε_{HM} - қиманың бұралу бұрышы, 1/кН, $H_0 = 1$ күшінен (А.2-сурет, а);

ε_{MM} - қиманың бұралу бұрышы, $1/(\text{кН}\cdot\text{м})$, $M_0 = 1$ бұгуші күштен (А.2-сурет, б).

Ауытқулар келесі формула бойынша анықталады:

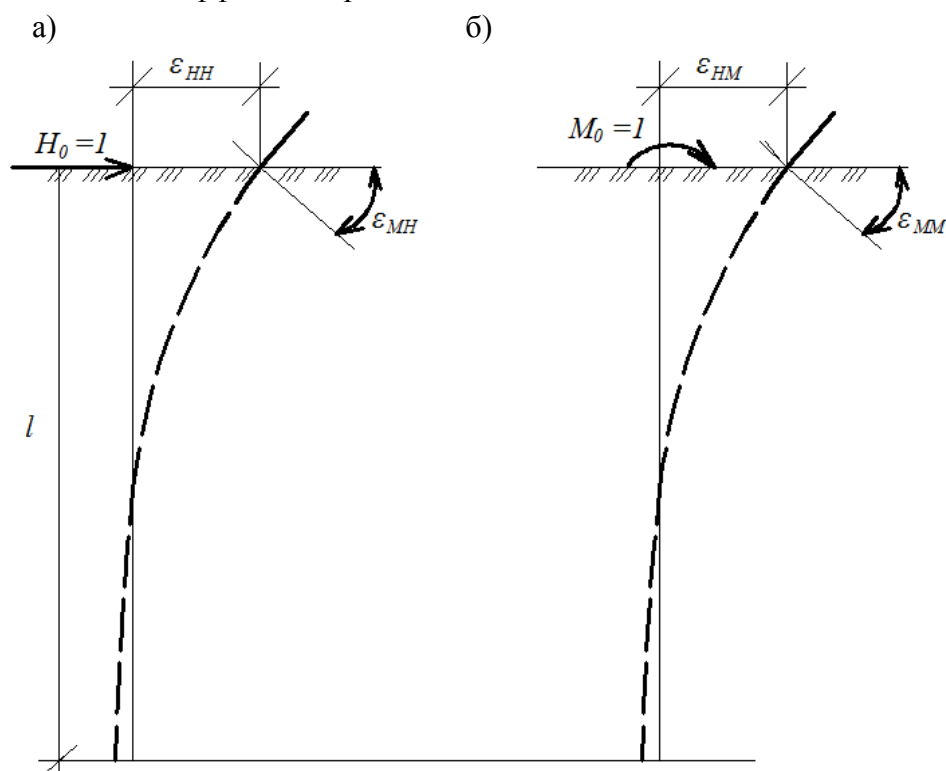
$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 EI} A_0; \quad (\text{А.14})$$

$$\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 EI} B_0; \quad (\text{А.15})$$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon EI} C_0, \quad (\text{А.16})$$

мұнда α_ε , E және I - (А.8) формуладағы мәндер сияқты;

A_0 , B_0 , C_0 – өлшемсіз коэффициентер, А.2-кестесіне сәйкес қабылданады.



а) - топырақ беті деңгейінде салынған $H_0 = 1$ күші әсер еткендегі қаданың ауытқуы;

б) бұгуші күш - $M_0 = 1$ әсер еткендегі ауытқу

Сурет А.2 – Топырақтағы қаданың ауытқу сұлбасы

А.6 Қаданы қоршаған негіздің орнықтылығын есептеу, қаданың іргелі беттерінен топыраққа келтірілетін есептік қысымды σ_z шектеу шарты (А.17) бойынша жүргізілуі тиіс

$$\sigma_z \leq \eta_1 \cdot \eta_2, \quad (\text{А.17})$$

мұнда σ_z - қаданың іргелі беті бойынша топыраққа түсетін есептік қысым, кПа, (А.19) формуласы бойынша анықталынады;

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013**СП РК 5.01-103-2013**

η_1 - бірге тең еселік, тек кергіш ғимараттар іргетастарын есептеу кезінде (мысалы, кергіш арқалық құрылымдары), η_1 мәнін 0,7 тең етіп қабылданады;

η_2 – біріккен жүктемелерде тұрақты жүктеменің үлесін ескеретін еселік, ол (А.18) формуласы бойынша анықталынады;

γ_I – құрылымы бұзылмаған топырақтың есептік меншікті салмағы, кН/м³, суға қаныққан топырақтарда судың қалқыту әсерін ескеру арқылы анықталынады;

φ_I және c_I - топырақтың ішкі үйкеліс бұрышының, град., және ілініс күшінің есептік мәндері, кПа;

ξ – қағылмалы және қабыршақ қадаларда 0,6 тең етіп, ал қадалардың басқа барлық түрлері үшін - 0,3 тең етіп қабылданатын еселік;

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{nM_c + M_t}, \quad (\text{А.18})$$

мұнда M_c - қадалар ұшының төменгі деңгейіндегі іргетас қимасына түсетін сыртқы тұрақты есептік жүктемелер әсерінен пайда болатын бұраушы күш, кН·м;

M_t - солай, сыртқы уақытша есептік жүктемелер әсерінен пайда болатын бұраушы күш, кН·м;

$\bar{n} - \bar{n} = 2,5$ тең етіп қабылданатын еселік, келесі есептік жағдайлардан басқа:

а) ерекше жауапты ғимараттар үшін, егер $\bar{l} \leq 2,5\bar{n}$ болса, онда 4 тең етіп және $\bar{l} \geq 5 - 2,5$ болса, онда \bar{l} аралық мәнінде \bar{n} мәнін шамалау арқылы анықтайды;

б) \bar{l} шамасына қарамастан $\bar{n} = 4$ тең етіп қабылданатын ортада тік сығушы жүктемеге жұмыс істейтін қадалары бір қатарда орналасқан іргетастар үшін.

Ескертпе - Егер (А.19) формуласы бойынша анықталған топырақтағы есептік көлденең қысымдар шартын (А.17) қанағаттандырмайтын болса, сонымен қатар, қаданың материалы бойынша көтеру қабілеті толығымен пайдаланылмаса және қаданың ауытқуы шекті мәндерінен кіші аспаса, онда қаданың $\bar{l} > 2,5$ келтірілген тереңдігінде K коэффициентінің (А.2 қараңыз) азайтылған мәнін қабылдап, есептеулерді қайталау керек.

Порпорционалдық коэффициенттерінің жаңа мәнінде қаданың материалы бойынша беріктігін, оның ауытқуын, сонымен қатар (А.17) шарттың сақталуын тексеру қажет.

А.7 Қаданың іргелі бетімен жанасуы бойынша топыраққа түсірілген есептік қысымды σ_z , кПа, сонымен қатар z тереңдігінде қада қимасына әсер ететін есептік бұраушы күшті, M_z , кН·м, көлденең күшті Q_z , кН, және бойлық күшті, N_z кН, төмендегі формулалар бойынша анықтау керек:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_\varepsilon} \bar{z} \left(U_0 A_1 - \frac{\Psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} D_1 \right); \quad (\text{А.19})$$

мұнда K - А.1-кестесі бойынша анықталатын коэффициент.

α_ε , E және I - (А.8) формуладағы мәндер сияқты;

\bar{z} - қысымның σ_z , бұраушы күштің M_z және бойлық күштің Q_c мәндері табылатын нақты тереңдікке байланысты z (А.7) формуласы бойынша анықталынатын салыстырмалы тереңдік.

H_0, M_0, U_0 және ψ_0 - солай, тек А.4 және А.5 формулалары бойынша:

A_1, B_1, C_1 және D_1 – мәндері А.3-Кестесі бойынша қабылданатын коэффициентер;

A_3, B_3, C_3 және D_3 - солай;

A_4, B_4, C_4 және D_4 - солай;

N – қада басына берілетін есептік тік жүктеме, кН.

А.2-кесте – Өлшемсіз коэффициентер мәндері

\bar{l}	қаданың шөгінді топыраққа тірелуі			қаданың таутасты топыраққа тірелуі			қаданы таутасты топыраққа бекіту		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,5
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,18	0,6
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,14	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,17	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1	18,03	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,16	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,05	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,24	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,48
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,73	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,19	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,46	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,08	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,24	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,6	1,687	2,33	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
≥ 4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,75	2,401	1,6	1,732

А.8 Қаданың басы бұрылмайтының қамтамасыз ететін, қаданың ростверкке қатқыл бекітілгенін ескеретін есептік бекіту бұраушы күш келесі формула бойынша анықталынады:

$$M_f = - \frac{\varepsilon_{MH} + l_0 \varepsilon_{MM} + \frac{l_0^2}{2EI}}{\varepsilon_{MM} + \frac{l_0}{EI}} \cdot H, \quad (\text{A.20})$$

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013**СП РК 5.01-103-2013**

мұнда барлық белгілер жоғарыда келтірілген формулалардағы белгілерге сәйкес келеді.

Мұндағы «минус» белгісі солдан оңға қарай бағытталған көлденең күштің H кезінде, қаданың басына бекіту жағынан сағат тіліне қарсы бағытталған бұраушы күш берілетінін білдіреді.

А.3-кесте - Топырақта орналасқан қада қимасының салыстырмалы тереңдігі \bar{z}

Топырақта орналасқан қада қимасының салыстырмалы тереңдігі \bar{z}	Коэффициентер											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
0,1	1	0,1	0,005	0	0	0	1	0,1	-0,005	0	0	1
0,2	1	0,2	0,02	0,001	-0,001	0	1	0,2	-0,02	-0,003	0	1
0,3	1	0,3	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1
0,4	1	0,4	0,08	0,011	-0,011	-0,002	1	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1
0,5	1	0,5	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	-0,057	-0,02	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,03	0,994
0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,32	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,98
1	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,96	1,09	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,73	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,91	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	-0,559	-0,42	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,63	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,35	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,53	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,64	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445
3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,14

Б қосымшасы

(міндетті)

Іргелі қырларының көлбеулігі $i_p > 0,025$ болатын пирамидалдық қадалардың көтеру қабілетін есептеу

Бүйір қырларының көлбеулігі $i_p > 0,025$ пирамидалды қадалардың көтеру қабілетін, F_d , кН қадалардың ұшынан төмен және оның іргелі жақтарына орналасқан негіз топырақтарының есептік кедергі күштерінің қосындысы ретінде келесі формуламен анықтауға болады:

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cos \alpha [p_i (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{1,i} + c_{1,i}) + \frac{d^2}{n_1} (p'_i + n_2 c_{1,i})], \quad (\text{Б.1})$$

мұнда A_i - i -ші топырақ қабаты шегіндегі қаданың іргелі бетінің ауданы, м^2 ;

α – қаданың конустық бұрышы, град.;

$\varphi_{1,i}, c_{1,i}$ – i -ші топырақ қабатының ішкі үйкеліс бұрышының, град., және ілінісу күшінің есептік мәндері, кПа;

d – қаданың төменгі бөлігінің қимасының жағы, м;

n_1, n_2 - мәндері Б.1-Кестесінде келтірілген коэффициентер.

Қада ұшының астындағы p_i және іргелі бетіндегі p'_i , кПа, топырақтың кедергілері мына формулалар бойынша анықталады:

$$p_i = p'_i = \left[\frac{E_i}{4p_{0,i}(1 - \nu_i^2) - 2p_{0,i}(2 - \nu_i)} \right]^{\xi} \cdot (p_{p,i} + c_{1,i} \operatorname{ctg} \varphi_{1,i}) - c_{1,i} \operatorname{ctg} \varphi_{1,i}, \quad (\text{Б.2})$$

мұнда E_i - i -ші топырақ қабатының деформация модулі, кПа, ол прессиометрлік сынақтаулар нәтижесінде анықталынады;

ν_i - i -ші топырақ қабатының Пуассон коэффициенті;

ξ - мәндері Б.1-Кестесінде келтірілген коэффициентер.

Топырақтың қысымдарын $p_{p,i}$, $p_{0,i}$ кПа, келесі формулалар бойынша анықтайды:

$$p_{0,i} = \frac{\nu_i}{1 - \nu_i} \gamma_{1,i} h_i; \quad (\text{Б.3})$$

$$p_{p,i} = p_{0,i} \cdot (1 + \sin \varphi_{1,i}) + c_{1,i} \cos \varphi_{1,i}, \quad (\text{Б.4})$$

мұнда $\gamma_{1,i}$ - i -ші топырақ қабатының меншікті салмағы, кН/м³;

h_i - i -ші топырақ қабатының орналасуының орташа тереңдігі, м.

Б.1-кесте – Топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi_{I,i}$

Коэффициентер	Топырақтың ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi_{I,i}$, град.									
	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
n_1	0,53	0,48	0,41	0,35	0,30	0,24	0,20	0,15	0,10	0,06
n_2	0,94	0,88	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54
ξ	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,37	0,39
Ескертпе - Ішкі үйкеліс бұрышының аралықтағы мәндері үшін n_1 , n_2 және ξ коэффициенттерінің мәндері шамалаумен анықталады.										

В қосымшасы

(міндетті)

Таспалық қадалы іргетастардың шөгуін анықтау

Қадалары бір және екі қатармен орналасқан қадалар аралығы (3 – 4) d болғанда таспалық қадалы іргетастардың шөгуі S , м (см), келесі формула бойынша анықталады:

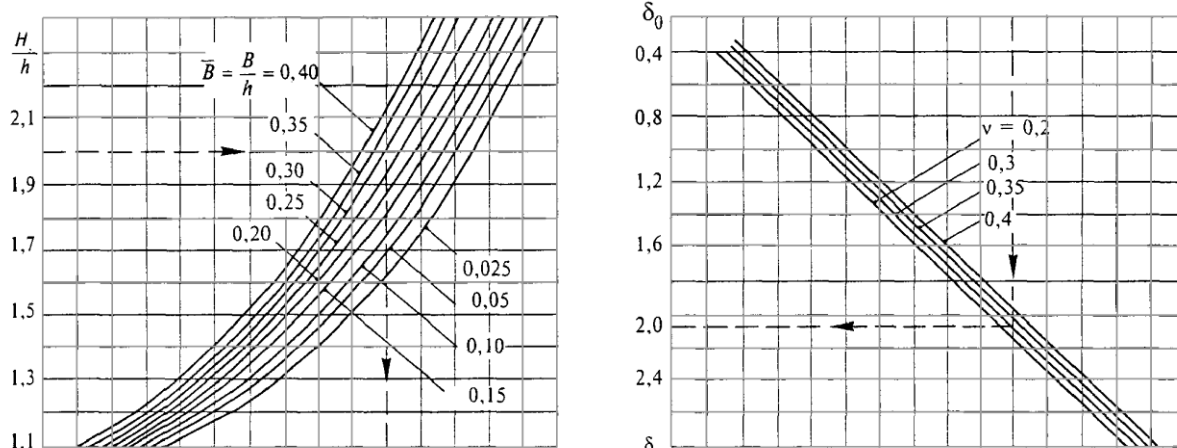
$$S = \frac{n(1-\nu^2)}{\pi E} \delta_0, \quad (\text{В.1})$$

мұнда n — жоғарыдан-тегістелу бетімен; іргесінен - қадалардың шеткі қатарының сыртқы қырлары бойынша өтетін тік жазықтықтармен; төменнен - қаданың төменгі ұштары арқылы өтетін жазықтықпен шектелген қадалар мен топырақтан құралған іргетастың, салмағы есепке алынған, қадалы іргетастың өн бойлық жүктемесі;

E, ν — жоғарыда көрсетілген нормативтік құжаттар талаптарына сәйкес анықталатын, сығылатын қалыңдық бойынша деформация модулінің, КПа және Пуассон коэффициентінің мәндері;

δ_0 — Пуассон коэффициентіне ν , іргетастың салыстырмалы еніне $B = B/H$ (мұндағы B — қадалардың шеткі қатарының сыртқы қырлары бойынша қабылданатын іргетастың ені) және сығылатын қабаттың салыстырмалы тереңдігіне H_c/h (H_c — сығылатын қабаттың тереңдігі) байланысты, номограмма (В.1-суретін қараңыз) бойынша қабылданатын еселік.

Номограммада сығылатын қалыңдықтың салыстырмалы тереңдігінің есептелген мәніне сәйкес нүкте арқылы, іргетастың салыстырмалы енінің B сызығымен қиылысқанға дейін абсциссаға қатар көлденең түзу жүргізіледі және топырақтың Пуассон коэффициентінің ν сызығына дейін тік түзу түсіріледі. Қиылысу нүктесінен δ_0 коэффициентінің мәндері салыстырмалы ординатаға қиылысқанға дейін абсциссаға қатар сызық жүргізіледі.



В.1-сурет. δ_0 мәндерін анықтауға арналған номограмма

Г қосымшасы

(міндетті)

Ығысу модулін ескеріп, жеке қаданың шөгуін анықтау

Ығысу модулі G_1 , МПа және Пуассон коэффициенті ν_1 топырақ қабатын кесіп өтетін, G_2 ығысу модулімен және ν_2 Пуассон коэффициентімен сипатталатын, сызықты-деформацияланатын жартылай кеңістік ретінде қарастырылатын, топыраққа тірелетін жеке қаданың шөгуінің есептелуін, $N \leq F_d/\gamma_k$ болғанда және келесі шарттарда $l/d > 5$, (мұндағы l — қаданың ұзындығы, м; d - қада қимасының бір жағы немесе диаметрі, м) төмендегі формулалармен жүргізуге болады:

а) кеңейтілмеген жеке қадалар үшін

$$S = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (\Gamma.1)$$

мұнда N — қадаға берілетін тік жүктеме, МН;

β - келесі формула бойынша анықталатын еселік:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi}, \quad (\Gamma.2)$$

мұнда β' — мүлдем қатқыл қадаға ($EA = \infty$) сәйкес келетін еселік;

λ_1 — төмендегі формуламен анықталатын, қада діңінің сығылуынан шөгудің ұлғаюын анықтайтын шама:

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{3/4}}{1 + 2,12\chi^{3/4}}; \quad (\Gamma.3)$$

k_v - келесі формула бойынша анықталынатын коэффициентер:

$$k_v = 2,82 - p,78\nu + 2,18\nu^2 \quad (\Gamma.4)$$

б) кеңейтілген жеке қадалар үшін

$$S = \frac{0,22N}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA}, \quad (\Gamma.5)$$

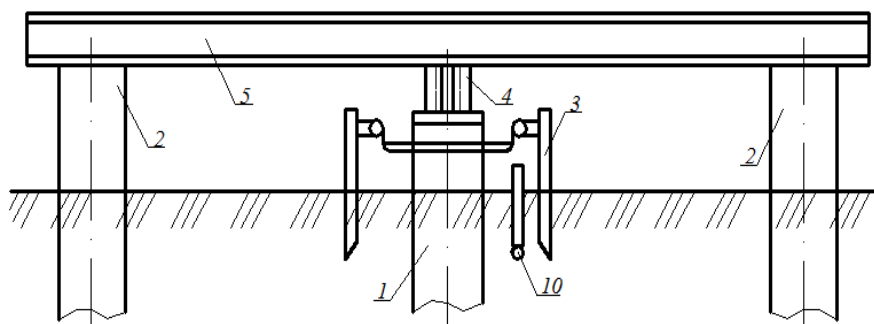
мұнда d_b — қаданың кеңейтілген диаметрі.

G_1 және ν_1 - сипаттамаларының мәндері қадалардың батырылу тереңдігі бойынша топырақтың барлық қабаттары үшін орташаланып қабылданады, ал G_2 және ν_2 - қадалардың ұштарынан төмен ақпа күйдегі топырақтар, шымтезектер, тұнбалар болмаған жағдайдағы, қаданың немесе кеңейтілуінің (кеңейтілген қадалар үшін) 10 диаметріне тең тереңдік бойынша қабылданатын сипаттамалар.

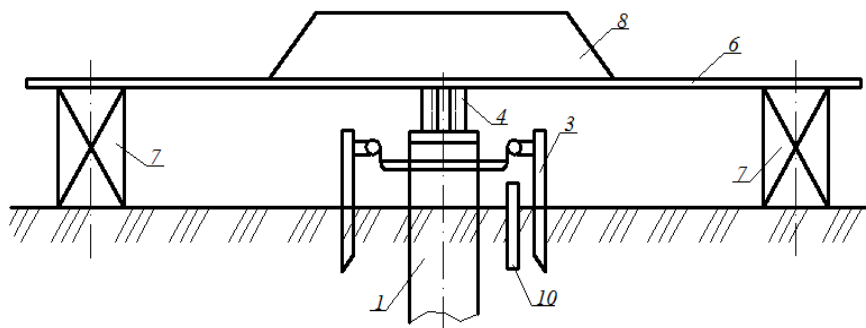
Д қосымшасы
(міндетті)

Топырақтарды далалық жағдайда қадалармен сынақтайтын қондырғылардың сұлбалары

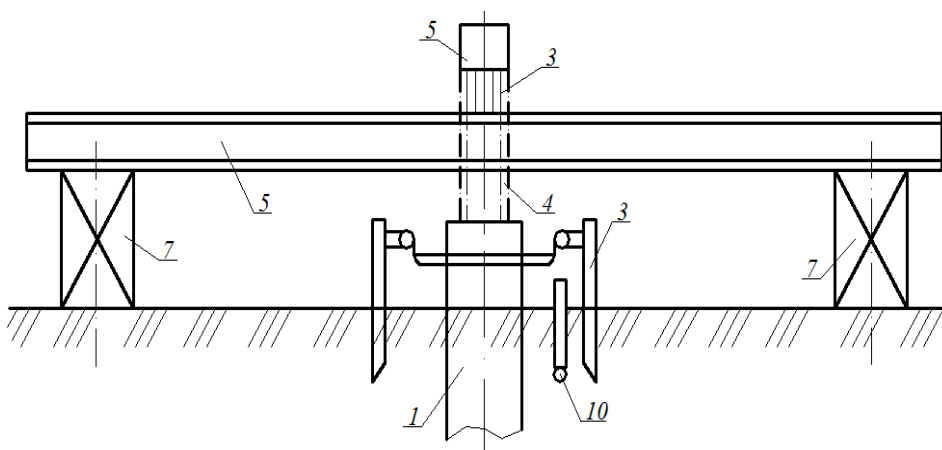
Топырақтарды статикалық батыру жүктемесімен сынақтайтын қондырғылардың сұлбалары



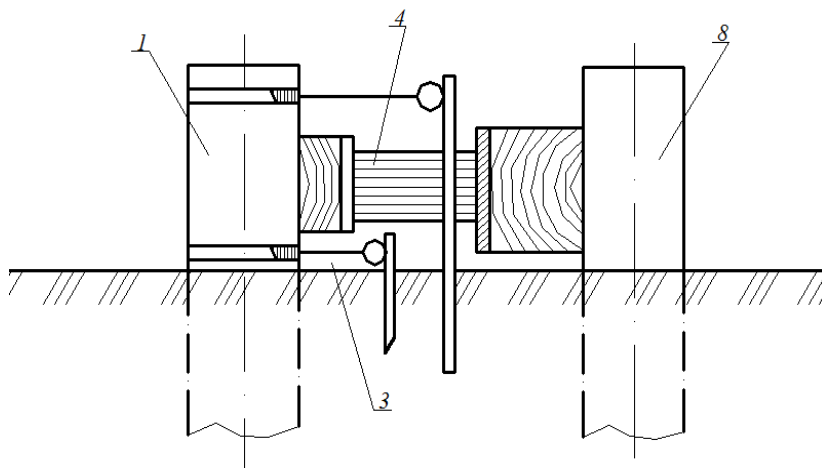
Д.1-сурет. Гидравликалық домкрат, арқалық жүйелері мен қарнақты қадалар енетін қондырғы



Д.2-сурет. Гидравликалық домкратқа тіреуіш қызметін атқаратын жүкті платформалы қондырғы



Сурет Д.3. Топырақтарды статикалық жүлу жүктемесімен сынақтайтын қондырғының сұлбасы



1 – сынақталатын қада; 2 – қарнақтық қада; 3 – иілу өлшеуіштері бар реперлік жүйе; 4 – монометрлі бар домкрат; 5 – тіреуіштер, арқалықтар жүйесі; 6 - жүк платформасы; 7 - тірек; 8 – жүк (домкратқа тіреуіш); 9 – салмақтары белгілі жүк; 10 – термометрлік құрылғы; 11 – тақта-қаптаманың тірегі

Д.3-сурет. Топырақтарды статикалық көлденең жүктемемен сынақтайтын қондырғының сұлбасы

БИБЛИОГРАФИЯ

[1] «Үймереттер мен ғимараттарды техникалық қиын нысандарға жатқызу ережелері», Қазақстан Республикасы Үкіметінің қаулысымен 2009 жылғы 23 қазандағы № 1656 бекітілген.

[2] МЕМСТ 5686-94 Қадалармен топырақтарды сынау.

[3] МЕМСТ 19804-91 Қадалар темірбетонды. Техникалық шарттар.

[4] МЕМСТ 9463-88 Қылқан турлі жұмыр ағаш материалдар. Техникалық шарттар.

[5] МЕМСТ 20522-96 Топырақтар. Сынақтаулар нәтижелерін статистикалық өңдеу әдістері.

[6] МЕМСТ 19912-2012 Топырақтар. Статикалық және динамикалық зондтау далалық сынақтаулар әдістері.

[7] МЕМСТ 12248-2010 Топырақтар. Беріктік және деформациялану сипаттамаларын зертханалық анықтау әдістері.

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013
СП РК 5.01-103-2013

ӘОЖ 69+627.154.04

МСЖ 083.74

Түйін сөздер: негіз, қадалы іргетас.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	IV
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	2
4 ПРИЕМЛЕМЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.....	2
4.1 Общие положения	2
4.2 Требования к инженерно-геологическим изысканиям	4
4.3 Классификация свай.....	8
4.4 Проектирование свайных фундаментов.....	11
4.4.1 Основные указания по расчету.....	11
4.4.2 Расчетные методы определения несущей способности свай	16
4.5 Определение несущей способности свай по результатам полевых исследований	29
4.6 Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям.....	41
4.7 Расчет кренов свайных фундаментов	46
4.8 Расчет горизонтальных перемещений свай	47
5 КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.....	51
6 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ	57
7 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ.....	61
8 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ.....	62
9 НАДЗОР ЗА СТРОИТЕЛЬСТВОМ ПРИ УСТРОЙСТВЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	66
10 ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ.....	67
10.1 Сокращение энергопотребления.....	67
10.2 Рациональное использование природных ресурсов.....	68
10.3 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве...	69
11 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ	71
Приложение А (обязательное) Расчет свай на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента	78
Приложение Б (обязательное) Расчет несущей способности пирамидальных свай с наклоном боковых граней $\alpha > 0,025$	86
Приложение В (обязательное) Определение осадки ленточных свайных фундаментов.....	88
Приложение Г (обязательное) Определение осадки одиночной сваи с учетом модуля сдвига	89
Приложение Д (обязательное) Принципиальные схемы установок для полевых испытаний грунтов сваями.....	90
БИБЛИОГРАФИЯ	92

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 свайных фундаментов.

Настоящий свод правил устанавливает приемлемые решения и параметры к требованиям рабочих характеристик СН РК 5.01-03-2013 «Свайные фундаменты».

Главная направленность государственных нормативов – обеспечение надежности и безопасности строительства, устойчивого функционирования построенных объектов при эксплуатации.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ

СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

PILE FOUNDATION

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящий свод правил устанавливает основные положения и распространяются на проектирование свайных фундаментов вновь строящихся и реконструируемых зданий и сооружений.

1.2 Настоящий свод правил не распространяется на проектирование свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками, а также опор морских нефтепромысловых и других сооружений, возводимых на континентальном шельфе при глубине погружения опор более 35 м.

1.3 Настоящий свод правил содержит приемлемые решения, которые направлены на безопасность проектирования свайных фундаментов в процессе строительства и эксплуатации.

1.4 Положения настоящего свода правил соблюдаются на всех этапах проектирования и строительства свайных фундаментов.

1.5 Свайные фундаменты зданий и сооружений, возводимых с наличием или возможностью развития опасных геологических процессов (карстов, оползней и т.д.) следует проектировать с учетом дополнительных требований соответствующих нормативных документов РК.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем своде правил использованы ссылки на следующие документы:

Технический регламент «Требования к безопасности зданий и сооружений, строительных материалов и изделий», утвержденный Постановлением Правительства Республики Казахстан от 17 ноября 2010 года № 1202.

СН РК 5.01-03-2013 Свайные фундаменты.

Примечание - При пользовании настоящим государственным нормативом целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом

следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем своде правил применяются термины и определения СН РК 5.01-03, а также дополнительно:

3.1 Сооружение: Организованный комплекс связанных частей (включая насыпной грунт, уложенный при выполнении строительных работ) предназначенный для того, чтобы нести нагрузки и обеспечивать необходимую жесткость.

3.2 Здание: Искусственное строение, состоящее из несущих и ограждающих конструкций, образующих обязательный наземный замкнутый объем, в зависимости от функционального назначения используемое для проживания или пребывания людей, выполнения производственных процессов, а также размещения и хранения материальных ценностей. Здание может иметь подземную часть.

3.3 Строительная конструкция: Постоянный элемент строительного объекта, изготовленный из строительных материалов и/или изделий; часть здания или другого строительного сооружения, выполняющая определенные несущие, ограждающие и (или) эстетические функции.

3.4 Расчетная схема (вариант) (расчетный случай) нагрузок: Совместимые друг с другом схемы приложения нагрузок, деформации и дефекты с заданными переменными и постоянными воздействиями, которые одновременно учитывают в определенных расчетах.

3.5 Свод правил (СП РК): Нормативный технический документ, в котором приводятся рекомендуемые положения, правила и параметры, в качестве официально признанных и оправдавших себя на практике, и позволяющих обеспечить их реализацию с соблюдением обязательных требований строительных норм.

4 ПРИЕМЛЕМЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

4.1 Общие положения

4.1.1 Свайные фундаменты проектируются на основе и с учетом:

- а) результатов инженерных изысканий для строительства;
- б) сведений о сейсмичности района строительства;
- в) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения и условия его эксплуатации;
- г) действующих на фундаменты нагрузок;
- д) условий существующей застройки и влияния на нее нового строительства;
- е) экологических требований;

ж) технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений для принятия варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов.

4.1.2 При проектировании предусматриваются решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность сооружений на всех стадиях строительства и эксплуатации.

При разработке проектов производства работ и организации строительства выполняются требования по обеспечению надежности конструкций на всех стадиях их возведения.

4.1.3 При проектировании учитывают местные условия строительства, а также имеющийся опыт проектирования, строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условиях. Для этого выявляются данные о производственных возможностях строительной организации, ее парке оборудования, ожидаемых климатических условиях на весь период строительства и т.п.

Данные о климатических условиях района строительства принимаются в соответствии с нормативными документами.

4.1.4 Работы по проектированию свайных фундаментов ведут в соответствии с техническим заданием на проектирование.

4.1.5 При проектировании учитывают уровень ответственности сооружения: I - повышенный, II - нормальный, III - пониженный.

4.1.6 Инженерные изыскания для строительства, работы по проектированию свайных фундаментов и их устройству выполняются организациями, имеющими лицензии на эти виды работ.

4.1.7 Свайные фундаменты проектируют на основе результатов инженерных изысканий, выполненных в соответствии с требованиями нормативных документов.

Выполненные инженерные изыскания обеспечивают не только изучение инженерно-геологических условий нового строительства, но и получение необходимых данных для проверки влияния устройства свайных фундаментов на существующие здания и сооружения и окружающую среду, а также для проектирования, в случае необходимости, усиления оснований и фундаментов существующих сооружений.

Проектирование свайных фундаментов без соответствующего и достаточного инженерно-геологического обоснования не производится.

4.1.8 При использовании для строительства вблизи существующих зданий и сооружений забивных или вибропогружаемых свай, а также свай с камуфлетной пятой, образуемой взрывом, производят оценку влияния динамических воздействий на конструкции существующих зданий или сооружений, а также на находящиеся в них чувствительные к колебаниям машины, приборы и оборудование, и в необходимых случаях предусматривать измерения параметров колебаний грунта, сооружений, а также подземных коммуникаций при опытном погружении и изготовлении свай.

4.1.9 В проектах свайных фундаментов предусматривают проведение натурных измерений (мониторинг). Состав, объем и методы мониторинга устанавливают в

зависимости от уровня ответственности сооружения и сложности инженерно-геологических условий.

Натурные измерения деформаций оснований и фундаментов предусматриваются также в случае применения новых или недостаточно изученных конструкций сооружений или фундаментов, а также в случае если в задании на проектирование имеются специальные требования по проведению натурных измерений.

4.1.10 Используемые при устройстве свайных фундаментов грунты, материалы, изделия и конструкции удовлетворяют требованиям проектов, соответствующих стандартов и технических условий. Замена предусмотренных проектом грунтов, материалов, изделий и конструкций, входящих в состав возводимого сооружения или его основания, допускается только по согласованию с проектной организацией и заказчиком.

4.1.11 Свайные фундаменты, предназначенные для эксплуатации в условиях агрессивной среды, проектируются с учетом требований нормативных документов, а деревянные конструкции свайных фундаментов - также с учетом требований по защите их от гниения, разрушения и поражения древоточцами.

4.1.12 При проектировании и возведении свайных фундаментов из монолитного и сборного бетона или железобетона, а также соблюдать требования нормативных документов по организации строительного производства, геодезическим работам, технике безопасности, правилам пожарной безопасности при производстве строительномонтажных работ и охране окружающей среды.

При производстве земляных работ, устройстве оснований и фундаментов выполняют входной, операционный и приемочный контроль. Приемку свайных фундаментов выполняют с составлением актов освидетельствования скрытых работ. При необходимости в проекте допускается указывать другие элементы, подлежащие промежуточной приемке, с составлением актов освидетельствования скрытых работ.

4.1.13 При проектировании предусматривается срезка экологически чистого плодородного слоя почвы для последующего использования ее в целях восстановления (рекультивации) нарушенных или малопродуктивных сельскохозяйственных земель, озеленения района застройки и т.п.

4.1.14 При строительстве на участках, где, по данным инженерно-экологических изысканий, имеются выделения почвенных газов (радона, метана, торина), принимаются меры по изоляции соприкасающихся с грунтом конструкций, чтобы воспрепятствовать проникновению почвенного газа в сооружение, и другие меры, способствующие снижению его концентрации в соответствии с требованиями санитарных норм.

4.2 Требования к инженерно-геологическим изысканиям

4.2.1 Результаты инженерных изысканий содержат данные, необходимые для выбора типа фундамента, в том числе свайного, определения вида свай и их размеров, расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, и проведения расчетов по предельным состояниям с учетом прогноза возможных изменений инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условий площадки строительства, а также вида и объема инженерных мероприятий по ее освоению.

4.2.2 В техническом задании, помимо общих сведений, указывают предполагаемые тип свайного фундамента, длину свай и нагрузку на сваю.

4.2.3 Изыскания для свайных фундаментов в общем случае включают следующий комплекс работ:

- бурение скважин с отбором образцов и описанием проходимых грунтов;
- лабораторные исследования физико-механических свойств грунтов и подземных вод;
- зондирование грунтов - статическое и динамическое;
- прессиометрические испытания грунтов;
- испытания грунтов штампами (статическими нагрузками);
- испытания грунтов эталонными сваями и (или) испытания грунтов натурными сваями;
- опытные работы по исследованию влияния устройства свайных фундаментов на окружающую среду, в том числе на расположенные вблизи сооружения (по специальному заданию проектной организации).

4.2.4 Обязательными видами работ, независимо от уровня ответственности объектов строительства и типов свайных фундаментов, являются бурение скважин, лабораторные исследования и статическое, комбинированное или динамическое зондирование. При этом наиболее предпочтительным методом зондирования является статическое или комбинированное, в процессе которого, помимо показателей статического зондирования грунтов, производят определение их плотности и влажности с помощью радиоактивного каротажа.

4.2.5 Для объектов I и II уровней ответственности работы дополняют испытаниями грунтов прессиометрами и штампами, эталонными и натурными сваями [2]. При этом учитывают категории сложности грунтовых условий, устанавливаемые в зависимости от однородности грунтов по условиям залегания и свойствам.

4.2.6 При применении конструкций из бурозавинчиваемых свай (по специальному заданию проектной организации) в состав работ включают опытные погружения свай с целью уточнения назначенных при проектировании размеров спиральной навивки и режима погружения, а также натурные испытания этих свай статическими нагрузками.

При применении комбинированных свайно-плитных фундаментов в состав работ включают испытания грунтов штампами и натурными сваями.

4.2.7 Если по проекту передаваемые на сваи горизонтальные нагрузки превышают 5 % вертикальных, то проводятся испытания грунтов сваями на горизонтальные нагрузки.

При передаче на сваи выдергивающих или знакопеременных нагрузок необходимость проведения опытных работ определяется в каждом конкретном случае.

4.2.8 Несущую способность свай по результатам полевых испытаний грунтов натурной и эталонной свай и статическим зондированием определяют в соответствии с подразделом 4.3.

4.2.9 Испытания грунтов сваями, штампами и прессиометрами проводят, как правило, на опытных участках, выбираемых по результатам бурения скважин и зондирования и располагаемых в местах, наиболее характерных по грунтовым условиям, в

зонах наиболее загруженных фундаментов, а также в местах, где возможность погружения свай по грунтовым условиям вызывает сомнение.

Испытания грунтов статическими нагрузками целесообразно проводить в основном винтовыми штампами площадью 600 см^2 в скважинах с целью получения модуля деформации и уточнения для исследуемой площадки переходных коэффициентов в рекомендуемых действующими нормативными документами зависимостях для определения модуля деформации грунтов по данным зондирования и прессиометрических испытаний.

4.2.10 Объем изысканий для свайных фундаментов рекомендуется назначать в зависимости от уровня ответственности объекта строительства и категории сложности грунтовых условий.

При изучении разновидностей грунтов, встречающихся на площадке строительства в пределах исследуемой глубины, особое внимание обращаются на наличие, глубину залегания и толщину слабых грунтов (рыхлых песков, слабых глинистых грунтов, органоминеральных и органических грунтов). Наличие указанных грунтов влияет на определение вида и длины свай, расположение стыков составных свай, характер сопряжения свайного ростверка со сваями, выбор типа сваебойного оборудования. Неблагоприятные свойства указанных грунтов, также учитывают при наличии динамических и сейсмических воздействий.

4.2.11 Размещение инженерно-геологических выработок (скважин, точек зондирования, мест испытаний грунтов) производится с таким расчетом, чтобы они располагались в пределах контура проектируемого здания либо при одинаковых грунтовых условиях не далее 5 м от него, а в случаях применения свай в качестве ограждающей конструкции котлована - на расстоянии не более 2 м от их оси.

4.2.12 Глубину инженерно-геологических выработок назначают не менее чем на 5 м ниже проектируемой глубины заложения нижних концов свай при их рядовом расположении и нагрузках на куст свай до 3 МН и на 10 м ниже - при свайных полях размером до 10×10 м и при нагрузках на куст более 3 МН. При свайных полях размером более 10×10 м и применении комбинированных свайно-плитных фундаментов глубина выработок превышает предполагаемое заглубление свай не менее чем на ширину свайного поля или плиты, но не менее чем на 15 м.

При наличии на строительной площадке слоев грунтов со специфическими свойствами (просадочных, набухающих, слабых глинистых, рыхлых песков и техногенных грунтов) глубину выработок определяют с учетом необходимости их проходки на всю толщу слоя для установления глубины залегания подстилающих прочных грунтов и определения их характеристик.

4.2.13 При изысканиях для свайных фундаментов определяются физические, прочностные и деформационные характеристики, необходимые для расчетов свайных фундаментов по предельным состояниям.

Число определений характеристик грунтов для каждого инженерно-геологического элемента назначают достаточным для их статистической обработки в соответствии с [5].

4.2.14 Для песков, учитывая затруднения с отбором образцов ненарушенной структуры, в качестве основного метода определения их плотности и прочностных

характеристик для объектов всех уровней ответственности предусматривают зондирование - статическое или динамическое.

Зондирование является основным методом определения модуля деформации как песков, так и глинистых грунтов для объектов III уровня ответственности и одним из методов определения модуля деформации (в сочетании с прессиометрическими и штамповыми испытаниями) для объектов I и II уровней ответственности.

4.2.15 При применении свайных фундаментов для усиления оснований реконструируемых зданий и сооружений при инженерно-геологических изысканиях дополнительно выполняются работы по обследованию оснований фундаментов и инструментальные геодезические наблюдения.

Кроме того, устанавливаются соответствие новых материалов изысканий архивным данным, если они имеются, и составлено заключение об изменении инженерно-геологических и гидрогеологических условий, вызванных строительством и эксплуатацией реконструируемого здания или сооружения.

Примечание - Обследование технического состояния конструкций фундаментов и здания выполняются по заданию заказчика специализированной организацией.

4.2.16 Проведению обследования оснований фундаментов предшествуют:

- визуальная оценка состояния верхней конструкции здания, в том числе фиксация имеющихся трещин, их размера и характера, установка маяков на трещины;
- выявление режима эксплуатации здания с целью установления факторов, отрицательно действующих на основание;
- установление наличия подземных коммуникаций и дренажных систем и их состояния;
- ознакомление с архивными материалами инженерно-геологических изысканий, имеющимися на площадке реконструкции.

Проведение геодезической съемки положения конструкций реконструируемого здания и цоколей для установления неравномерных осадок (кренов, прогибов, относительных смещений).

При обследовании реконструируемых зданий также учитывать состояние окружающей территории и близко расположенных зданий.

4.2.17 Обследование оснований фундаментов и состояния фундаментных конструкций производят путем проходки шурфов с отбором монолитов грунтов непосредственно из-под подошвы фундаментов и стенок шурфа. Глубина шурфов назначаются на 0,5-1 м ниже подошвы вскрываемого фундамента. Ниже глубины шурфов инженерно-геологическое строение, гидрогеологические условия и свойства грунтов исследуются бурением и зондированием, при этом буровые скважины и точки зондирования размещают по периметру здания или сооружения на расстоянии от них не более 5 м.

4.2.18 При усилении оснований реконструируемых зданий и сооружений подводкой забивных, вдавливаемых, буронабивных или буро-инъекционных свай глубина бурения и зондирования принимается по указаниям 5.12.

4.2.19 Технический отчет по результатам инженерно-геологических изысканий для проектирования свайных фундаментов составляют в соответствии нормативными документами.

Все характеристики грунтов приводятся в отчете с учетом прогноза возможных изменений (в процессе строительства и эксплуатации здания) инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки.

При наличии натурных испытаний свай статической или динамической нагрузкой приводятся их результаты.

При наличии на площадке подземных вод с агрессивными свойствами приводят рекомендации по антикоррозийной защите свай.

В случаях выявления на площадке строительства прослоев или толщи специфических грунтов и опасных геологических процессов (карстово-суффозионных, оползневых и др.) приводят данные об их распространении и интенсивности проявления.

4.3 Классификация свай

4.3.1 По способу заглубления в грунт различают следующие виды свай:

а) забивные (вдавливаемые) железобетонные, деревянные и стальные, погружаемые в грунт без его выемки или в лидерные скважины с помощью молотов, вибропогружателей, вибровдавливающих, виброударных и вдавливающих устройств, а также железобетонные сваи-оболочки диаметром до 0,8 м, заглубляемые вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта и не заполняемые бетонной смесью;

б) сваи-оболочки железобетонные, заглубляемые вибропогружателями с выемкой грунта и заполняемые частично или полностью бетонной смесью;

в) набивные бетонные и железобетонные, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного отжатия (вытеснения) грунта;

г) буровые железобетонные, устраиваемые в грунте путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них железобетонных элементов;

д) винтовые;

е) бурозавинчиваемые.

4.3.2 По условиям взаимодействия с грунтом сваи следует подразделять на свай-стойки и висячие.

К сваям-стойкам следует относить сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того, - на малосжимаемые грунты.

Силы сопротивления грунтов, за исключением отрицательных (негативных) сил трения, на боковой поверхности свай-стоек в расчетах их несущей способности по грунту основания на сжимающую нагрузку не учитываются.

К висячим сваям следует относить сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания боковой поверхностью и нижним концом.

Примечание – К малосжимаемым грунтам относятся крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней плотности и плотным, а также глины твердой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации $E \geq 50$ МПа.

4.3.3 Забивные железобетонные сваи размером поперечного сечения до 0,8 м включительно и сваи-оболочки диаметром 1 м и более следует подразделять:

- а) по способу армирования - на сваи и сваи-оболочки с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и на предварительно напряженные со стержневой или проволочной продольной арматурой (из высокопрочной проволоки и арматурных канатов) с поперечным армированием и без него;
- б) по форме поперечного сечения - на сваи квадратные, прямоугольные, таврового и двутаврового сечений, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения;
- в) по форме продольного сечения - на призматические, цилиндрические и с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапецеидальные, ромбовидные);
- г) по конструктивным особенностям - на сваи цельные и составные (из отдельных секций);
- д) по конструкции нижнего конца - на сваи с заостренным или плоским нижним концом, с плоским или объемным уширением (булавовидные) и на полые сваи с закрытым или открытым нижним концом или с камуфлетной пятой.

Примечание – Сваи забивные с камуфлетной пятой устраивают путем забивки полых свай круглого сечения с закрытым стальным полым наконечником с последующим заполнением полости сваи и наконечника бетонной смесью и устройством с помощью взрыва камуфлетной пяты в пределах наконечника. В проектах таких свай предусматривают указания о соблюдении правил производства буровзрывных работ.

4.3.4 Набивные сваи по способу устройства подразделяют на:

- а) набивные, устраиваемые путем погружения инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунте башмаком или бетонной пробкой, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью;
- б) набивные виброштампованные, устраиваемые в пробитых скважинах путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем;
- в) набивные в выштампованном ложе, устраиваемые путем выштамповки в грунте скважин пирамидальной или конусной формы с последующим заполнением их бетонной смесью.

4.3.5 Буровые сваи по способу устройства подразделяют на:

- а) буронабивные сплошного сечения с уширениями и без них, бетонируемые в скважинах, пробуренных в глинистых грунтах выше уровня подземных вод без крепления стенок скважин, а в любых грунтах ниже уровня подземных вод - с креплением стенок скважин глинистым раствором или инвентарными извлекаемыми обсадными трубами;
- б) буронабивные полые круглого сечения, устраиваемые с применением многосекционного вибросердечника;

в) буронабивные с уплотненным забоем, устраиваемым путем втрамбовывания в забой скважины щебня;

г) буронабивные с камуфлетной пятой, устраиваемые путем бурения скважин с последующим образованием уширения взрывом и заполнением скважин бетонной смесью;

д) буроинъекционные диаметром 0,15 м - 0,25 м, устраиваемые в пробуренных скважинах путем нагнетания (инъекции) в них мелкозернистой бетонной смеси или цементно-песчаного раствора, или буроинъекционные с уплотнением окружающего грунта путем обработки скважины по разрядно-импульсной технологии (сваи РИТ);

е) буроинъекционные, устраиваемые полым шнеком;

ж) сваи-столбы, устраиваемые путем бурения скважин с уширением или без него, укладки в них омоноличивающего цементно-песчаного раствора и опускания в скважины цилиндрических или призматических элементов сплошного сечения со сторонами или диаметром 0,8 м и более;

з) буроопускные сваи с камуфлетной пятой, отличающиеся от буронабивных свай с камуфлетной пятой тем, что после образования и заполнения камуфлетного уширения в скважину опускают железобетонную сваю.

Примечания

1 Обсадные трубы допускается оставлять в грунте только в случаях, когда исключена возможность применения других решений конструкции фундаментов (при устройстве буронабивных свай в пластах грунтов со скоростью фильтрационного потока более 200 м/сут, при применении буронабивных свай для закрепления действующих оползневых склонов и в других обоснованных случаях).

2 При устройстве буронабивных свай в водонасыщенных глинистых грунтах для крепления стенок скважин допускается использовать избыточное давление воды.

4.3.6 Железобетонные и бетонные сваи проектируют из тяжелого бетона.

Для забивных железобетонных свай с ненапрягаемой продольной арматурой, на которые отсутствуют государственные стандарты, а также для набивных и буровых свай предусматривают бетон класса не ниже В15, для забивных железобетонных свай с напрягаемой арматурой - не ниже В22.5.

4.3.7 Железобетонные ростверки свайных фундаментов проектируют из тяжелого бетона класса не ниже: для монолитных - В15, для сборных - В20.

4.3.8 Бетон для замоноличивания железобетонных колонн в стаканах свайных ростверков, а также оголовков свай при сборных ленточных ростверках предусматривают ниже класса В15.

4.3.9 Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости свай и свайных ростверков назначают, руководствуясь требованиями.

4.3.10 Размеры поперечного сечения, длину и конструкцию пакетных свай принимают по результатам расчета и в соответствии с особенностями проектируемого объекта.

4.4 Проектирование свайных фундаментов

4.4.1 Основные указания по расчету

4.4.1.1 Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняются по предельным состояниям:

1) первой группы:

- а) по прочности материала свай и свайных ростверков;
- б) по несущей способности грунта основания свай;
- в) по несущей способности грунта оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.), в том числе сейсмические, если сооружение расположено на откосе или вблизи него или если основание сложено крутопадающими слоями грунта;

2) второй группы:

- а) по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;
- б) по перемещениям свай (горизонтальным и углам поворота головы свай) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов;
- в) по образованию или чрезмерному раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

Расчет по несущей способности, регламентированный подпунктом «в» для первой группы, допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента.

4.4.1.2 В расчетах оснований свайных фундаментов учитывают совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (например, влияние подземных вод на физико-механические свойства грунтов и др.).

Сооружение и его основание рассматриваются совместно, т.е. учитывается взаимодействие сооружения со сжимаемым основанием.

Расчетная схема системы «сооружение - основание» или «фундамент - основание» выбирается с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, развитие областей пластических деформаций под фундаментом.

Допускается использовать вероятностные методы расчета, учитывающие статистическую неоднородность оснований, случайную природу нагрузок, воздействий и свойств материалов конструкций.

4.4.1.3 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах свайных фундаментов, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок принимают в соответствии с требованиями нормативных документов.

4.4.1.4 Расчет свай, свайных фундаментов и их оснований по несущей способности выполняют на основные и особые сочетания нагрузок, по деформациям - на основные сочетания.

4.4.1.5 Нагрузки, воздействия, их сочетания и коэффициенты надежности по нагрузке при расчете свайных фундаментов мостов и гидротехнических сооружений принимают согласно требованиям нормативных документов.

4.4.1.6 Все расчеты свай, свайных фундаментов и их оснований выполняют с использованием расчетных значений характеристик материалов и грунтов.

Расчетные значения характеристик материалов свай и свайных ростверков принимают в соответствии с требованиями нормативных документов.

Расчетные значения характеристик грунтов определяют в соответствии с [5], расчетные значения коэффициентов постели грунта c_z , окружающего сваю.

Расчетные сопротивления грунта под нижним концом сваи R и на боковой поверхности сваи f_i определяют по таблице.

При наличии результатов полевых исследований несущую способность грунта основания свай определяют с учетом данных статического зондирования грунтов, испытаний грунтов эталонными сваями или по данным динамических испытаний свай. В случае проведения испытаний свай статической нагрузкой несущую способность грунта основания сваи принимают по результатам этих испытаний.

Для объектов, по которым не проводились испытания натурных свай статической нагрузкой, рекомендуется определять несущую способность грунта основания сваи несколькими из возможных способов, учитывая при этом уровень ответственности сооружения.

4.4.1.7 Расчет по прочности материала свай и свайных ростверков производится в соответствии с требованиями нормативных документов.

Расчет элементов железобетонных конструкций свайных фундаментов по образованию и раскрытию трещин производят в соответствии с требованиями нормативных документов.

4.4.1.8 При расчете свай всех видов по прочности материала сваю рассматривают как стержень, жестко защемленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии не менее l_1 , определяемом по формуле

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon}, \quad (1)$$

где l_0 - длина участка сваи от подошвы ростверка до уровня планировки грунта, м;

α_ε - коэффициент деформации, 1/м.

Если для буровых свай и свай-оболочек, заглубленных сквозь толщу нескального грунта и заделанных в скальный грунт, отношение $2/\alpha_\varepsilon > h$, то принимают $l_1 = l_0 + h$ (где h - глубина погружения сваи или сваи-оболочки, отсчитываемая от ее нижнего конца до

уровня планировки грунта при высоком ростверке и до подошвы ростверка при низком ростверке, подошва которого опирается или заглублена в дисперсные грунты, за исключением сильносжимаемых, м).

При расчете по прочности материала буро-инъекционных свай, прорезающих сильносжимаемые грунты с модулем деформации $E \leq 0,5$ МПа, длину свай при расчете на продольный изгиб l_d в зависимости от диаметра свай d принимают равной:

$$E \leq 2 \text{ МПа } l_d = 25d ;$$

$$2 < E \leq 5 \text{ МПа } l_d = 15d .$$

В случае если l_d превышает толщину слоя сильносжимаемого грунта h_g , расчетную длину принимают равной $2 h_g$.

4.4.1.9 При расчете набивных и буровых свай (кроме свай-столбов и буроопускных свай) по прочности материала расчетное сопротивление бетона принимают с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{sb} = 0,85$ и коэффициента γ'_{sb} , учитывающего влияние способа производства свайных работ:

а) в глинистых грунтах, если возможны бурение скважин и бетонирование их насухо без крепления стенок при положении уровня подземных вод в период строительства ниже пяты свай, $\gamma'_{sb} = 1,0$;

б) в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых производят насухо с применением извлекаемых обсадных труб, $\gamma'_{sb} = 0,9$;

в) в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых осуществляют при наличии в них воды с применением извлекаемых обсадных труб, $\gamma'_{sb} = 0,8$;

г) в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых выполняют под глинистым раствором или под избыточным давлением воды (без обсадных труб), $\gamma'_{sb} = 0,7$.

4.4.1.10 Расчеты конструкций свай всех видов производят на воздействие нагрузок, передаваемых на них от здания или сооружения, а забивных свай, кроме того, на усилия, возникающие в них от собственного веса при изготовлении, складировании, транспортировании свай, а также при подъеме их на копер за одну точку, удаленную от головы свай на $0,3l$ (где l - длина свай).

При этом усилие в свае (как балке) от воздействия собственного веса определяют с учетом коэффициента динамичности, равного:

- 1,5 - при расчете по прочности;
- 1,25 - при расчете по образованию и раскрытию трещин.

В этих случаях коэффициент надежности по нагрузке к собственному весу свай принимают равным единице.

4.4.1.11 Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунта основания рассчитывают исходя из условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (2)$$

где N - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании);

F_d - расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи;

γ_k - коэффициент надежности, принимаемый равным:

- 1,2 - если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой;

- 1,25 - если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта, по результатам динамических испытаний сваи, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или сваей-зондом;

- 1,4 - если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта;

- 1,4 (1,25) - для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на висячих сваях и сваях-стойках, а при высоком ростверке - только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от числа свай в фундаменте.

При высоком или низком ростверке, подошва которого опирается на сильносжимаемый грунт, и висячих сваях, воспринимающих сжимающую нагрузку, а также при любом виде ростверки и висячих сваях и сваях-стойках, воспринимающих выдергивающую нагрузку, γ_k принимают в зависимости от числа свай в фундаменте:

- при 21 свае и более 1,4 (1,25);

- от 11 до 20 свай 1,55 (1,4);

- « 6 « 10 « 1,65 (1,5);

- « 1 « 5 « 1,75 (1,6).

Для фундаментов из одиночной сваи под колонну при нагрузке на забивную сваю квадратного сечения более 600 кН и набивную сваю более 2500 кН значение коэффициента γ_k принимают равным 1,4, если несущая способность сваи определена по результатам испытаний статической нагрузкой, и 1,6, если несущая способность сваи определена другими способами.

Для сплошных свайных полей жестких сооружений с предельной осадкой 30 см и более (при числе свай более 100), если несущая способность сваи определена по результатам статических испытаний, $\gamma_k = 1$.

Примечания

1 В скобках даны значения γ_k в случае, когда несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой или расчетом по результатам статического зондирования грунтов.

2 При расчете свай всех видов как на вдавливающие, так и на выдергивающие нагрузки продольное усилие, возникающее в свае от расчетной нагрузки N , определяют с учетом собственного веса сваи, принимаемого с коэффициентом надежности по нагрузке, увеличивающим расчетное усилие.

3 Если расчет свайных фундаментов производится с учетом ветровых и крановых нагрузок, то воспринимаемую крайними сваями расчетную нагрузку допускается повышать на 20 % (кроме фундаментов опор линий электропередачи).

Если сваи фундамента опоры моста в направлении действия внешних нагрузок образуют один или несколько рядов, то при учете (совместном или раздельном) нагрузок от торможения, давления ветра, льда и навала судов, воспринимаемых наиболее нагруженной свайей, расчетную нагрузку допускается повышать на 10 % при четырех сваях в ряду и на 20 % при восьми сваях и более. При промежуточном числе свай процент повышения расчетной нагрузки определяют интерполяцией.

4.4.1.12 Расчетную нагрузку на сваю N , кН, определяют, рассматривая фундамент как рамную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю допускается определять по формуле

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (3)$$

где N_d - расчетная сжимающая сила, кН;

M_x, M_y - расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n - число свай в фундаменте;

x_i, y_i - расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м;

x, y - расстояния от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляют расчетную нагрузку, м.

4.4.1.13 Горизонтальную нагрузку, действующую на фундамент с вертикальными сваями одинакового поперечного сечения, допускается принимать равномерно распределенной между всеми сваями.

4.4.1.14 Проверка устойчивости свайного фундамента и его основания производят с учетом действия дополнительных горизонтальных реакций от свай, приложенных к сдвигаемой части грунта.

4.4.1.15 Сваи и свайные фундаменты рассчитывают по прочности материала и производить проверку устойчивости фундаментов при действии сил морозного пучения, если основание сложено пучинистыми грунтами.

4.4.1.16 Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям производят исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (4)$$

где S - совместная деформация свай, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, относительная разность осадок свай, свайных фундаментов и т.п.), определяемая расчетом;

S_u - предельное значение совместной деформации основания свай, свайного фундамента и сооружения.

4.4.2 Расчетные методы определения несущей способности свай

4.4.2.1 Несущую способность F_d , кН, забивной свай, свай-оболочки, набивной и буровой свай, опирающихся на скальный грунт, а также забивной свай, опирающейся на малосжимаемый грунт, определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot F \cdot A, \quad (5)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый равным 1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай-стойки, кПа;

A - площадь опирания на грунт свай, м^2 , принимаемая для свай сплошного сечения и полых свай с закрытым нижним концом равной площади поперечного сечения брутто, для свай полых круглого сечения с открытым нижним концом и свай-оболочек - равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Расчетное сопротивление грунта R под нижним концом свай-стойки принимают :

а) для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, $R = 20000$ кПа;

б) для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в неветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, - по формуле:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (6)$$

где $R_{c,n}$ - нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа;

γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4;

l_d - расчетная глубина заделки набивной и буровой свай и свай-оболочки в скальный грунт, м;

d_f - наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой свай и свай-оболочки, м;

в) для свай-оболочек, равномерно опираемых на поверхность неветрелого скального грунта, прикрытого слоем нескальных неразмываемых грунтов толщиной не менее трех диаметров сваи-оболочки, - по формуле:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g}, \quad (7)$$

Примечание - При наличии в основании набивных, буровых свай и свай-оболочек выветрелых, а также размягчаемых скальных грунтов их предел прочности на одноосное сжатие принимают по результатам испытаний штампами или по результатам испытаний свай и свай-оболочек статической нагрузкой.

4.4.2.2 Несущую способность F_d , кН, свай забивной и вдавливаемой свай и свай-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку, определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом свай и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (8)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый равным 1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа.

A - площадь опирания на грунт свай, m^2 , принимаемая по площади поперечного сечения свай брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади свай-оболочки нетто;

u - наружный периметр поперечного сечения ствола свай, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, кПа;

h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м;

γ_{cR} , γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения свай на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице.

В формуле (8) суммировать сопротивления грунта по всем слоям грунта, пройденным свай, за исключением случаев, когда проектом предусматривается планировка территории срезкой или возможен размыв грунта. В этих случаях можно суммировать сопротивления всех слоев грунта, расположенных соответственно ниже уровня планировки (срезки) и дна водоема после его местного размыва при расчетном паводке.

Примечания

1 Несущую способность забивных булавовидных свай определяют, при этом за периметр u на участке ствола принимают периметр поперечного сечения ствола свай, на участке уширения - периметр поперечного сечения уширения. Расчетное сопротивление f_i грунта на боковой поверхности таких свай на участке уширения, а в песках и на участке ствола принимают таким же, как для свай без уширения; в

глинистых грунтах сопротивление f_i на участке ствола, расположенного выше уширения, принимают равным нулю.

2 Расчетные сопротивления грунтов R и f_i в формуле (8) для лессовых грунтов при глубине погружения свай более 5 м принимают по значениям, указанным в Таблицах 1 и 2 для глубины 5 м. Кроме того, для этих грунтов в случае возможности их замачивания расчетные сопротивления R и f_i , указанные в Таблицах 1 и 2, принимают при показателе текучести, соответствующем полному водонасыщению грунта.

4.4.2.3 Для забивных и вдавливаемых свай, опирающихся нижним концом на рыхлые пески или на глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$, несущую способность F_d , кН, определяют по результатам статических испытаний свай.

4.4.2.4 Несущую способность пирамидальной, трапецеидальной и ромбовидной свай, прорезающих песчаные и глинистые грунты, F_d , кН, с наклоном боковых граней $I_p \leq 0,025$ определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot \left[R \cdot A + \sum h_i \cdot (u_i \cdot f_i + u_{o,i} \cdot i_p \cdot E_i \cdot k_i \cdot \zeta_r) \right], \quad (9)$$

где u_i - наружный периметр i -го сечения свай, м;

$u_{o,i}$ - сумма размеров сторон i -го поперечного сечения свай, м, которые имеют наклон к оси свай;

i_p - наклон боковых граней свай, доли единицы;

E_i - модуль деформации слоя грунта, окружающего боковую поверхность свай, кПа, определяемый по результатам компрессионных испытаний;

k_i - коэффициент, зависящий от вида грунта и принимаемый по Таблице 4;

ζ_r - реологический коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Примечания

1 При ромбовидных сваях суммирование сопротивлений грунта на боковой поверхности участков с обратным наклоном в формуле (9) не производится.

2 Расчет пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0,025$ допускается производить в соответствии с требованиями Приложения Е при наличии результатов прессиометрических испытаний, а при их отсутствии - по формуле (9), принимая значение; равным 0,025.

4.4.2.5 Несущую способность F_{du} , кН, висячей забивной и вдавливаемой свай и свай-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на выдергивающую нагрузку, определяют по формуле

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i, \quad (10)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте (для свай, погружаемых в грунт на глубину менее 4 м, $\gamma_c = 0,6$, на глубину 4 м и более $\gamma_c = 0,8$ - для всех зданий и

сооружений, кроме опор воздушных линий электропередачи.опор мостов не предусматривается работа свай на выдергивание при действии одних постоянных нагрузок.

Таблица 1 - Значения расчетного сопротивления под нижним концом забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R, кПа						
	песков средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	глинистых грунтов при показателе текучести, равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 4000	3000	3100 2000	2000 1200	1100	600
4	8300	6800 5100	3800	3200 2500	2100 1600	1250	700
5	8800	7000 6200	4000	3400 2800	2200 2000	1300	800
7	9700	7300 6900	4300	3700 3300	2400 2200	1400	850
10	10500	7700 7300	5000	4000 3500	2600 2400	1500	900
15	11700	8200 7500	5600	4400 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания

1 Над чертой даны значения R для песков, под чертой - для глинистых грунтов.

2 В таблицах 1 и 2 глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м принимают от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м - от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме принимают от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах - от уровня дна болота.

При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в грунт нижнего конца сваи в таблице 1 принимают от уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай принимают как для выемок глубиной 6 м.

3 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести глинистых грунтов значения R и f_i в таблицах 1 и 2 определяют интерполяцией.

4 Для плотных песков, плотность которых определена по данным статического зондирования, значения R по таблице 1 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, можно

увеличить на 100 %. При определении плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R по таблице 1 можно увеличить на 60 %, но не более чем до 20000 кПа.

5 Значения расчетных сопротивлений R по таблице 1 допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляет не менее, м: 4,0 - для мостов и гидротехнических сооружений; 3,0 - для зданий и прочих сооружений.

6 Значения расчетного сопротивления R под нижним концом забивных свай сечением 0,15м × 0,15м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20 %.

7 Для супесей при числе пластичности $I_p \leq 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления R и f_i определяют как для пылеватых песков средней плотности.

8 Для глинистых грунтов, имеющих степень влажности в природном состоянии $S_r < 0,8$, показатель текучести можно вычислять для водонасыщенного грунта.

Таблица 2 - Значения расчетного сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, кПа								
	песков средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания

1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай f_i учитывают требования, изложенные в примечаниях 2, 3 и 8 к таблице 1.

2 При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов можно расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3 Значения расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай f_i можно увеличивать на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в таблице 1.

4 Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ можно увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в таблице 2, при любых значениях показателя текучести.

Таблица 3 - Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай

Способы погружения забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cR}	на боковой поверхности γ_{cf}
1 Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) пески средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$:	0,9	0,9
Супеси		
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5 Погружение молотами полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи менее 0,4 м	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6 Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0

Таблица 3 - Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай (продолжение)

в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	
7 Погружение вдавливанием свай:	1,1	1,0
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие	1,1	0,8
б) в пески пылеватые	1,1	1,0
в) в глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,0	1,0
г) то же, $I_L \geq 0,5$		

Примечание - Коэффициенты γ_{cR} и γ_{cf} по поз. 4 для глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 > I_L > 0$ определяют интерполяцией.

Таблица 4 - Коэффициент k_i

Грунты	Коэффициент k_i
Пески и супеси	0,5
Суглинки	0,6
Глины:	
при $I_p = 18$	0,7
при $I_p = 25$	0,9
Примечание - Для глин с числом пластичности $18 < I_p < 25$ значения коэффициента k_i определяют интерполяцией.	

4.4.2.6 Несущую способность F_d , кН, набивной и буровой свай с уширением и без уширения, а также свай-оболочки, погружаемой с выемкой грунта и заполняемой бетоном, работающих на сжимающую нагрузку, определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum f_i \cdot h_i), \quad (11)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай; в случае опирания ее на глинистые грунты со степенью влажности $S_r < 0,9$ и на лессовые грунты $\gamma_c = 0,8$, в остальных случаях - $\gamma_c = 1$;

γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом свай; $\gamma_{cR} = 1$ во всех случаях, за исключением свай с камуфлетными уширениями и буро-инъекционных свай РИТ, для которых этот коэффициент принимают равным 1,3, и свай с уширением, бетонируемым подводным способом, для которых $\gamma_{cR} = 0,9$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа, для набивной свай, изготавливаемой по технологии, по таблице 1;

A - площадь опирания свай, m^2 , принимаемая равной:

- для набивных и буровых свай без уширения - площади поперечного сечения свай;

- для набивных и буровых свай с уширением - площади поперечного сечения уширения в месте наибольшего его диаметра;

- для свай-оболочек, заполняемых бетоном - площади поперечного сечения оболочки брутто;

u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования и принимаемый по таблице 5;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи, кПа, принимаемое по таблице 2;

Примечания

1 Сопротивление песков на боковой поверхности свай с уширением учитывают на участке от уровня планировки до уровня пересечения ствола сваи с поверхностью воображаемого конуса, имеющего в качестве образующей линию, касающуюся поверхности уширения под углом $\varphi_l/2$ к оси сваи, где φ_l - осредненное (по слоям) расчетное значение угла внутреннего трения грунта, залегающего в пределах указанного конуса. Сопротивление глинистых грунтов допускается учитывать по всей длине ствола.

2 Периметр поперечного сечения ствола u для буро-инъекционных свай принимают равным периметру скважины, пробуриваемой при их изготовлении.

Площадь опирания буроинъекционной сваи РИТ принимают по площади поперечного сечения уширения, а периметр поперечного сечения ствола - исходя из среднего значения диаметров d_{ji} свай, которые определяют по объему бетонной смеси, израсходованной на заполнение j -го разрядно-импульсного уширения в i -м слое грунта. Заданные в проекте уширения свай РИТ уточняют при изготовлении опытных свай в конкретных грунтовых условиях.

Таблица 5 - Коэффициент условий работы свай γ_{cf}

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы свай			
	в песках	в супесях	в суглинках	в глинах
1. Набивные при забивке инвентарной трубы с наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивные виброштампованные	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Буровые, в том числе с уширением, бетонируемые:				
а) при отсутствии воды в скважине (сухим способом), а также при использовании обсадных инвентарных труб	0,7 0,6	0,7 0,6	0,7 0,6	0,6 0,6
б) под водой или под глинистым раствором				
в) жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Буронабивные, полые круглые, устраиваемые при отсутствии воды в скважине с помощью вибросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Свай-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Свай-столбы	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Буроинъекционные, изготавливаемые под защитой обсадных труб или бентонитового раствора с опрессовкой давлением 200 - 400 кПа (2 - 4 атм)	0,9	0,8	0,8	0,8
8. Буроинъекционные сваи РИТ	1,3	1,3	1,1	1,1

4.4.2.7 Расчетное сопротивление R , кПа, грунта под нижним концом свай принимают :

а) для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и песков в основании набивной и буровой свай с уширением и без уширения, свай-оболочки, погружаемой с полным удалением грунтового ядра, - по формуле (12), а свай-оболочки, погружаемой с сохранением грунтового ядра из указанных грунтов на высоту 0,5 м и более, - по формуле (13):

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h); \quad (12)$$

$$R = \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_1 \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (13)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 6 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта основания;

γ'_1 - расчетное значение удельного веса грунта, кН/м³, в основании свай (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

γ_1 - осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м³, расположенных выше нижнего конца свай (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

d - диаметр, м, набивной и буровой свай, диаметр уширения (для свай с уширением), свай-оболочки или диаметр скважины для свай-столба, омоноличенного в грунте цементно-песчаным раствором;

h - глубина заложения, м, нижнего конца свай или ее уширения, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки (при планировке срезкой), для опор мостов - от дна водоема после его общего размыва при расчетном паводке;

б) для глинистых грунтов в основании - по таблице 7.

Примечания

1 Указания 4.2.7 относятся к случаям, когда обеспечивается заглубление свай в грунт, принятый за основание их нижних концов, не менее чем на диаметр свай (или уширения для свай с уширением), но не менее чем на 2 м.

2 Значения R , рассчитанные по формулам (12) и (13), не принимают выше значений, приведенных в таблице 1 для забивных свай той же длины и в тех же грунтовых условиях.

Таблица 6 - Расчетные значения угла внутреннего трения грунта

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта φ_1 , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 при h/d , равном:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85

Таблица 6 - Расчетные значения угла внутреннего трения грунта (продолжение)

7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 и более	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 при d , равном, м:									
0,8 и менее	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Примечание - Для промежуточных значений ϕ , h/d и d значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , и α_4 определяют интерполяцией.

Таблица 7 - Расчетное сопротивление R , кПа, под нижним концом набивных и буровых свай с уширением и без уширения и свай-оболочек

Глубина заложения нижнего конца сваи h , м	Расчетное сопротивление R , кПа, под нижним концом набивных и буровых свай с уширением и без уширения и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, при глинистых грунтах, за исключением просадочных, с показателем текучести I_L , равным						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Примечание - Для свайных фундаментов опор мостов значения, приведенные в таблице 1, следует:

а) повышать (при расположении опор в водоеме) на величину, равную $1,5\gamma_w h_w$, где γ_w - удельный вес воды - 10 кН/м^3 ; h_w - глубина слоя воды в водоеме от ее уровня при расчетном паводке до уровня дна водоема, а при возможности размыва - до уровня дна после общего размыва;

б) понижать при коэффициенте пористости грунта $e > 0,6$, при этом коэффициент понижения m определяют интерполяцией между значениями $m = 1,0$ при $e = 0,6$ и $m = 0,6$ при $e = 1,1$.

4.4.2.8 Расчетное сопротивление R , кПа, грунта под нижним концом сваи-оболочки, погружаемой без удаления грунта или с сохранением грунтового ядра высотой не менее трех диаметров оболочки на последнем этапе ее погружения и не заполняемой бетоном (при условии, что грунтовое ядро образовано из грунта, имеющего те же характеристики, что и грунт, принятый за основание конца сваи-оболочки), принимают по таблице 1 с коэффициентом условий работы грунта, учитывающим способ погружения сваи-оболочек

в соответствии с поз. 4 таблицы 3, при этом расчетное сопротивление в указанном случае относится к площади поперечного сечения сваи-оболочки нетто.

4.4.2.9 Несущую способность F_{du} , кН, набивной и буровой свай и свай-оболочки, работающих на выдергивающие нагрузки, определяют по формуле

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i, \quad (14)$$

4.4.2.10 Несущую способность F_d , кН, винтовой сваи диаметром лопасти $d \leq 1,2$ м и длиной $l \leq 10$ м, работающей на сжимающую или выдергивающую нагрузку, определяют по формуле (15), а при диаметре лопасти $d > 1,2$ м и длине сваи $l > 10$ - только по данным испытаний винтовой сваи статической нагрузкой:

$$F_d = \gamma_c \cdot [(\alpha_1 \cdot c_1 + \alpha_2 \cdot \gamma_1 \cdot h_1)A + u \cdot f_i(h - d)], \quad (15)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи, зависящий от вида нагрузки, действующей на сваю, и грунтовых условий и определяемый по таблице 8;

α_1, α_2 - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 9 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_1 (под рабочей зоной понимается прилегающий к лопасти слой грунта толщиной, равной d);

c_1 - расчетное значение удельного сцепления грунта в рабочей зоне, кПа;

γ_1 - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше лопасти сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

h_1 - глубина залегания лопасти сваи от природного рельефа, а при планировке территории срезкой - от уровня планировки, м;

A - проекция площади лопасти, м², считая по наружному диаметру, при работе винтовой сваи на сжимающую нагрузку, и проекция рабочей площади лопасти, т.е. за вычетом площади сечения ствола, при работе винтовой сваи на выдергивающую нагрузку;

u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола винтовой сваи, кПа, принимаемое по таблице 2 (осредненное значение для всех слоев в пределах глубины погружения сваи);

h - длина ствола сваи, погруженной в грунт, м;

d - диаметр лопасти сваи, м.

Примечания

1 При определении несущей способности винтовых свай при действии вдавливающих нагрузок характеристики грунтов в таблице 9 относятся к грунтам, залегающим под лопастью, а при работе на выдергивающие нагрузки - над лопастью сваи.

2 Глубина заложения лопасти от уровня планировки принимается не менее $5d$ при глинистых грунтах и не менее $6d$ - при песках (где d - диаметр лопасти).

Несущую способность бурозавинчиваемой сваи F_d , кН, определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (16)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, определяемое по формуле (17);

A - площадь поперечного сечения ствола сваи, брутто, м²;

u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 2;

h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый равным 0,8;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, принимаемый равным 1,1 при погружении сваи с поверхности грунта в ненарушенный грунтовый массив; равным 0,8 - при погружении сваи в разрыхленный предварительным бурением грунтовый массив и равным 0,6 - при погружении сваи в лидерную скважину.

Таблица 8 - Коэффициент условий работы винтовых свай γ_c при нагрузках

Грунты	Коэффициент условий работы винтовых свай γ_c при нагрузках		
	сжимающих	выдергивающих	знакопеременных
1. Глины и суглинки:			
а) твердые, полутвердые и тугопластичные	0,8	0,7	0,7
б) мягкопластичные	0,8	0,7	0,6
в) текучепластичные	0,7	0,6	0,4
2. Пески и супеси:			
а) пески маловлажные и супеси твердые	0,8	0,7	0,5
б) пески влажные и супеси пластичные	0,7	0,6	0,4
в) пески водонасыщенные и супеси текучие	0,6	0,5	0,3

Таблица 9 – Значения коэффициентов α_1, α_2

Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_1 , град.	Коэффициенты		Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_1 , град.	Коэффициенты	
	α_1	α_2		α_1	α_2
13	7,8	2,8	24	18,0	9,2
15	8,4	3,3	26	23,1	12,3
16	9,4	3,8	28	29,5	16,5

Таблица 9 – Значения коэффициентов α_1, α_2 (продолжение)

18	10,1	4,5	30	38,0	22,5
20	12,1	5,5	32	48,4	31,0
22	15,0	7,0	34	64,9	44,4

4.4.2.11 Расчетное сопротивление грунта под нижним концом бурозавинчиваемой сваи определяют по формуле

$$R = \alpha_1 \cdot c_1 + \alpha_2 \cdot \gamma_1 \cdot h, \quad (17)$$

где α_1, α_2 - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 9 в зависимости от расчетного угла внутреннего трения грунта φ_1 , основания сваи;

c_1 - расчетное значение удельного сцепления грунта основания сваи, кПа;

γ_1 - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м^3 , залегающих выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

h - глубина погружения сваи, м.

4.4.2.12 Толщина стенки бурозавинчиваемых свай проверяется расчетом на прочность при передаче на трубу максимального крутящего момента, развиваемого механизмом, используемым для погружения свай.

4.4.2.13 Отрицательные (негативные) силы трения, возникающие на боковой поверхности свай при осадке околосвайного грунта и направленные вертикально вниз, учитывают в случаях:

- планировки территории подсыпкой толщиной более 1,0 м;
- загрузки пола складов полезной нагрузкой более 20 кН/м^2 ;
- загрузки пола около фундаментов полезной нагрузкой от оборудования более 100 кН/м^2 ;
- увеличения эффективных напряжений в грунте за счет снятия взвешивающего действия воды при понижении уровня подземных вод;
- незавершенной консолидации грунтов современных и техногенных отложений;
- уплотнения несвязных грунтов при динамических воздействиях;
- просадки грунтов при замачивании;
- при строительстве нового здания вблизи существующих.

4.4.2.14 Отрицательные силы трения учитывают до глубины, на которой значение осадки околосвайного грунта после возведения и загрузки свайного фундамента превышает половину предельного значения осадки фундамента. Расчетные сопротивления грунта f_i принимают по таблице 2 со знаком «минус», а для торфа, ила, сапропеля - минус 5 кПа.

Если в пределах длины погруженной части сваи залегают напластования торфа толщиной более 30 см и возможна планировка территории подсыпкой или иная ее загрузка, эквивалентная подсыпке, то расчетное сопротивление грунта f_i , расположенного

выше подошвы наинизшего (в пределах длины погруженной части сваи) слоя торфа, принимают:

а) при подсыпках высотой менее 2 м для грунтовой подсыпки и слоев торфа - равным нулю, для минеральных ненасыпных грунтов природного сложения - положительным значениям по таблице 2;

б) при подсыпках высотой от 2 до 5 м для грунтов, включая подсыпку, - равным 0,4 значений, указанных в таблице 2, но со знаком «минус», а для торфа - минус 5 кПа (отрицательные силы трения);

в) при подсыпках высотой более 5 м для грунтов, включая подсыпку, - равным значениям, указанным в таблице 2, но со знаком «минус», а для торфа - минус 5 кПа.

В пределах нижней части свай, где осадка околосвайного грунта после возведения и загрузки свайного фундамента менее половины предельного значения осадки свайного фундамента, расчетные сопротивления грунта f_i принимают положительными по Таблице 2, а для торфа, ила, сапропеля - равными 5 кПа.

4.4.2.15 В случае когда консолидация грунта от подсыпки или пригрузки территории к моменту начала возведения надземной части зданий или сооружений (включая свайный ростверк) завершилась или возможное значение осадки грунта, окружающего сваи, после указанного момента в результате остаточной консолидации не будет превышать половины предельного значения осадки для проектируемого здания или сооружения, сопротивление грунта на боковой поверхности сваи допускается принимать положительным вне зависимости от наличия или отсутствия прослоек торфа. Для прослоек торфа значение f_i принимают равным 5 кПа.

Если известны значения коэффициентов консолидации и модуля деформации торфов, залегающих в пределах длины погруженной части сваи, и возможно определение значения осадки основания от воздействия пригрузки территории для каждого слоя грунта, то при определении несущей способности сваи допускается учитывать силы сопротивления грунта с отрицательным знаком (отрицательные силы трения) не от уровня подошвы нижнего слоя торфа, а начиная от верхнего уровня слоя грунта, значение дополнительной осадки которого от пригрузки территории (определенной начиная с момента передачи на сваю расчетной нагрузки) составляет половину предельного значения осадки для проектируемого здания или сооружения.

4.5 Определение несущей способности свай по результатам полевых исследований

4.5.1 Несущая способность свай в полевых условиях определяются следующими методами: статическими испытаниями свай, динамическими испытаниями свай, испытаниями грунтов эталонной сваей, испытаниями свай-зондов.

Примечание - Для забивных сваях длиной более 12 м вместо испытаний грунтов эталонной сваей допускается производить испытания свай-зондом диаметром 127 мм, конструкция которой обеспечивает отдельные измерения сопротивления грунта под нижним концом и на участке боковой поверхности (муфте трения).

4.5.2 Испытания свай статической и динамической нагрузками и испытания грунтов эталонной сваей производят, соблюдая требования [2], а испытания грунтов статическим зондированием - [6]. Испытания грунтов сваей-зондом производят в соответствии с требованиями [2] применительно к эталонной свае типа П.

Объем полевых испытаний рекомендуется принимать в соответствии с требованиями нормативных документов.

4.5.3 Несущую способность F_d , кН, свай по результатам их испытаний вдавливающей, выдергивающей и горизонтальной статическими нагрузками и по результатам их динамических испытаний определяют по формуле

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (18)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай; в случае вдавливающих или горизонтальных нагрузок $\gamma_c = 1$; в случае выдергивающих нагрузок γ_c принимают по 4.2.5;

$F_{u,n}$ - нормативное значение предельного сопротивления свай, кН;

γ_g - коэффициент надежности по грунту.

Примечание - Результаты статических испытаний свай на горизонтальные нагрузки используются для непосредственного определения расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, если условия испытаний соответствуют действительным условиям работы свай в фундаменте здания или сооружения.

4.5.4 В случае если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее шести, нормативное значение предельного сопротивления свай в формуле (18) принимают равным наименьшему предельному сопротивлению, полученному из результатов испытаний, т.е. $F_{u,n} = F_{u,\min}$ а коэффициент надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

В случае если число свай, испытанных в одинаковых условиях, составляет шесть и более, $F_{u,n}$ и γ_g определяют на основании результатов статистической обработки частных значений предельных сопротивлений свай F_u , полученных по данным испытаний, руководствуясь требованиями [5] применительно к методике, приведенной в нем для определения временного сопротивления при значении доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. При этом для определения частных значений предельных сопротивлений следует руководствоваться требованиями 4.3.5 при вдавливающих, 4.3.6 - при выдергивающих и горизонтальных нагрузках и 4.3.7 - при динамических испытаниях.

4.5.5 Если нагрузка при статическом испытании свай на вдавливание доведена до нагрузки, вызывающей непрерывное возрастание их осадки S без увеличения нагрузки (при $S \leq 20$ мм), то эту нагрузку принимают за частное значение предельного сопротивления F_u испытываемой сваи.

Во всех остальных случаях для фундаментов зданий и сооружений (кроме мостов и гидротехнических сооружений) за частное значение предельного сопротивления сваи F_u вдавливающей нагрузке принимают нагрузку, под воздействием которой испытываемая свая получит осадку, равную S и определяемую по формуле

$$S = \zeta \cdot S_{u,mt}, \quad (19)$$

где $S_{u,mt}$ - предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения;

ζ - коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента здания или сооружения $S_{u,mt}$ к осадке сваи, полученной при статических испытаниях с условной стабилизацией (затуханием) осадки.

Значение коэффициента ζ принимают равным 0,2 в случаях, когда испытание свай производят при условной стабилизации, равной 0,1 мм за 1 ч, если под их нижними концами залегают песчаные или глинистые грунты с консистенцией от твердой до тугопластичной, а также за 2 ч, если под их нижними концами залегают глинистые грунты от мягкопластичной до текучей консистенции. Значение коэффициента ζ допускается уточнять по результатам наблюдений за осадками зданий, построенных на свайных фундаментах в аналогичных грунтовых условиях.

Если осадка, определенная по формуле (19), окажется более 40 мм, то за частное значение предельного сопротивления сваи F_u принимают нагрузку, соответствующую $s = 40$ мм.

Для мостов и гидротехнических сооружений за предельное сопротивление сваи F_u при вдавливающих нагрузках принимают нагрузку на одну ступень менее нагрузки, при которой вызываются:

а) приращение осадки за одну ступень загрузки (при общем значении осадки более 40 мм), превышающее в пять раз и более приращение осадки, полученное за предшествующую ступень загрузки;

б) осадка, не затухающая в течение суток и более (при общем значении ее более 40 мм).

Если при максимальной достигнутой при испытаниях нагрузке, которая окажется равной или более $1,5 F_d$ [где F_d - несущая способность сваи, рассчитанная по формулам (5), (8), (9), (11), (15) и (16)], осадка сваи s при испытаниях окажется менее значения, определенного по формуле (19), а для мостов и гидротехнических сооружений - менее 40 мм, то в этом случае за частное значение предельного сопротивления сваи F_u допускается принимать максимальную нагрузку, полученную при испытаниях.

Примечания

1 В отдельных случаях при соответствующем обосновании допускается принимать максимальную нагрузку, достигнутую при испытаниях, равной F_d .

2 Ступени загрузки при испытаниях свай статической вдавливающей нагрузкой назначаются равными 1/10 - 1/15 предполагаемого предельного сопротивления сваи F_u .

4.5.6 При испытании свай статической выдергивающей или горизонтальной нагрузкой за частное значение предельного сопротивления F_u по графикам зависимости перемещений от нагрузок принимают нагрузку на одну ступень менее нагрузки, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают.

Примечание - Результаты статических испытаний свай на горизонтальные нагрузки используются для непосредственного определения расчетных параметров системы «свая - грунт».

4.5.7 При динамических испытаниях забивных железобетонных и деревянных свай длиной не более 20 м частное значение предельного сопротивления F_u , кН, по данным их погружения при фактических (измеренных) остаточных отказах $S_a \geq 0,003$ м определяют по формуле

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right]. \quad (20)$$

Если фактический (измеренный) остаточный отказ $S_a < 0,003$ м, то в проекте свайного фундамента предусматривают применение для погружения свай молота с большей энергией удара, при которой остаточный отказ будет $S_a \geq 0,003$ м, а в случае невозможности замены сваебойного оборудования и при наличии отказомеров частное значение предельного сопротивления сваи F_u , кН, определяют по формуле

$$F_u = \frac{1}{2\theta} \cdot \frac{2s_a + s_{el}}{s_a + s_{el}} \left[\sqrt{1 + \frac{8E_d(s_a + s_{el})}{(2s_a + s_{el})^2} \cdot \frac{m_4}{m_4 + m_2}} \theta - 1 \right]. \quad (21)$$

В формулах (20) и (21):

η - коэффициент, принимаемый по таблице 10 в зависимости от материала сваи, кН/м²;

A - площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), м²;

M - коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия равным единице, а при вибропогружении свай - по таблице 11 в зависимости от вида грунта под их нижними концами;

E_d - расчетная энергия удара молота, кДж, принимаемая по таблице 12, или расчетная энергия вибропогружателей - по таблице 13;

S_a - фактический остаточный отказ, равный значению погружения сваи от одного удара молота, а при применении вибропогружателей - от их работы в течение 1 мин, м;

m_1 - масса молота или вибропогружателя, т;

m_2 - масса сваи и наголовника, т;

m_3 - масса подбабка (при вибропогружении свай $m_3 = 0$), т;

m_4 - масса ударной части молота, т;

ε - коэффициент восстановления удара; при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0,2$, а при вибропогружателе $\varepsilon^2 = 0$;

S_{el} - упругий отказ сваи (упругие перемещения грунта и сваи), определяемый с помощью отказомера, м;

θ - коэффициент, 1/кН, определяемый по формуле

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \frac{m_4}{m_4 + m_2} \sqrt{2g(H - h)}, \quad (22)$$

здесь A , m_4 , m_2 - то же, что и в формулах (20) и (21);

n_p , n_f - коэффициенты перехода от динамического (включающего вязкое сопротивление грунта) к статическому сопротивлению грунта, принимаемые соответственно равными: для грунта под нижним концом сваи $n_p = 0,00025$ с·м/кН и для грунта на боковой поверхности сваи $n_f = 0,025$ с·м/кН;

A_f - площадь боковой поверхности сваи, соприкасающейся с грунтом, м²;

g - ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с²;

H - фактическая высота падения ударной части молота, м;

h - высота первого отскока ударной части дизель-молота, принимаемая согласно Примечанию 2 к таблице 12, для других видов молотов $h = 0$.

Частные значения предельного сопротивления при динамических испытаниях железобетонных свай длиной свыше 20 м, а также стальных свай любой длины по измеренным остаточным и упругим отказам при их погружении молотами определяют с помощью компьютерных программ, методы расчета забивки свай в которых основаны на волновой теории удара.

Примечания

1 При забивке свай в грунт, подлежащий удалению при разработке котлована, или в грунт дна водотока значение расчетного отказа определяют исходя из несущей способности свай, вычисленной с учетом неудаленного или подверженного возможному размыву грунта, а в местах вероятного проявления отрицательных сил трения - с их учетом.

2 В случае расхождения более чем в 1,4 раза значений несущей способности свай, определенных по формулам (20) - (22), с несущей способностью, определенной расчетом в соответствии с требованиями подраздела 4.2, дополнительно проверяют несущую способность свай по результатам статического зондирования или статических испытаний свай.

Таблица 10 - Коэффициент η

Случай расчета	Коэффициент η , кН/м ²
Испытание свай забивкой и добивкой (а также в случае определения отказов) при видах свай:	
железобетонных с наголовником	1500
деревянных без подбабка	1000
«	800

Таблица 10 - Коэффициент η (продолжение)

Контроль несущей способности свай по результатам производственной забивки при значении E_d/s_a , кН:	
1000 и менее	2500
2000	1500
4000	950
8000 и более	700

Таблица 11 - Коэффициент M

Грунты под нижним концом свай	Коэффициент M
1. Крупнообломочные с песчаным заполнителем	1,3
2. Пески средней крупности и крупные средней плотности и супеси твердые	1,2
3. Пески мелкие средней плотности	1,1
4. Пески пылеватые средней плотности	1,0
5. Супеси пластичные, суглинки и глины твердые	0,9
6. Суглинки и глины полутвердые	0,8
7. Суглинки и глины тугопластичные	0,7

Примечание - При плотных песках значения коэффициента M в поз. 2 - 4 можно повышать на 60 %.

Таблица 12 - Расчетная энергия удара молота E_d

Вид молота	Расчетная энергия удара молота E_d , кДж
1. Подвесной или одиночного действия	GH
2. Трубчатый дизель-молот	$0,9GH$
3. Штанговый дизель-молот	$0,4GH$
4. Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	$G(H - h)$

Примечания

1 G - вес, кН, и H - высота падения (м) ударной части молота;

2 В поз. 4 h - высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки, определяемая по мерной рейке, м. Для предварительных расчетов допускается принимать: для штанговых молотов $h = 0,6$ м, для трубчатых молотов $h = 0,4$ м.

Таблица 13 - Эквивалентная расчетная энергия удара вибропогружателя

Возмущающая сила вибропогружателя, кН	Эквивалентная расчетная энергия удара вибропогружателя, кДж
100	45,0
200	90,0
300	130,0
400	175,0
500	220,0
600	265,0
700	310,0

4.5.8 Несущую способность F_d , кН, забивной висячей сваи, работающей на сжимающую нагрузку, по результатам испытаний грунтов эталонной сваей, сваей-зондом или статическим зондированием определяют по формуле (18), в которой следует принять $\gamma_c = 1$.

При этом нормативное значение $F_{u,n}$ определяют на основе частных значений предельного сопротивления сваи F_u , кН, в месте испытания грунтов эталонной сваей, сваей-зондом или зондированием.

Коэффициент надежности по грунту γ_g определяют на основе статистической обработки частных значений предельного сопротивления сваи F_u .

4.5.9 Частное значение предельного сопротивления забивной сваи в месте испытания грунтов эталонной сваей F_u , кН, определяют :

а) при испытании грунтов эталонной сваей типа I [2] - по формуле

$$F_u = \gamma_{sp} \left(\frac{u}{u_{sp}} \right) \cdot F_{u,sp}, \quad (23)$$

где γ_{sp} - коэффициент, принимаемый равным 1,25 при заглублении сваи в плотные пески независимо от их крупности или крупнообломочные грунты и равным 1,0 для остальных грунтов;

u, u_{sp} - периметры поперечного сечения сваи и эталонной сваи;

$F_{u,sp}$ - частное значение предельного сопротивления эталонной сваи, кН, определяемое по результатам испытания статической нагрузкой;

б) при испытании грунтов эталонной сваей типа II или III [4] - по формуле

$$F_u = \gamma_{sR} \cdot R_{sp} \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f_{sp} u h, \quad (24)$$

где γ_{sR} - коэффициент условий работы под нижним концом натурной сваи, принимаемый по таблице 14 в зависимости от предельного сопротивления грунта под нижним концом эталонной сваи R_{sp} ;

R_{sp} - предельное сопротивление грунта под нижним концом эталонной сваи, кПа;

A - площадь поперечного сечения натурной сваи, м²;

γ_{cf} - коэффициент условий работы на боковой поверхности натурной сваи, принимаемый по таблице 14 в зависимости от f_{sp} ;

f_{sp} - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности эталонной сваи, кПа;

h - глубина погружения натурной сваи, м;

u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Примечание - При применении эталонной сваи типа II проверяют соответствие суммы предельных сопротивлений грунта под нижним концом и на боковой поверхности эталонной сваи ее предельному сопротивлению. Если разница между ними превышает 20 %, то расчет предельного сопротивления натурной сваи выполняются как для эталонной сваи типа I.

Таблица 14 - Коэффициент γ_{cf} в зависимости от $f_{ps,i}$ для сваи-зонда

R_{sp} , кПа	Коэффициент γ_{cR} в зависимости от R_{sp}		$f_{sp}, f_{ps,i}$, кПа	Коэффициент γ_{cf} в зависимости от f_{sp} для эталонных спай типов II и III		Коэффициент γ_{cf}^B в зависимости от $f_{ps,i}$ для сваи-зонда
	для эталонных свай типа II	для эталонных свай типа III		при песках	при глинистых грунтах	
≤ 2000	1,15	1,40	≤ 20	2,00	1,20	0,90
3000	1,05	1,20	30	1,65	0,95	0,85
4000	1,00	0,90	40	1,40	0,80	0,80
5000	0,90	0,80	50	1,20	0,70	0,75
6000	0,80	0,75	60	1,05	0,65	0,70
7000	0,75	0,70	80	0,80	0,55	-
10000	0,65	0,60	≥ 120	0,50	0,40	-
≥ 13000	0,60	0,55	-	-	-	-

Примечания

1 Для промежуточных значений R_{sp} и f_{sp} значения γ_{cR} и γ_{cf} определяют интерполяцией.

2 В случае если по боковой поверхности сваи залегают пески и глинистые грунты, коэффициент γ_{cf} определяют по формуле

$$\gamma_{cf} = \frac{\gamma'_{cf} \Sigma h'_i + \gamma''_{cf} \Sigma h''_i}{h},$$

где $\Sigma h'_i, \Sigma h''_i$ - суммарная толщина слоев соответственно песков и глинистых грунтов;

$\gamma'_{cf}, \gamma''_{cf}$ - коэффициенты условий работы эталонных свай и сваи-зондов соответственно в песках и глинистых грунтах.

4.5.10 Частное значение предельного сопротивления забивной сваи в месте испытаний сваи-зонда F_u , кН, определяют по формуле

$$F_u = \gamma_{cR} \cdot R_{sp} \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f_{ps,i} \cdot h_i, \quad (25)$$

где γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый равным 0,8;

R - предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи-зонда, кПа;

γ_{cf} - коэффициент условий работы i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи, принимаемый по таблице 14 в зависимости от $f_{ps,i}$;

$f_{ps,i}$ - среднее значение предельного сопротивления i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи-зонда, кПа;

h_i - толщина i -го слоя грунта, м;

A и u - то же, что и в формуле (24).

4.5.11 Частное значение предельного сопротивления забивной сваи в точке зондирования F_u , кН, определяют по формуле

$$F_u = \gamma_{sR} \cdot R_s \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f \cdot u \cdot h, \quad (26)$$

где R_s - предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, определяемое по формуле (27), кПа;

γ_{sR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый равным 0,4;

f - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа, определяемое по формуле (28) или (29);

h - глубина погружения сваи от поверхности грунта, м;

u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, принимаемый равным 0,8.

Предельное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи R_s , кПа, по данным зондирования в рассматриваемой точке определяют по формуле

$$R_s = \beta_1 q_c \quad (27)$$

где β_1 - коэффициент перехода от q_s к R_s , принимаемый по Таблице 15 независимо от типа зонда [6];

q_s - среднее значение сопротивления грунта, кПа, под конусом зонда, полученное из опыта на участке, расположенном в пределах одного диаметра d выше и четырех диаметров ниже отметки острия сваи (где d - диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного сечения сваи, м).

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи f , кПа, по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке определяют :

а) при применении зондов типа I - по формуле

$$f = \beta_2 f_s \quad (28)$$

б) при применении зондов типа II - по формуле

$$f = \sum \beta_i f_{si} h_i / h \quad (29)$$

В формулах (28) и (29) β_2, β_i - коэффициенты, принимаемые по таблице 15;

f_s - среднее значение сопротивления грунта на боковой поверхности зонда, кПа, определяемое как частное от деления измеренного общего сопротивления грунта на боковой поверхности зонда на площадь его боковой поверхности в пределах от поверхности грунта в точке зондирования до уровня расположения нижнего конца сваи в выбранном несущем слое;

f_{si} - среднее сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, определяемое по муфте трения, кПа;

h_i - толщина i -го слоя грунта, м.

Таблица 15 - Значения коэффициента β_1

q_c , кПа	β_1 - коэффициент перехода от q_c к R_s			f_s, f_{si} , кПа	β_2 - коэффициент перехода от f_s к f для зонда типа I	β_i - коэффициент перехода от f_{si} к f для зонда типа II	
	для забивных свай	для винтовых свай при нагрузке				при песках	при глинистых грунтах
		сжимающей	выдергивающей				
≤ 1000	0,90	0,50	0,40	≤ 20	0,80	0,75	1,00
2500	0,80	0,45	0,38	40	0,75	0,60	0,75
5000	0,65	0,32	0,27	60	0,70	0,55	0,60
7500	0,55	0,26	0,22	80	0,65	0,50	0,45
10000	0,45	0,23	0,19	100	0,60	0,50	0,40
15000	0,35	-	-	≥ 120	0,50	0,50	-
≥ 20000	0,30	-	-	-	-	-	-
Примечание - Для винтовых свай в песках, насыщенных водой, значения коэффициента β_1 уменьшаются в два раза.							

Таблица 16 - Значения коэффициента q_s

Показатель	q_s , Мпа					
	1	2,5	5	7,5	10	12
f_i , кПа	20	30	45	60	70	80
β_1	0,35	0,30	0,25	0,20	0,20	0,20

4.5.12 Несущую способность винтовой сваи, работающей на сжимающую и выдергивающую нагрузки, по результатам статического зондирования определяют в соответствии с 4.3.8, а частное значение предельного сопротивления сваи в точке зондирования - по формуле (26), где глубину принимают уменьшенной на значение диаметра лопасти. Предельное сопротивление грунта под (над) лопастью сваи по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке определяют по формуле (27). В этом

случае β_l - коэффициент, принимаемый по таблице 15 в зависимости от среднего значения сопротивления грунта под наконечником зонда в рабочей зоне, принимаемой равной диаметру лопасти. Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности ствола винтовой сваи по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке определяют по формуле (28) или (29).

4.5.13 Несущую способность сваи в точке зондирования F_{du} , кН, определяемую без использования данных о сопротивлении грунта на муфте трения установки статического зондирования, вычисляют по формулам:

а) для забивной сваи

$$F_{du} = \beta_l q_c A + u \sum f_i h_i \quad (30)$$

где β_l коэффициент условий работы грунта (связного и несвязного) под нижним концом сваи, принимаемый по таблице 16;

q_c - сопротивление конуса зонда на уровне подошвы сваи, определяемое на участке одного диаметра выше и четырех диаметров ниже подошвы сваи;

h_i - толщина i -го слоя грунта, м;

f_i - среднее значение сопротивления i -го слоя грунта, кПа, принимаемое по таблице 16 в зависимости от сопротивления зонда q_c (МПа) на середине расчетного участка;

u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

A - площадь подошвы сваи, м²;

б) для буровой сваи, работающей на сжимающую нагрузку

$$F_{du} = RA + u \sum_{\gamma_{cf}} f_i h_i \quad (31)$$

где R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по Таблице 17 в зависимости от среднего сопротивления конуса зонда q_c , кПа, на участке, расположенном в пределах одного диаметра выше и до двух диаметров ниже подошвы сваи;

A - площадь подошвы сваи, м²;

f_i - среднее значение расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, кПа, на расчетном участке h_i сваи, определяемое по данным зондирования в соответствии с таблицей 17;

h_i - толщина i -го слоя грунта, которая принимается не более 2 м;

γ_{cf} - коэффициент, зависящий от технологии изготовления сваи и принимаемый:

а) при сваях, бетонируемых насухо, равным 1;

б) при бетонировании под водой, под глинистым раствором, а также при использовании обсадных инвентарных труб равным 0,7.

4.5.14 Несущую способность F_d , кН, свай по результатам их расчетов по формулам (30) и (31), основанным на данных статического зондирования конусом, определяют как среднее значение из частных значений F_{du} для всех точек зондирования.

4.5.15 Учитывая большие нагрузки, передаваемые на буровые сваи, рекомендуется параллельно с расчетом несущей способности сваи по результатам статического зондирования провести расчет в соответствии с подразделом 4.2. При расхождении в полученных значениях несущей способности свай более 25 % можно провести статические испытания не менее двух свай.

Таблица 17 – Сопротивление конуса зонда q_c , кПа

Сопротивление конуса зонда q_c , кПа	Расчетное сопротивление грунта под нижним концом буровой сваи R , кПа		Среднее значение расчетного сопротивления на боковой поверхности сваи, f_i , кПа	
	Пески	Глинистые грунты	Пески	Глинистые грунты
1000	-	200	-	15
2500	-	580	-	25
5000	900	900	30	35
7500	1100	1200	40	45
10000	1300	1400	50	60
12000	1400	-	60	-
15000	1500	-	70	-
20000	2000	-	70	-
Примечания 1 Значения R и f_i для промежуточных значений q_c определяют интерполяцией. 2 Приведенные в таблице значения R и f_i относятся к буровым сваям диаметром 600 - 1200 мм, погруженным в грунт не менее чем на 5 м. При возможности возникновения на боковой поверхности сваи отрицательного трения значения f_i для оседающих слоев принимают со знаком «минус». 3 При принятых в таблице значениях R и f_i осадка сваи при расчетной нагрузке F_d не превышает $0,03d$.				

4.5.16 При наличии на площадке данных испытаний статической нагрузкой на вдавливание 3 - 5 забивных свай в одинаковых грунтовых условиях, а также результатов статического зондирования (шесть и более испытаний), и если результаты расчетов отличаются между собой не более чем на 25%, несущую способность определяют по формуле

$$F_d = \sum F_u / n \gamma_{gs} \quad (32)$$

где $\sum F_u / n$ - среднее значение предельного сопротивления сваи;

γ_{gs} - коэффициент надежности по грунту, определяемый по результатам зондирования по формуле:

$$\gamma_{gs} = 1 + V_s \quad (33)$$

где V_s - коэффициент вариации частных значений предельного сопротивления свай, рассчитанных по данным зондирования, определяемый по [5].

4.6 Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям

4.6.1 Осадка фундамента из висячих свай может быть определена как осадка условного фундамента на естественном основании в соответствии с 4.4.2 и 4.4.3.

При однородных или улучшающихся по физико-механическим характеристикам с глубиной грунта основания расчет осадки свайного фундамента рекомендуется выполнять по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте (4.4.4 - 4.4.9).

Осадку ленточных свайных фундаментов допускается определять в соответствии с приложением В.

Полученные по расчету значения осадки свайного фундамента не превышают предельных значений по условию (4).

Свайные фундаменты из свай, работающих как свай-стойки, висячие одиночные сваи, воспринимающие вне кустов выдергивающие нагрузки, а также свайные кусты, работающие на действие выдергивающих нагрузок, рассчитывать по деформациям не требуется.

4.6.2 Расчет осадки фундамента из висячих свай, производимый как для условного фундамента на естественном основании, выполняют в соответствии с требованиями нормативных документов.

Границы условного фундамента (см. рисунок 1) определяют следующим образом:

- снизу - плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай;
- с боков - вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $htg(\varphi_{II,mt}/4)$ (рисунок 1), но не более $2d$ в случаях, когда под нижними концами свай залегают глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$ (d - диаметр или сторона поперечного сечения свай), а при наличии наклонных свай - проходящими через нижние концы этих свай;

- сверху - поверхностью планировки грунта ВГ;

здесь $\varphi_{II,mt}$ - осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле:

$$\varphi_{II,i} = \frac{\sum_0^h \phi_{II,i} h_i}{\sum h_i}, \quad (34)$$

где $\varphi_{II,i}$ - расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной h_i , град.;

h - глубина погружения свай в грунт, м.

Расчет осадки условного фундамента производят на дополнительное вертикальное давление, передаваемое на основание подошвой условного фундамента, т.е. за вычетом вертикального напряжения от собственного веса грунта на уровне этой подошвы, при этом в собственный вес условного фундамента включают вес свай, ростверка и грунта в объеме условного фундамента.

4.6.3 Если при строительстве предусматривают планировку территории подсыпкой (намывом) высотой более 2 м и другую постоянную (долговременную) загрузку территории, эквивалентную подсыпке, а в пределах глубины погружения свай залегают слои торфа или ила толщиной более 30 см, то значение осадки свайного фундамента из висячих свай определяют с учетом уменьшения габаритов условного фундамента, который в этом случае как при вертикальных, так и при наклонных сваях принимают ограниченным с боков вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $htg(\varphi_{II,mi}/4)$, где h_{mi} - расстояние от нижнего конца сваи до подошвы слоя торфа или ила толщиной более 30 см.

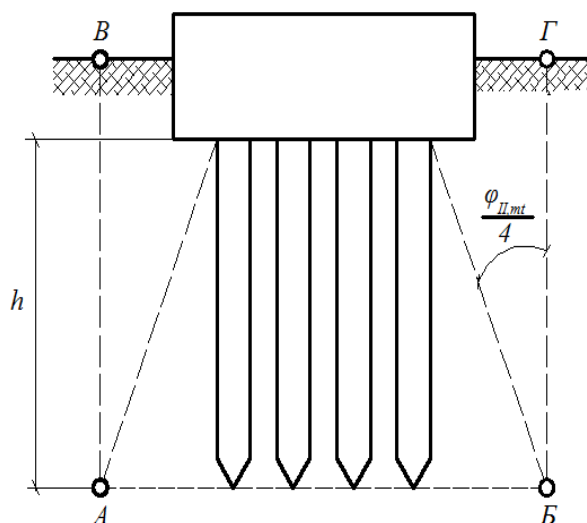


Рисунок 1 - Определение границ условного фундамента при расчете осадки свайных фундаментов

4.6.4 Для расчета осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте определяют осадку одиночной сваи.

Осадку s , м, одиночной висячей сваи определяют по формуле

$$S = PI_s / (Esl d) \quad (35)$$

где P - нагрузка на сваю, кН;

I_s - коэффициент влияния осадки, зависящий:

для жесткой сваи - от отношения l/d , для сжимаемой сваи - от отношения l/d и от относительной жесткости сваи $\lambda = E_p / E_{SL}$, где E_p - модуль упругости материала сваи, кПа;

E_{SL} - модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи, кПа;

d - диаметр или сторона квадратной сваи, м;

l - длина сваи, м.

4.6.5 Коэффициент влияния осадки I_s в формуле (35) для жесткой сваи определяют по формуле

$$I_s = 2,6/l/d + 4 \quad (36)$$

Значения коэффициента I_s для сжимаемой сваи приведены в Таблице 18.

Таблица 18 - Значения коэффициента I_s для сжимаемой сваи

l/d	Значения I_s при λ , равном		
	100	1000	10000
10	0,19	0,16	0,15
25	0,18	0,10	0,08
50	0,17	0,06	0,05

4.6.6 При определении модуля деформации грунта E_{SL} учитывают, что наиболее достоверное его значение может быть получено по результатам полевых испытаний свай (при наличии на объекте более 100 свай).

При использовании результатов статического зондирования рекомендуется принимать следующие минимальные значения E_{SL} в зависимости от сопротивления зондированию q_c :

- в песках $E_{SL} = 6q_c$;
- в глинистых грунтах $E_{SL} = 10q_c$.

4.6.7 Осадку группы свай s_G , м, при расстоянии между сваями до $7d$ с учетом взаимного влияния свай в кусте определяют на основе численного решения, учитывающего увеличение осадки сваи в кусте против осадки одиночной сваи при той же нагрузке, гибкость l/d и жесткость λ свай, по формуле

$$S_G = S_1 R_s, \quad (37)$$

где S_1 - осадка одиночной сваи при принятой на нее нагрузке, определяемая по формуле (35);

R_s - коэффициент увеличения осадки (4.4.8).

4.6.8 При использовании осадки одиночной сваи для проектирования свайных кустов и полей учитывают, что осадка группы свай в результате их взаимодействия в свайном фундаменте увеличивается, что учитывают коэффициентом увеличения осадки R_s (таблица 19).

Общее число свай n определяют с учетом удовлетворения двух условий: осадка группы свай S_G принимается в пределах допустимой, а нагрузка на одиночную сваю P_1 соответствует нагрузке, определяемой по формуле (35) при осадке, равной $S_1 = S_G / R_s$.

4.6.9 Таблица 19 составлена для свай, объединенных жестким ростверком, расположенным над поверхностью грунта или на слое относительно слабых поверхностных грунтов, когда ростверк практически не влияет на осадку группы свай.

При низком ростверке со сваями под отдельные колонны (кусты свай), не связанные общей плитой, значения R_s в таблице 19 могут быть уменьшены за счет работы ростверка, расположенного на грунте, в зависимости от отношения расстояния a между осями свай к их диаметру d :

при $a/d = 3$ - на 10 %;

при $a/d = 5$ - 10 - на 15 %.

Проверку расчетного сопротивления грунта основания подошвы свайного ростверка производят в соответствии с требованиями нормативных документов.

Таблица 19 - Значения коэффициента R_s

Число свай n	Значения коэффициента R_s											
	$l/d = 10; \lambda = 100$				$l/d = 25; \lambda = 1000$				$l/d = 50; \lambda = 10000$			
	a/d				a/d				a/d			
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,40	1,30	1,20	1,10	2,45	2,00	1,80	1,70	2,75	2,25	2,00	1,80
9	2,25	2,00	1,90	1,80	3,90	3,25	2,90	2,65	4,35	3,55	3,15	2,85
16	2,85	2,50	2,35	2,25	4,90	4,10	3,65	3,30	5,50	4,50	4,00	3,60
25	3,30	3,00	2,75	2,60	5,60	4,75	4,25	3,90	6,50	5,25	4,70	4,25
36	3,70	3,30	3,10	2,90	6,40	5,35	4,80	4,30	7,20	5,85	5,25	4,70
49	4,00	3,55	3,30	3,15	6,90	5,75	5,10	4,70	7,75	6,35	5,60	5,10
100	4,70	4,20	4,00	3,70	8,20	6,80	6,10	5,50	9,20	7,50	6,70	6,00
196	5,40	4,80	4,50	4,25	9,35	7,75	7,00	6,35	10,50	8,60	7,65	6,90
400	6,15	5,50	5,10	4,85	10,60	8,85	7,90	7,20	12,00	9,80	8,70	7,80
1000	7,05	6,30	6,00	5,55	12,30	10,00	9,15	8,25	13,80	11,25	10,05	9,00

Примечания

1 В каждом столбце при других значениях n коэффициент R_s определяют по формуле $R_s(n) = 0,5R_s(100)\lg n$.

2 Таблица составлена для свайных кустов квадратной формы. Для кустов прямоугольной формы число свай n принимают равным квадрату числа свай по короткой стороне фундамента.

4.6.10 Для уменьшения общей и неравномерной осадки сооружений с большой нагрузкой на фундамент следует при проектировании рассмотреть вариант устройства комбинированного свайно-плитного (КСП) фундамента.

В практике наибольшее применение нашли буронабивные сваи диаметром 0,8 - 1,2 м, возможно также применение забивных свай квадратного сечения.

Длину свай принимают от $0,5B$ до B (B - ширина фундамента), расстояние между осями свай $a = (5 - 7)d$ и более.

Метод расчета осадки таких фундаментов основан на совместном рассмотрении жесткости свай и плиты. В этом расчете, когда в работу включается плита, приблизительно принимают на сваи 85 % общей нагрузки на фундамент, на плиту - 15 %.

4.6.11 Расчет осадки КСП фундамента производят на основе определения частных значений жесткости всех свай и ростверка, коэффициента их взаимодействия и коэффициента жесткости всего фундамента:

а) жесткость всех свай K_p определяют по формуле

$$K_p = K_{1n} / R_s, \quad (38)$$

где K_1 - жесткость одной сваи, определяемая как отношение нагрузки на сваю к ее осадке

$K_1 = P_1 / S_1$ (см. формулу (35);

n - общее число свай в фундаменте;

R_s - см. Таблицу 19;

б) жесткость плиты K_c определяют по формуле

$$K_c = \frac{E_s \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) m_0} \quad (39)$$

где E_s - средний модуль деформации грунта на глубине до B , м (B - ширина плиты), кПа;

A - площадь плиты ($A = BL$, где L - длина плиты, м), м²;

ν - коэффициент Пуассона грунта;

m_0 - коэффициент площади, зависящий от отношения L/B :

L/B	1	2	3	5	10
m_0	0,88	0,86	0,83	0,77	0,67

в) общую жесткость КСП фундамента K_f вычисляют по формуле

$$K_f = K_p + K_c \quad (40)$$

4.6.12 Осадку КСП фундамента вычисляют по формуле

$$sf = \sum P / K_f \quad (41)$$

При этом часть нагрузки, воспринимаемой сваями, составит

$$P_p = (K_p / K_f) \sum P, \quad (42)$$

а часть нагрузки, воспринимаемой плитой, составит

$$P_c = K_c / K_f \sum P, \quad (43)$$

4.6.13 Определение расчетных показателей КСП фундамента производят методом последовательных приближений:

а) имея площадь ростверка здания A и задавшись расстоянием между сваями a порядка $(5 - 7)d$, находим число свай в фундаменте

$$n = A / a^2 ; \quad (44)$$

б) при максимально допустимой осадке свайного фундамента расчетная осадка одиночной сваи равна

$$S_1 = s\varphi / R'_s , \quad (45)$$

где в первом приближении принимают значение R'_s по таблице 19, имея значения n и a при $l/d = 25$ и $\lambda = 1000$;

в) определяют расчетную нагрузку на сваю P_1 по формуле

$$P_1 = E_{SL} ds_1 / I'_s , \quad (46)$$

где значение I'_s принимают по таблице 18, которое в первом приближении при принятом значении R'_s равно $I'_s = 0,10$;

г) определяют расчетную нагрузку на одиночную сваю свайного фундамента $P_1^{\text{наг}}$, приходящуюся от внешней расчетной нагрузки на фундамент (ΣP). При этом принимается, что сваи воспринимают 85 % ΣP

$$P_1^{\text{наг}} = 0,85 \sum P / nR'_s \quad (47)$$

Полученное расхождение между значениями P_1 и $P_1^{\text{наг}}$ указывает направление уточнения расчета глазным образом за счет изменения значения n с включением в расчет фактических значений l/d и λ .

Выполненные расчеты осадки КСП фундаментов рекомендуется дополнительно проверить на осадку как условного фундамента.

4.6.14 При расчете КСП фундамента жесткого ростверка учитывают, что в результате перераспределения нагрузок нагрузка на крайние ряды свай, особенно на угловые, значительно выше средней нагрузки на сваю в фундаменте, что вызывает значительные изгибающие моменты на краях и в углах ростверка.

Для зданий и сооружений II и III уровней ответственности допускается принимать нагрузки на сваи в ростверке в зависимости от средней нагрузки на сваю в фундаменте $P_{\text{ср}}$: в крайних рядах - $P_k = 2P_{\text{ср}}$, в том числе на угловых сваях - $P_y = 3P_{\text{ср}}$.

4.7 Расчет кренов свайных фундаментов

4.7.1 Крен прямоугольного свайного фундамента i определяют по формулам:

а) для прямоугольного фундамента

$$i = 8_{i_0} (1 - \nu^2)^{\frac{M}{\gamma_f E L^2 b}} \quad (48)$$

где i_0 - безразмерный коэффициент, устанавливаемый по таблице 20 в зависимости от $2h/L$ (h - глубина заложения свай, м) и от отношения L/b ;

ν - коэффициент Пуассона;

M - момент, действующий на фундамент, кН·м;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

E - модуль деформации грунта в основании свай, кПа;

L и b - длина и ширина фундамента, м;

Таблица 20 - Значения i_0 при L/b , равном

Значения $2h/L$	Значения i_0 при L/b , равном		
	0,5	2,4	5
0,5	0,37	0,36	0,28
1	0,32	0,30	0,25
3	0,30	0,22	0,18

б) для круглого фундамента

$$i = i_0 (1 - \nu^2)^{\frac{M}{\gamma_f E r^3}} \quad (49)$$

где i_0 определяют по таблице 21 в зависимости от отношения h/r (r - радиус фундамента, м).

Таблица 21 - Значения i_0 при h/r , равном

h/r	0,5	1,0	2,0	5,0
i_0	0,36	0,26	0,23	0,23

4.8 Расчет горизонтальных перемещений свай

4.8.1 Расчет свай по деформациям на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента выполняют в соответствии с приложением А.

Расчет производят отдельно для связных и несвязных грунтов по несущей способности и по деформациям.

4.8.2 Расчет обеспечивается выполнение условий (50) и (51):

$$F_h \leq H_k \quad (50)$$

$$\Delta_r \leq S_{np} \quad (51)$$

где F_h - расчетная горизонтальная нагрузка на куст свай, кН;

H_k - расчетное сопротивление куста свай, определяемое по формуле (55), кН;

Δ_r - расчетное горизонтальное перемещение сваи в уровне подошвы ростверка, м;

S_{np} - предельно допустимое значение горизонтального перемещения сваи, устанавливаемое в техническом задании, м.

4.8.3 При расчете свай в связных грунтах определяют:

1) Несущую способность свай на горизонтальную нагрузку H , кН, в зависимости от прочности ствола сваи на изгиб по формуле

$$H = c_u d^2 \beta_c \quad (52)$$

где c_u - расчетное среднее значение недренированного сопротивления грунта сдвигу, для участка от поверхности грунта до глубины $10d$, кПа;

d - диаметр или ширина ствола сваи, м;

β_c - безразмерный коэффициент прочности ствола сваи, определяемый по Таблице 22 в зависимости от безразмерного показателя m_c и вида заделки головы сваи

$$m_c = M_p / c_u d^3 \quad (53)$$

где M_p - расчетный изгибающий момент ствола сваи, кН·м, определяемый в зависимости от размера и армирования сваи; для стандартных железобетонных забивных свай, с учетом вертикальной нагрузки на сваю при ее наличии.

Таблица 22 - Коэффициент β_c

Свая	Коэффициент β_c при m_c , равном						
	2	4	10	20	40	100	200
С заделанной головой	5,1	7,9	12,7	20,7	32,4	51,3	77,1
Со свободной головой	4,1	5,9	8,9	13,9	21,2	34,7	55,6

2) Перемещение головы сваи u_k , м, - по формуле

$$u_k = \frac{I_{uf}}{E_s d} H \quad (54)$$

где H - то же, что и в формуле (52);

I_{uf} - коэффициент перемещения головы сваи, зависящий от отношения E_p / E_s и определяемый по Таблице 23.

Таблица 23 - Коэффициент перемещения головы сваи

E_p/E_s	100	1000	10000
I_{uf}	0,35	0,23	0,14
I_{up}	0,50	0,35	0,24

Здесь E_p/E_s - соответственно модули упругости сваи и деформации грунта, кПа; E_s принимают равным среднему значению от поверхности до глубины $10d$.

3) Расчетное сопротивление куста свай при жесткой заделке сваи в ростверк - по формуле

$$H_k = H_n K_{BB} \quad (55)$$

где H - то же, что и в формуле (52);

n - число свай;

K_{BB} - безразмерный коэффициент взаимодействия свай, приведенный в Таблице 24.

Таблица 24 - Значение коэффициента K_{BB}

Число свай n	Значение коэффициента K_{BB} при расстоянии между сваями a , равном			
	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
4	0,68	0,71	0,80	0,86
9	0,59	0,62	0,71	0,78
16	0,47	0,57	0,65	0,74
20	0,45	0,55	0,64	0,73

4.8.4 При расчете свай в несвязных грунтах определяют:

1) Несущую способность сваи на горизонтальную нагрузку в зависимости от прочности ствола сваи на изгиб по формуле

$$H = k_p^2 \gamma_I d^3 \beta_n \quad (56)$$

где k_p - коэффициент пассивного бокового давления грунта, равный $k = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi)$;

γ_I - расчетное значение удельного веса грунта (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

β_n - безразмерный коэффициент, определяемый по таблице 25 в зависимости от безразмерного показателя m_n , вычисляемого по формуле

$$m_n = \frac{M_p}{k_p^2 \gamma_I d^4} \quad (57)$$

M_p - то же, что и в формуле (53).

Таблица 25 - Коэффициент β_n

Свая	Коэффициент β_n при m_n , равном							
	2	4	10	20	40	100	200	400
С заделанной головой	3,3	4,2	6,5	9,1	13,5	23,6	36,5	56,9
Со свободной головой	1,6	2,5	4,8	7,4	11,8	21,9	34,8	55,2

2) Перемещение головы заделанной сваи - по формуле (54).

3) Расчетное сопротивление куста свай H_k , кН, - по формуле (55) с использованием Таблицы 24.

4.8.5 Горизонтальное перемещение Δ_r , м, группы заделанных свай в уровне подошвы ростверка в связных и несвязных грунтах определяют по формуле

$$\Delta_z = R_F \cdot H_{av} \cdot \rho_{h1}, \quad (58)$$

где R_F - коэффициент перемещения свай с заделанными головами, определяемый по формуле (59);

H_{av} - средняя нагрузка на сваю в группе, кН;

ρ_{h1} - горизонтальное перемещение одиночной сваи со свободной головой, м/кН, при единичной нагрузке ($H = 1$), определяемое по формуле (60);

$$R_F = \frac{1}{K_{BB}}, \quad (59)$$

где K_{BB} - то же, что и в формуле (55);

$$\rho_{h1} = \frac{I_{up}}{E_s d}, \quad (60)$$

где I_{up} - коэффициент перемещения головы свободной сваи, зависящий от E_p/E_s и определяемый по таблице 23.

Пользуясь формулой (60), определяют такое среднее расчетное сопротивление сваи в кусте H_{av} , при котором обеспечивается выполнение требований по перемещениям (51) и (54), а также обеспечивается необходимый запас по несущей способности сваи $H_{av} < H$: в связных грунтах - по формуле (52), в несвязных грунтах - по формуле (56).

4.8.6 Недренированное сопротивление глинистого грунта сдвигу c_u , кПа, определяют по лабораторным испытаниям [7] или в зависимости от расчетных значений характеристик дренированного сдвига φ_1 и c_1 по формуле

$$c_u = \frac{c_1 \operatorname{ctg} \varphi_1}{\operatorname{ctg} \varphi_1 + \varphi_1 - \frac{\pi}{2}} k_c, \quad (61)$$

где k_c - поправочный коэффициент, определяемый в зависимости от c_1 по Таблице 26.

Таблица 26 - k_c - поправочный коэффициент

c_1 , кПа	20	25	30	35	40
k_c	1,2	1,4	1,9	2,2	2,5

При наличии данных статического зондирования возможно также определение недренированного сопротивления сдвигу c_u в зависимости от сопротивления конусу q_c по формуле

$$c_u = \frac{q_c}{20}. \quad (62)$$

При этом значение q_c , кПа, принимают средним для рассматриваемого расчетного участка сваи: при расчете на горизонтальную нагрузку - от поверхности до глубины $10d$, при определении сопротивления под нижним концом сваи - на участке $1d$ выше и $4d$ ниже подошвы сваи.

В практических расчетах рекомендуется принимать меньшее значение c_u из определенных по формулам (61) и (62).

5 КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

5.1 Сваи проверяют на разрушение их конструкции.

5.2 Конструкции свай проектируют с учетом всех возможных условий эксплуатации, а именно:

- возможная коррозия;
- сложность инженерно-геологических условий: валуны, круто падающие поверхности скальных массивов и т. д.;
- другие факторы, влияющие на забивку свай, включая качество стыков;
- для сборных свай — условия транспортировки к месту устройства и само их устройство.

5.3 При проектировании конструкций учитывают допуски для принятых типов свай, воздействия и поведение фундамента.

5.4 Гибкие сваи, проходящие через воду или толстые слои очень слабых грунтов, проверяются на изгиб.

5.5 Обычно проверка на изгиб не требуется, если сваи располагаются в грунтах, имеющих предел прочности на неконсолидированный сдвиг c_u , превышающий 10 кПа.

5.6 Свайные фундаменты в зависимости от действующих нагрузок проектируют в виде:

- а) одиночных свай - под отдельно стоящие опоры;
- б) свайных лент - под стены зданий и сооружений при передаче на фундамент распределенных по длине нагрузок с расположением свай в один, два ряда и более;
- в) свайных кустов - под колонны с расположением свай в плане на участке квадратной, прямоугольной, трапециoidalной и другой формы;
- г) сплошного свайного поля - под тяжелые сооружения со сваями, равномерно расположенными под всем сооружением и объединенными сплошным ростверком, подошва которого опирается на грунт.

5.7 В зависимости от конструкции здания применяют ленточные ростверки, ростверки стаканного типа и плитные ростверки.

5.8 Ленточные ростверки применяют, как правило, для зданий с несущими стенами. Ширина ростверка зависит от числа свай в поперечном сечении и от ширины несущей стены.

5.9 Значение свеса ростверка от грани свай принимается равным диаметру свай от осей крайних свай. Высоту ростверка определяют расчетом. Ростверк рассчитывают как железобетонную многопролетную балку. Армирование ростверка производится пространственными арматурными каркасами, как правило, из арматуры класса А-III (А400). Для ростверка применяют, как правило, бетон класса по прочности В15, В20. Ростверк укладывают по бетонной подготовке класса В7.5.

5.10 Ростверки стаканного типа, состоящие из плитной части и подколенника - стаканной части, применяют в зданиях со сборным железобетонным каркасом.

Размеры ростверка в плане принимаются кратными 30 см, а по высоте - 15 см. Конструктивную высоту ростверка назначают на 40 см больше глубины стакана. Ростверк рассчитывают на изгиб (плитная часть, стаканная часть) и на продавливание (продавливание колонны и угловой сваи). Армирование ростверка производят плоскими сетками (плитная часть) и пространственными каркасами (стенки стакана), как правило, из арматуры класса А-III (А400). Для ростверка применяют, как правило, бетон класса по прочности В15, В20. Ростверк укладывают на бетонную подготовку класса В7.5.

5.11 Плитные ростверки применяют для зданий с каркасом из монолитного железобетона или с металлическим каркасом. При этом высоту ростверка определяют с учетом необходимой заделки арматурных выпусков или анкерных болтов.

Для тяжелых каркасных зданий и сооружений применяют, как правило, большеразмерные плитные ростверки (при размерах в плане 10 × 10 м и более). При этом высоту плитного ростверка определяют из расчета возможности восприятия поперечных сил без установки поперечной (вертикальной) арматуры.

Плитные ростверки проектируют с использованием программ для ЭВМ.

Плитные ростверки армируют верхними и нижними сетками из арматуры класса А-III (А400), которые укладывают на поддерживающие каркасы. Большеразмерные плитные

ростверки изготавливают из бетона класса по прочности В25, укладываемого на бетонную подготовку класса В7.5.

5.12 При разработке проекта свайных фундаментов учитывают следующие данные: конструктивную схему проектируемого здания или сооружения; размеры несущих конструкций и материал, из которого они проектируются; наличие и габариты приближения заглубленных помещений к строительным осям здания или сооружения и их фундаментам; нагрузки на фундамент от строительных конструкций; размещение технологического оборудования и нагрузки, передаваемые от него на строительные конструкции и полы, а также требования к предельным осадкам и кренам строительных конструкций и фундаментов под оборудование.

5.13 Число свай в фундаменте и их размеры назначают из условия максимального использования прочности материала свай и грунтов основания при расчетной нагрузке, допускаемой на сваю, с учетом допустимых перегрузок крайних свай в фундаменте в соответствии с требованиями 5.1.11.

Выбор конструкции и размеров свай осуществляется с учетом значений и направления действия нагрузок на фундаменты (в том числе технологических нагрузок), а также технологии строительства здания и сооружения.

При размещении свай в плане стремятся к минимальному числу их в свайных кустах (группах) или к максимально возможному шагу свай в лентах, добиваясь наибольшего использования принятой в проекте несущей способности свай. Не следует допускать недоиспользование несущей способности свай более 15 %, перегрузку свай от постоянных и длительных нагрузок более чем на 5 %, а от кратковременных нагрузок - на 20 %.

5.14 Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимся, так и жестким.

Свободное опирание ростверка на сваи учитываются в расчетах условно как шарнирное сопряжение и при монолитных ростверках выполняются путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 5 - 10 см.

Жесткое сопряжение свайного ростверка со сваями предусматривают в случае, когда:

а) стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.);

б) в месте сопряжения сжимающая нагрузка, передаваемая на сваю, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения;

в) на сваю действуют горизонтальные нагрузки, значения перемещений от которых при свободном опирании оказываются более предельных для проектируемого здания или сооружения;

г) в фундаменте имеются наклонные или составные вертикальные сваи;

д) сваи работают на выдергивающие нагрузки.

5.15 Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком предусматривают с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкерной арматуры, или с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкерной в соответствии с требованиями нормативных документов. В последнем случае в голове предварительно напряженных свай

предусматривается ненапрягаемый арматурный каркас, используемый в дальнейшем в качестве анкерной арматуры.

Допускается также жесткое сопряжение с помощью сварки закладных стальных элементов при условии обеспечения требуемой прочности.

Примечания

1 Анкеровка ростверка и свай, работающих на выдергивающие нагрузки, предусматривается с заделкой арматуры свай в ростверк на глубину, определяемую расчетом на выдергивание.

2 При усилении оснований существующих фундаментов с помощью буроинъекционных свай длина заделки свай в фундамент принимается по расчету или назначаться конструктивно равной пяти диаметрам свай; при невозможности выполнения этого условия предусматривают создание уширения ствола свай в месте ее примыкания к ростверку.

5.16 Жесткое соединение свай со сборным ростверком обеспечиваются колоколообразными оголовками. При сборном ростверке допускается также замоноличивание свай в специально предусмотренные в ростверке отверстия.

Примечание - При небольших вдавливающих нагрузках (до 400 кН) допускается свободное опирание ростверка на выровненную цементным раствором поверхность головы свай.

5.17 Сваи в кусте внецентренно нагруженного фундамента размещают таким образом, чтобы равнодействующая постоянных нагрузок, действующих на фундамент, проходила возможно ближе к центру тяжести плана свай.

5.18 Для восприятия вертикальных нагрузок и моментов, а также горизонтальных нагрузок (в зависимости от их значения и направления) допускается предусматривать вертикальные, наклонные и козловые сваи.

Наклон свай не превышает значений, указанных в таблице 27.

5.19 Расстояние между осями забивных и вдавливаемых висячих свай принимается не менее $3d$ (где d - диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола свай), а свай-стоек - не менее $1,5d$.

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных и бурозавинчиваемых свай и свай-оболочек, а также скважинами свай-столбов принимается не менее 1,0 м, а расстояние между буроинъекционными сваями в осях - не менее трех диаметров их поперечного сечения; расстояние в свету между уширениями при устройстве их в твердых и полутвердых глинистых грунтах - 0,5 м, в других дисперсных грунтах - 1,0 м.

Расстояние между наклонными или между наклонными и вертикальными сваями в уровне подошвы ростверка принимают исходя из конструктивных особенностей фундаментов и обеспечения их надежности заглубления в грунт, армирования и бетонирования ростверка.

Таблица 27– Значений наклон свай

Сваи	Диаметр, м	Наклон
Забивные	< 1,0	1:1
Буровые и сваи-оболочки	1,0 - 1,2	4:1
	1,6	5:1
	2,0	6:1
	3,0	7:1

5.20 При применении бурозавинчиваемых свай расстояние от осей свай до наружных граней строительных конструкций близко расположенных зданий и сооружений принимается не менее $0,5d + 20$ см (где d - диаметр свай).

5.21 Выбор длины свай производят в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка с учетом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов. Нижний конец свай, как правило, заглубляют в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ - не менее 0,5 м, а в прочие дисперсные грунты - не менее 1,0 м.

5.22 Глубину заложения подошвы свайного ростверка назначают в зависимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья) и проекта планировки территории (срезкой или подсыпкой), а также высоты ростверка, определяемой расчетом.

Для фундаментов мостов подошву ростверка располагают выше или ниже поверхности акватории, ее дна или поверхности грунта при условии обеспечения расчетной несущей способности и долговечности фундаментов исходя из местных климатических условий, особенностей конструкции фундаментов, обеспечения требований судоходства и лесосплава, надежности подлежащих осуществлению мер по эффективной защите свай от неблагоприятного воздействия знакопеременных температур среды, ледохода, истирающего воздействия перемещающихся донных отложений и других факторов.

При строительстве на пучинистых грунтах предусматривают меры, предотвращающие или уменьшающие влияние сил морозного пучения грунта на свайный ростверк.

5.23 В районах со средней температурой воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40 °С для фундаментов мостов в зоне воздействия знакопеременных температур применяют сваи и сваи-столбы сплошного сечения с защитным слоем бетона (до поверхности рабочей арматуры) не менее 5 см. В районах с температурой воздуха выше минус 40 °С допускается вне акватории использовать сваи сплошного сечения, полые сваи и сваи-оболочки с защитным слоем бетона не менее 3 см при условии осуществления мер по предотвращению образования в них трещин. В зоне переменного уровня постоянных водотоков, как правило, применять буронабивные сваи и заполненные бетоном сваи-оболочки.

Для буронабивных свай фундаментов мостов защитный слой бетона принимается не менее 10 см.

В зоне воздействия положительных температур (не менее чем на 0,5 м ниже уровня сезонного промерзания грунта или подошвы ледяного покрова) можно применять сваи любых видов без ограничений по условию морозостойкости бетона.

5.24 При разработке проекта свайных фундаментов учитывают возможность подъема (выпора) поверхности грунта при забивке свай, который, как правило, может происходить в случаях, когда:

- а) площадка строительства сложена глинистыми грунтами мягкопластичной и текучепластичной консистенций или водонасыщенными пылеватыми и мелкими песками;
- б) погружение свай производится со дна котлована;
- в) конструкция свайного фундамента принята в виде свайного поля или свайных кустов при расстоянии между их крайними сваями менее 9 м.

Среднее значение подъема поверхности грунта h , м, определяют по формуле

$$h = \frac{kV_p}{A_e}, \quad (63)$$

где k - коэффициент, принимаемый равным 0,6 при степени влажности грунта более 0,9;

V_p - объем всех свай, погружаемых в грунт, м³;

A_e - площадь погружения свай или площадь дна котлована, м².

5.25 Армирование буронабивных, буросекущихся и буроинъекционных свай выполняют объемными каркасами, для создания жесткости которых их продольные арматурные стержни соединяются не только хомутами, но и трубчатыми кольцами, установленными на сварке по длине каркаса на расстоянии не реже чем через пять его диаметров. В целях обеспечения защитного слоя бетона между грунтом и арматурными стержнями каркаса последний оснащаются фиксаторами, а также крестообразными анкерами, установленными в нижнем конце каркаса для исключения возможности его подъема при извлечении обсадных труб.

5.26 Армирование буросекущихся свай рекомендуется, как правило, выполнять через одну сваю, оставляя рассекаемые сваи бетонными, не имеющими арматуры.

При использовании в качестве ограждения котлована буросекущихся свай конструкция ограждения включает верхние направляющие стенки, которые армируются, иметь толщину 300 мм и высоту, в зависимости от диаметра сваи, от 500 до 750 мм и погружаться в достаточно прочный грунт.

5.27 Буроинъекционные сваи диаметром 150 - 160 мм в случае их использования для усиления оснований существующих зданий при нагрузках до 200 кН допускается армировать одиночными стержнями при условии передачи на них всего продольного усилия, возникающего от действующей на сваю нагрузки. При этом сопротивление бетона, используемого в данном случае лишь для целей антикоррозийной защиты арматуры и повышения сопротивления сваи продольному изгибу, не учитывают.

5.28 Армирование одиночными стержнями буроинъекционных свай, прорезающих грунты с модулем деформации менее 5 МПа, а также при наличии в стволе сваи изгибающего момента не предусматривается.

5.29 Нижние концы свай-стоек всех типов, за исключением забивных, вдавливаемых и завинчиваемых, заделываются в скальный неветрелый грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м и одновременно не менее чем на 30 диаметров их арматуры.

5.30 При проектировании КСП фундаментов необходимую несущую способность свай рекомендуется обеспечивать за счет увеличения длины свай, а не их поперечного сечения.

5.31 При конструктивном расчете плиты ростверка КСП фундамента учитывают, что при жестком ростверке, обеспечивающем одинаковую осадку всех свай, происходит перераспределение нагрузки на сваи, в результате которого нагрузка на крайние ряды свай, особенно угловые сваи, будет выше средних, что вызывает значительные изгибающие моменты на краях и в углах ростверка.

5.32 Глубина заложения подошвы ростверка КСП фундамента назначаются в зависимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья или подземных этажей), грунтовых условий и проекта планировки территории, а также высоты ростверка, определяемой расчетом.

5.33 Принимают во внимание, что осадка КСП фундамента при вертикальных сваях не зависит от системы связи свай с ростверками - жесткой или шарнирной, которая принимается в проекте по конструктивным соображениям. Возможно комбинированное сопряжение свай с плитным ростверком: в центральной части - без выпусков арматуры, по периметру - с выпусками.

6 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

6.1 При инженерно-геологических изысканиях на строительных площадках, сложенных просадочными грунтами, определяют тип грунтовых условий по просадочности с указанием частных и максимальных возможных значений просадки грунтов от собственного веса (при подсыпках - с учетом веса подсыпки).

Наряду с бурением скважин предусматривают проходку шурфов с отбором монолитов грунта. Расстояние между выработками принимается не более 50 м, число выработок для отдельного здания или сооружения - не менее четырех.

При изучении на застраиваемой территории гидрогеологического режима подземных вод и прогнозировании его изменения при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений также прогнозируют возможность замачивания грунтов в результате действия различных факторов.

Физико-механические, в том числе прочностные и деформационные характеристики просадочных грунтов, определяются для состояния природной влажности и при полном водонасыщении.

6.2 При проектировании свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности с возможной просадкой грунтов от собственного веса свыше 30 см, как правило, предусматривать мероприятия по переводу грунтовых условий II типа в I тип путем срезки грунта или уплотнения предварительным замачиванием, замачиванием со взрывом, грунтовыми сваями и другими методами. Указанные способы обеспечивают устранение просадки грунтовой толщи от ее собственного веса в пределах площади, занимаемой зданием или сооружением, и на расстоянии, равном половине просадочной толщи вокруг него.

6.3 Свайные фундаменты на территориях с просадочными грунтами при возможности замачивания грунтов применяют в случаях, когда возможна прорезка сваями всех слоев просадочных грунтов, прочностные и деформационные характеристики которых снижаются при замачивании.

Нижние концы свай заглубляются, как правило, в скальные грунты, пески плотные и средней плотности, глинистые грунты с показателем текучести в водонасыщенном состоянии:

- $I_L < 0,6$ для всех видов свай в грунтовых условиях I типа;
- $I_L < 0,4$ для забивных свай и $I_L < 0,2$ для буронабивных свай при $s_{sl,g} \leq s_u$ в грунтовых условиях II типа;
- $I_L < 0,2$ для забивных свай и $I_L \leq 0$ для буронабивных свай при $s_{sl,g} \leq s_u$ в грунтовых условиях II типа (где $s_{sl,g}$ - просадка от собственного веса грунта с учетом подсыпки или другой пригрузки его поверхности).

Заглубление свай в указанные грунты назначаются по расчету путем проверки условия, что осадка сваи не превысит предельную осадку s_u , и условия обеспечения требуемой несущей способности сваи. При этом принимают наибольшее из полученных значений заглубления сваи.

Примечания

1 Если прорезка указанных грунтов в конкретных случаях экономически нецелесообразна, то в грунтовых условиях I типа по просадочности для зданий и сооружений III уровня ответственности допускается устройство свай (кроме свай-оболочек) с заглублением нижних концов не менее чем на 1 м в слой грунта с относительной просадочностью $\varepsilon_{sl} < 0,02$ (при давлении не менее 300 кПа и не менее давления, соответствующего давлению от собственного веса грунта и нагрузки на его поверхности) при условии, что в этом случае обеспечивается несущая способность свай, а суммарные значения возможных просадок и осадок основания не превышают предельных значений для здания и сооружения при неравномерном замачивании грунтов. При этом обеспечивается несущая способность свай и свайных фундаментов, а возможные недопустимые осадки и просадки грунтов исключаются применением дополнительных мероприятий.

2 Сваи-колонны одноэтажных зданий III уровня ответственности в грунтовых условиях I типа допускается опирать нижними концами на грунты с $\varepsilon_{sl} \geq 0,02$, если несущая способность свай подтверждена испытаниями.

6.4 В случае если по результатам инженерных изысканий установлено, что погружение забивных свай в просадочные грунты затруднено, в проекте предусматривается устройство лидерных скважин, диаметр которых в грунтовых условиях I типа назначают менее диаметра сечения сваи (до 50 мм), а в грунтовых

условиях II типа - равным ему или менее (до 50 мм). В последнем случае глубина лидерных скважин не превышает толщину просадочного от замачивания слоя грунта.

6.5 Несущую способность свай, применяемых в грунтовых условиях I типа определяют по результатам их статических испытаний, проведенных с локальным замачиванием грунта в пределах всей длины сваи согласно [2].

В грунтовых условиях I типа при наличии опыта строительства на застраиваемой территории и результатов ранее выполненных статических испытаний свай в аналогичных условиях испытания свай допускается не производить.

Не предусматривается определять несущую способность свай и свай-оболочек, устраиваемых в просадочных грунтах, по данным результатов их динамических испытаний, а также определять расчетные сопротивления просадочных грунтов под нижним концом R и на боковой поверхности сваи f_i по данным результатов полевых испытаний этих грунтов динамическим зондированием. Статическое зондирование допускается применять ниже границы просадочной толщи при выборе слоев грунта для опирания свай и при определении отрицательной силы трения просадочных грунтов на боковой поверхности сваи.

6.6 В грунтовых условиях I типа помимо свай, следует также применять набивные бетонные и железобетонные сваи, устраиваемые в пробуренных скважинах с забоем, уплотненным вытрамбовыванием щебня на глубину не менее $3d$ (где d - диаметр скважины), или устройством забивной пяты конической формы.

В грунтовых условиях II типа рекомендуется применять сваи с антифрикционными оболочками, выполненными на части ствола, находящейся в пределах проседающей толщи.

6.7 Отрицательную силу трения в водонасыщенных грунтах и в грунтах природной влажности, действующую на боковой поверхности сваи, принимают равной наибольшему предельному сопротивлению сваи длиной h_{sl} по испытаниям выдергивающей нагрузкой согласно [3] соответственно в водонасыщенных грунтах и грунтах природной влажности.

До проведения испытаний на выдергивание значение отрицательную силу трения допускается определять:

а) по формуле

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (64)$$

где u - периметр, м, участка ствола сваи длиной h_{sl} ;

h_{sl} - расчетная глубина, м, до которой производится суммирование сил бокового трения проседающих слоев грунта, принимаемая равной глубине, где значение просадки грунта от действия собственного веса равно 0,05 м;

τ_i - расчетное сопротивление, кПа, определяемое до глубины $h = 6$ м по формуле

$$\tau_i = \zeta \cdot \sigma_{zg} \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (65)$$

здесь ζ - коэффициент бокового давления, принимаемый равным 0,7;

σ_{zg} - вертикальное напряжение от собственного веса водонасыщенного грунта, кПа;

φ_1 и c_1 - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и удельного сцепления, осредненные по глубине h_{sl} и определяемые в соответствии с [7] по методу консолидированного дренированного среза;

h_i - толщина, м, i -го слоя просадочного грунта, оседающего при замачивании и соприкасающегося с боковой поверхностью свай.

При глубине $6 < h \leq h_{sl}$ значение τ_i принимают постоянным и равным значению τ_i на глубине 6 м;

6.8 Несущую способность свай в грунтовых условиях II типа по просадочности, работающих на сжимающую нагрузку, определяют :

- по результатам статических испытаний свай с локальным замачиванием - как разность между несущей способностью свай длиной l на вдавливающую нагрузку и несущей способностью свай длиной h_{sl} на выдергивающую нагрузку;

6.9 Проведение статических испытаний свай в грунтах II типа по просадочности является обязательным.

6.10 Для особо ответственных сооружений и при массовой застройке в районах с неизученными грунтовыми условиями производят испытания свай с длительным замачиванием основания до полного проявления просадок по программе, разработанной для конкретных условий с привлечением специализированной научно-исследовательской организации.

6.11 Если на боковой поверхности свай возможно появление отрицательных сил трения, то осадку свайного фундамента из висячих свай определяют как для условного фундамента, который принимают ограниченным с боков вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $h_{mt} \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt}/4)$, где h_{mt} - расстояние от нижнего конца свай до глубины h_{sl} , определяемое в пределах слоев на глубину h_{mt} .

При подсчете нагрузок к собственному весу условного фундамента добавляется отрицательные силы трения.

6.12 Определение неравномерности осадок свайных фундаментов в просадочных грунтах для расчета конструкций зданий и сооружений производится с учетом прогнозируемых изменений гидрогеологических условий площади застройки и возможных наиболее неблагоприятных вида и расположения источника замачивания по отношению к рассчитываемому фундаменту или сооружению в целом.

6.13 Применение свайных фундаментов не исключает необходимости выполнения водозащитных мероприятий. При этом в грунтовых условиях II типа по просадочности также предусмотрена разрезка зданий осадочными швами на блоки простой конфигурации. В производственных зданиях промышленных предприятий, оборудованных кранами, кроме того, предусматриваются конструктивные мероприятия, обеспечивающие возможность рихтовки подкрановых путей на удвоенное значение

расчетной осадки свайных фундаментов, но не менее половины просадки грунта от собственного веса.

6.14 При просадках грунта от собственного веса более 30 см учитывают возможность горизонтальных перемещений свайных фундаментов, попадающих в пределы криволинейной части просадочной воронки.

6.15 В грунтовых условиях II типа при определении нагрузок, действующих на свайный фундамент, учитывают отрицательные силы трения, которые могут появляться на расположенных выше подошвы свайного ростверка боковых поверхностях заглубленных в грунт частей здания или сооружения.

6.16 При применении свайных фундаментов планировочные подсыпки грунтов более 1 м на территориях, сложенных просадочными грунтами, допускаются только при специальном обосновании.

7 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ

7.1 При проектировании свайных фундаментов в набухающих грунтах допускается предусматривать как полную прорезку сваями всей толщи набухающих грунтов (с опиранием нижних концов на ненабухающие грунты), так и частичную прорезку (с опиранием нижних концов непосредственно в толще набухающих грунтов).

7.2 Несущую способность свай на набухающих грунтах, работающих на сжимающую нагрузку, определяют:

- по результатам статических испытаний свай с локальным замачиванием - как разность между несущей способностью свай длиной на вдавливающую нагрузку и несущей способностью свай длиной на выдергивающую нагрузку;

7.3 При расчете несущей способности свай в набухающих грунтах значения расчетных сопротивлений набухающих грунтов под нижним концом R и на боковой поверхности f_i сваи или сваи-оболочки рекомендуется принимать на основании результатов статических испытаний свай и свай-штампов в набухающих грунтах с их замачиванием на строительной площадке или прилегающих к ней территориях, имеющих аналогичные грунты.

7.4 При расчете свайных фундаментов в набухающих грунтах по эксплуатационным предельным состояниям, выполняется дополнительный расчет по определению подъема свай при набухании грунта.

7.5 Подъем $h_{sw,p}$, м, забивных свай, погруженных в предварительно пробуренные лидерные скважины, набивных свай без уширения, а также свай-оболочек, не прорезающих набухающую зону грунтов, определяют по формуле

$$h_{sw,p} = (h_{sw} - h'_{sw,p}) \Omega + h'_{sw,p} - 0,001 \omega / u \cdot N, \quad (66)$$

где h_{sw} - подъем поверхности набухающего грунта, м;

$h'_{sw,p}$ - подъем слоя грунта в уровне заложения нижнего конца свай (в случае прорезки набухающей зоны грунта $h'_{sw,p} = 0$);

Ω, ω - коэффициенты, определяемые по Таблице 28, при этом Ω зависит от показателя α , который характеризует уменьшение деформации по глубине массива при набухании грунта и принимается для набухающих глин: сарматских - $0,31 \text{ м}^{-1}$, аральских - $0,36 \text{ м}^{-1}$ и хвалынских - $0,42 \text{ м}^{-1}$;

u - периметр свай, м;

N - расчетная нагрузка на сваю, кН, определенная с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Таблица 28 - Коэффициент Ω

Глубина погружения свай, м	Коэффициент $\Omega, \text{ м}^{-1}$, при значениях α					Коэффициент $\omega, \text{ м}^2/\text{кН}$
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	0,72	0,62	0,53	0,46	0,40	-
4	0,64	0,53	0,44	0,36	0,31	1,5
5	0,59	0,46	0,36	0,29	0,24	1,1
6	0,53	0,40	0,31	0,24	0,19	0,7
7	0,48	0,35	0,26	0,20	0,15	0,5
8	0,44	0,31	0,22	0,17	0,13	0,4
9	0,40	0,27	0,19	0,14	0,11	0,3
10	0,37	0,24	0,17	0,12	0,09	0,2
11	0,34	0,21	0,15	0,10	0,08	0,2
12	0,31	0,19	0,13	0,09	0,07	0,1

7.6 При проектировании свайных фундаментов в набухающих грунтах между поверхностью грунта и нижней плоскостью ростверка предусматривается зазор размером, равным или более максимального значения подъема грунта при его набухании.

При толщине слоя набухающего грунта менее 12 м допускается устраивать ростверк, опирающийся непосредственно на грунт.

8 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

8.1 При проектировании свайных фундаментов на подрабатываемых территориях кроме требований настоящих норм соблюдается также требования нормативных документов при этом наряду с данными инженерных изысканий для проектирования свайных фундаментов также используются данные горно-геологических изысканий и сведения об ожидаемых деформациях земной поверхности.

8.2 В задании на проектирование свайных фундаментов на подрабатываемых территориях содержатся полученные по результатам маркшейдерского расчета данные об

ожидаемых максимальных деформациях земной поверхности на участке строительства, в том числе оседание, наклон, относительные горизонтальные деформации растяжения или сжатия, радиус кривизны земной поверхности, высота уступа.

8.3 Расчет свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, производится по предельным состояниям на особое сочетание нагрузок, назначаемых с учетом воздействий со стороны деформируемого при подработке основания.

8.4 В зависимости от характера сопряжения голов свай с ростверком и взаимодействия фундаментов с грунтом основания в процессе развития в нем горизонтальных деформаций от подработки территории различают следующие схемы свайных фундаментов:

а) жесткие - при жесткой заделке голов свай в ростверк путем заанкеривания в нем выпусков арматуры свай или непосредственной заделки в нем головы;

б) податливые - при условно-шарнирном сопряжении сваи с ростверком, выполненном путем заделки ее головы в ростверк на 5 - 10 см или сопряжения через шов скольжения.

8.5 Расчет свайных фундаментов и их оснований на подрабатываемых территориях производят с учетом:

а) изменений физико-механических свойств грунтов, вызванных подработкой территории.

б) перераспределения вертикальных нагрузок на отдельные сваи, вызванного наклоном, искривлением и уступообразованием земной поверхности.

в) дополнительных нагрузок в горизонтальной плоскости, вызванных относительными горизонтальными деформациями грунтов основания.

8.6 Несущую способность грунта основания свай всех видов F_{cr} , кН, работающих на сжимающую нагрузку, при подработке территории определяют по формуле

$$F_{cr} = \gamma_{cr} \cdot F_d, \quad (67)$$

где γ_{cr} - коэффициент условий работы, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов и перераспределение вертикальных нагрузок при подработке территории: для свай-стоек в фундаментах любых зданий и сооружений $\gamma_{cr} = 1$; для висячих свай в фундаментах податливых зданий и сооружений (например, одноэтажных каркасных с шарнирными опорами) $\gamma_{cr} = 0,9$; для висячих свай в фундаментах жестких зданий и сооружений (например, бескаркасных многоэтажных зданий с жесткими узлами, силосных корпусов) $\gamma_{cr} = 1,1$;

F_d - несущая способность сваи, кН, определенная расчетом или определенная по результатам полевых исследований (испытания свай динамической или статической нагрузкой, зондирование грунтов).

Примечание - В случае крутопадающих пластов следует также учитывать зависящий от значения относительной горизонтальной деформации ε_h , мм/м, дополнительный коэффициент $\gamma_{cR} = 1/(1 + 100\varepsilon_h)$.

8.7 Дополнительные вертикальные нагрузки $\pm \Delta N$ на сваи или сваи-оболочки зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой определяют в зависимости от расчетных значений вертикальных перемещений свай, вызванных наклоном, искривлением, уступообразованием земной поверхности, а также горизонтальными деформациями грунтов основания при условиях:

а) свайные фундаменты из висячих свай и их основания заменяют условным фундаментом на естественном основании;

б) основание условного фундамента принимают линейно деформируемым с постоянными по длине здания (сооружения) или выделенного в нем отсека модулем деформации и коэффициентом постели грунта.

Определение дополнительных вертикальных нагрузок производят относительно продольной и поперечной осей здания.

8.8 В расчетах свайных фундаментов, возводимых на подрабатываемых территориях, учитывают дополнительные усилия, возникающие в сваях вследствие их работы на изгиб под влиянием горизонтальных перемещений грунта основания при подработке территории по отношению к проектному положению свай.

8.9 Расчетное горизонтальное перемещение грунта u_{cr} , мм, при подработке территории определяют по формуле

$$u_{cr} = \gamma_f \cdot \gamma_c \cdot \varepsilon_h \cdot x, \quad (68)$$

где γ_f, γ_c - соответственно коэффициенты надежности по нагрузке и условий работы для относительных горизонтальных деформаций.

ε_h - ожидаемое значение относительной горизонтальной деформации, определяемое по результатам маркшейдерского расчета, мм/м;

x - расстояние от оси рассматриваемой сваи до центральной оси здания (сооружения) с ростверком, устраиваемым на всю длину здания (отсека), или до блока жесткости каркасного здания (отсека) с ростверком, устраиваемым под отдельные колонны, м.

8.10 Свайные фундаменты зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, проектируют исходя из условий необходимости передачи на ростверк минимальных усилий от свай, возникающих в результате деформации земной поверхности.

Для выполнения этого требования в проектах предусматривают:

а) разрезку здания или сооружения на отсеки для уменьшения влияния горизонтальных перемещений грунта основания;

б) преимущественно висячие сваи для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой для снижения дополнительно возникающих усилий в вертикальной плоскости от искривления основания;

в) сваи возможно меньшей жесткости, например призматические, квадратного или прямоугольного поперечного сечения, при этом сваи прямоугольного сечения следует располагать меньшей стороной в продольном направлении отсека здания;

г) преимущественно податливые конструкции сопряжения свай с ростверком;

д) выравнивание зданий с помощью домкратов или других выравнивающих устройств.

При разрезке здания или сооружения на отсеки между ними в ростверке предусматривают зазоры (деформационные швы), размеры которых определяют как для нижних конструкций зданий и сооружений в соответствии с требованиями нормативных документов.

8.11 Свайные фундаменты применяют, как правило, на подрабатываемых территориях I - IV групп, в том числе:

а) с висячими сваями - на территориях I - IV групп для любых видов и конструкций зданий и сооружений;

б) со сваями-стойками - на территориях III и IV групп для зданий и сооружений, проектируемых с податливой конструктивной схемой здания при искривлении основания, а для IV группы - также и для зданий и сооружений, проектируемых с жесткой конструктивной схемой.

Примечания

1 Свай-оболочки, набивные и буровые сваи диаметром более 600 мм и другие виды жестких свай допускается применять, как правило, только в свайных фундаментах с податливой схемой при сопряжении их с ростверком через шов скольжения.

2 Заглубление в грунт свай на подрабатываемых территориях составляет не менее 4 м, за исключением случаев опирания свай на скальные грунты.

8.12 На подрабатываемых территориях Iк - IVк групп с возможным образованием уступов, а также на площадках с геологическими нарушениями применение свайных фундаментов допускается только при наличии специального обоснования.

8.13 Конструкция сопряжения свай с ростверком назначаются в зависимости от значения ожидаемого горизонтального перемещения грунта основания, при этом предельные значения горизонтального перемещения для свай не превышают при сопряжении с ростверком, см:

2 - жестком;

5 - податливом, условно-шарнирном;

8 - податливом через шов скольжения.

Примечание - Для снижения значений усилий, возникающих в сваях и ростверке от воздействия горизонтальных перемещений грунта основания, а также для обеспечения пространственной устойчивости свайных фундаментов здания (сооружения) в целом сваи свайного поля в зоне действия небольших перемещений грунта (до 2 см) предусматривают с жестким сопряжением, а остальные - с податливым (шарнирным или сопряжением через шов скольжения).

8.14 Свайные ростверки рассчитываются на внецентренное растяжение и сжатие, а также на кручение при воздействии на них горизонтальных опорных реакций от свай

(поперечной силы и изгибающего момента), вызванных боковым давлением деформируемого при подработке грунта основания.

8.15 При применении свайных фундаментов с высоким ростверком в бетонных полах или других жестких строительных конструкциях, устраиваемых на поверхности грунта, предусматривают зазор по всему периметру свай шириной не менее 8 см на всю толщину жесткой конструкции. Зазор заполняют пластичными или упругими материалами, не образующими жесткой опоры для свай при воздействии горизонтальных перемещений грунта основания.

9 НАДЗОР ЗА СТРОИТЕЛЬСТВОМ ПРИ УСТРОЙСТВЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

9.1 Устройство свай проводится в соответствии с проектом производства работ.

9.2 Этот проект включает следующую информацию:

тип свай;

- размещение и наклон каждой сваи, включая допуски на ее положение;

- поперечное сечение свай;

- данные об армировании для набивных свай;

- длины свай;

- число свай;

- необходимую несущую способность свай;

- отметку пяты сваи (относительно репера в пределах или рядом с местом устройства) или заданное сопротивление при забивании;

- последовательность операций при устройстве свай;

- известные препятствия;

- любые другие ограничения при выполнении свайных работ.

9.3 Указывают, что устройство всех свай выполняется под наблюдением производителя работ и ведутся записи о выполнении работ.

9.4 Записи для каждой сваи включают все вопросы строительства, затронутые в соответствующих стандартах на выполнение работ, а именно:

- число свай;

- оборудование для устройства свай;

- поперечные сечения и длины свай;

- дата и время устройства (включая перерывы в процессе устройства);

- состав бетонной смеси, объем использованного бетона и метод заливки свай на месте устройства;

- плотность, pH, вязкость по Маршу и содержание мелких частиц в бентонитовом растворе при его использовании;

- для свай, устраиваемых с помощью шнека с непрерывной подачей или других буроинъекционных свай, — объемы и давления нагнетания цементного раствора или бетона, внутренний и внешний диаметры, шаг шнека и погружение в грунт за один поворот;

- для забивных и иных свай вытеснения — данные, полученные при измерении сопротивления ее перемещению, например вес, ход или номинальная мощность молота, частота ударов и число ударов за последние 0,25 м погружения;
- мощность вибраторов (если они используются);
- крутящий момент для двигателя бура (если он используется);
- для буровых свай — слои, которые присутствуют в месте бурения, и состояние основания у пяты сваи, если имеется шлам в забое скважины;
- проблемы, которые могут возникнуть во время устройства свай;
- отклонения от положения и направления, исполнительные отметки.

9.5 В течение, по крайней мере, пяти лет после завершения работ ведут учет изменений и ситуаций, относящихся к данной свае. После завершения работ по устройству свай к проектной добавляется исполнительная документация.

9.6 Если наблюдение на месте или просмотр отчетов выявили неопределенности в качестве устроенных свай, проводятся дополнительные исследования с целью определения их состояния и мер по их устранению. Эти исследования включают или приложение статической нагрузки к свае, или проверку ее целостности, исполнение новой сваи, или, в случае ее смещения, повторное забивание сваи в комбинации с исследованием грунта основания, находящегося в зоне устройства подозрительной сваи.

9.7 В случае невозможности контроля качества свай при производстве работ необходимы испытания сплошности тела свай.

9.8 Общая оценка качества свай, которые могут иметь серьезные дефекты или вызвать понижение прочности окружающего грунта при их устройстве, включают проверку сплошности свай посредством динамических испытаний, вызывающих небольшие деформации. Часто с помощью динамических испытаний нельзя выявить такие существенные дефекты, как низкое качество бетона или недостаточная толщина защитного бетонного слоя, каждый из которых может повлиять на работу свай в течение длительного времени, тогда при выполнении работ проводят другие испытания — прозвучиванием, вибрациями или испытывать отобранные керны.

10 ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТЬ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ РЕСУРСОВ

10.1 Сокращение энергопотребления

10.1.1 В целях снижения эксплуатационных энергозатрат целесообразно принимать объемно-планировочные решения здания с минимальным значением показателя компактности, равного отношению площади поверхности наружной оболочки здания к заключенному в ней объему.

10.1.2 Рекомендуемые технические средства повышения энергоэффективности зданий:

- а) использование альтернативных источников энергии;
- б) применение тепловых насосов;

- в) снижение температуры отопительных систем;
- г) улучшенная теплоизоляция фасадов и кровель;
- д) централизованное управление вентиляционными системами и перекачивающими насосами;
- е) использование избыточного технологического тепла.

10.1.3 В целях повышения энергоэффективности зданий предусматривают:

- а) оптимальную ориентацию зданий по сторонам света, функциональное зонирование помещений, в том числе по температурно-влажностным параметрам микроклимата;
- б) удельное уменьшение объемов и площадей зданий на основе новых унифицированных решений;
- в) формирование зданий из модулей с учетом последующего блокирования, позволяющего сократить площади ограждающих конструкций;
- г) оптимизация соотношений площадей светопрозрачных и глухих ограждений с учетом ориентации таких ограждений по сторонам света;
- д) разработка новых многослойных ограждающих конструкций (вентилируемых, гелиоактивных, регулируемых и др.) и полимерных светопрозрачных ограждений;
- е) разработка несущих конструкций на основе современной энергосберегающей машинной технологии.

10.1.4 Избыточные тепловыделения используются для обогрева холодных зон, участков (прямое использование, установка утилизаторов, устройство оазисов с помощью теплонасосов).

10.1.5 В производственных зданиях с теплонедостатками в холодный период года сокращение расходов тепла осуществляются точно с помощью инфракрасного газового отопления, локального отопления при помощи завес и т. д.. Система инфракрасного излучения способствуют равномерному распределению температуры по высоте помещения, к тому же при инфракрасном излучении возможно поддерживать температуру воздуха на 4 °С - 5 °С ниже нормативной. Возможно осуществление сокращения воздухообмена с помощью местных отсосов и рециркуляции, а также компенсационных укрытий.

10.1.6 Для производств с высокими требованиями к воздухообмену (от 1,5-крат.и выше) допускается использование рекуператоров воздуха.

10.2 Рациональное использование природных ресурсов

10.2.1 В проектах планировки и застройки городов и их пригородных зон предусматривают рациональное использование ценных природных ландшафтов и их охрану, выделение ландшафтно-рекреационных территорий, ограничение рекреационных нагрузок на ландшафт в соответствии с его устойчивостью, соблюдение режимных требований особо охраняемых территорий - государственных заповедников и заказников, природных национальных парков, ботанических садов и дендрологических парков, а также памятников природы - лесных, водных и геологических.

10.2.2 По экономическим соображениям, требованиям экологии, а также ограниченным запасам воды в природных источниках на промышленных предприятиях рекомендуется сооружать оборотные системы технического водоснабжения. В оборотных системах технического водоснабжения вода используется многократно.

10.2.3 В зависимости от изменения качества воды в процессе ее использования оборотное водоснабжение подразделяется на:

- «чистые циклы» для воды, которая при использовании только нагревается;
- «грязные циклы» для воды, которая только загрязняется;
- «смешанные циклы» для воды, которая при использовании одновременно и нагревается, и загрязняется.

10.2.4 Вокруг городских и сельских поселений, расположенных в безлесных и малолесных районах, предусматривают создание ветрозащитных и берегоукрепительных лесных полос, озеленение склонов холмов, оврагов и балок.

10.2.5 При выполнении работ по строительству рассматривают следующие направления рационального расходования природных ресурсов:

- сокращение земельных площадей, отводимых в соответствии с действующими нормативами для постоянного, временного и разового использования, максимальное сбережение сельскохозяйственных угодий, особенно пашни, пойм и лесных водоохранных полос вдоль рек; других земель, непосредственно прилегающих к рыбохозяйственным водоемам;

- уменьшение объема использования в сооружениях природных ресурсов (грунт, минеральные материалы, лес, почва и т.п.);

- сохранение плодородного слоя почвы на землях, отводимых для временного и разового использования, рекультивации нарушенных земель, восстановление нарушенных условий обитания и воспроизводства всех животных и рыб;

- предотвращение возможности возникновения отрицательных гео- и гидродинамических явлений, изменяющих природные условия (эрозия, осушение, заболачивание, оползни, осыпи и т.п.), а также изменение гидрологического и биологического режимов естественных водоемов вследствие выполнения работ [1].

10.3 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве

10.3.1 При проектировании и устройстве свайных фундаментов и подземных сооружений выполняются требования, имеющие целью предотвращение, минимизацию или ликвидацию вредных и нежелательных экологических и связанных с ними социальных, экономических и других последствий.

10.3.2 Экологические требования, учитываемые при проектировании и строительстве, основываются на результатах инженерно-экологических изысканий, выполняемых в соответствии с требованиями нормативных документов. В процессе этих изысканий выполняют оценку современного состояния окружающей среды в районе строительства и дают прогноз воздействия объекта строительства на окружающую среду (ОВОС).

10.3.3 С учетом результатов инженерно-экологических изысканий при проектировании и устройстве оснований, фундаментов и подземных сооружений выбирают проектные решения и разрабатывают мероприятия, которые защитили бы объекты строительства и людей от имеющихся неблагоприятных воздействий и не ухудшили экологическую обстановку.

При выборе вариантов проекта учитывают приоритетность решения экологических проблем.

10.3.4 На территории (участке) предполагаемого строительства учитывают возможность проявления следующих загрязняющих окружающую среду факторов, выявленных при выполнении ОВОС:

- загрязнение почв и грунтов органическими, радиоактивными и токсико-химическими веществами;
- загрязнение поверхностных и подземных вод органическими и неорганическими веществами и тяжелыми металлами;
- наличие потока радона с поверхности земли;
- выделение на участках бывших свалок строительного мусора и бытовых отходов различных газов (метана, водорода, углеводородов и других токсичных газов).

10.3.5 При превышении нормативных уровней загрязнения окружающей среды предусматривают соответствующие мероприятия по ликвидации или уменьшению возможных негативных последствий:

- очистку загрязненных грунтов химическим, термическим или биологическим методом или удаление с площадки грунта на согласованные места захоронения;
- устройство противорадоновой защиты зданий (пассивная или принудительная вентиляция);
- создание различного типа барьеров (экранов) для задержания газов, устройство вентилируемых подполий;
- строительство защитных сооружений (дамб, берм, водозащитных стен, противодиффузионных завес и др.) при возможном поступлении к объекту строительства загрязненных поверхностных и подземных вод.

10.3.6 Негативное воздействие строительства и эксплуатации сооружений на окружающую среду выражается в следующем:

- химическое загрязнение почв, грунтов и подземных вод при нормальном режиме эксплуатации и при авариях, а также в результате технической мелиорации грунтов основания (химическое закрепление, цементация, замораживание и т.п.);
- изменение режима и уровня подземных вод, выражающееся в изменении условий питания и разгрузки подземных вод, повышении или понижении их уровня. Повышение уровня подземных вод в результате эффекта барража и увеличения техногенного питания может быть причиной подтопления территории, в том числе подвалов сооружений. Снижение уровня подземных вод при строительных откачках и за счет дренажа является причиной суффозии и уплотнения грунта, ведущих к осадке территории и опасным деформациям существующей застройки;

- развитие или активизация опасных геологических и инженерно-геологических процессов, таких как карст, суффозия, оползни и др., которые могут вызвать провалы территории и деформации сооружений;

- вибрационные, динамические и шумовые воздействия. Забивка свай или шпунта, уплотнение грунтов основания трамбовками и другие динамические и вибрационные воздействия могут привести к деформациям близрасположенных сооружений, спровоцировать суффозию, оползни и возникновение шума, уровень которого превышает санитарные нормы;

- образование различных физических полей (тепловых, электромагнитных, электрических и др.)

10.3.7 Для разработки защитных мероприятий от негативного воздействия строительства на окружающую среду в необходимых случаях выполняют прогнозные расчеты:

- расчет эффекта барража при устройстве протяженных подземных сооружений, противофильтрационных завес, ограждающих конструкций котлованов, разделительных стенок и т.п.;

- оценку оседания земной поверхности в связи с понижением уровня подземных вод;

- прогноз развития неблагоприятных инженерно-геологических и геологических процессов (карста, суффозии, оползней и др.);

- оценку влияния химического закрепления грунтов основания на свойства грунтов и подземных вод;

- оценку влияния динамических и вибрационных воздействий при строительстве на конструкции близрасположенных сооружений и их оснований и другие расчеты.

В сложных случаях с целью количественной оценки прогноза выполняют математическое моделирование.

10.3.8 На основе анализа изменений компонентов окружающей среды обосновывают и разрабатывают мероприятия по защите природного комплекса территории и населения от негативных процессов (мероприятия по защите грунтов и подземных вод от загрязнений, водозащитные, противокарстовые, противооползневые и другие мероприятия). Эти мероприятия обеспечивают смягчение или ликвидацию неблагоприятных воздействий на окружающую среду и уменьшение вероятности возникновения аварий. В необходимых случаях организуют экологический мониторинг воздействия строительства на окружающую среду.

(Дополнен – Приказ КДСиЖКХ от 18.03.2021 г. №30-НК)

***11 ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ.**

11.1 При проектировании свайных фундаментов в сейсмических районах кроме требований настоящих правил следует соблюдать также требования СП РК 5.01-102-2013 и СП РК 2.03-30-2017, при этом в дополнение к материалам инженерных изысканий для проектирования свайных фундаментов должны быть использованы данные сейсмического

микрозонирования площадки строительства в соответствии с требованиями СП РК 1.02-104-2013.

11.2 Свайные фундаменты зданий и сооружений при расчете по предельным состояниям первой группы с учетом сейсмических воздействий должны рассчитываться на особое сочетание нагрузок. При этом необходимо предусматривать:

- а) определение несущей способности сваи на сжимающую и выдергивающую нагрузки в соответствии с требованиями подраздела 4.4.2.5;
- б) проверку устойчивости грунта по условию ограничения давления, передаваемого на грунт боковыми поверхностями свай, в соответствии с требованиями приложения А;
- в) расчет свай по прочности материала на совместное действие расчетных усилий (продольной силы, изгибающего момента и поперечной силы), значения которых определяют с учетом приложения А в зависимости от расчетных значений сейсмических нагрузок.

При выполнении указанных в подпунктах а) ÷ в) расчетов также должны учитываться требования, приведенные в 11.3-11.8.

Примечание

При определении расчетных значений сейсмических нагрузок, действующих на здание или сооружение, высокий свайный ростверк следует рассматривать как каркасный нижний этаж.

11.3 При расчете несущей способности свай на сжимающую или выдергивающую нагрузку F_{eq} значения R и f_i (подраздел 4.4.2) следует умножить на понижающие коэффициенты условий работы грунта основания γ_{eq1} и γ_{eq2} , приведенные в таблице 11.1, или определять их по результатам испытаний свай и свайных фундаментов имитированными сейсмическими воздействиями.

Несущая способность сваи на сжимающую нагрузку F_{eq} определяется расчетным путем с вышеуказанными понижающими коэффициентами условий работы грунта основания γ_{eq1} и γ_{eq2}

$$F_{eq} = \gamma_c (\gamma_{cR} \gamma_{eq1} R A + u \sum_i^n) = I' c f_{eq2} f_i h_i, \quad (11.1)$$

где – остальные условные обозначения из формул (8) и (11).

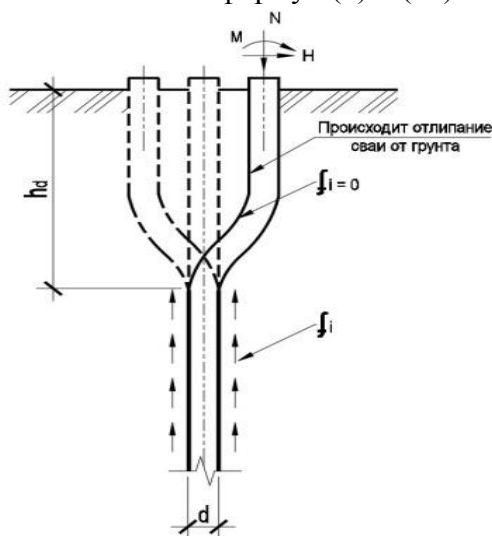


Рис.11.1 Схема для определения расчетной глубины h_d

Кроме того, сопротивление грунта f_i на боковой поверхности сваи до расчетной глубины h_d (11.3) следует принимать равное нулю (рис.11.1).

Несущая способность сваи на выдергивающие нагрузки F_{eq} определяется расчетным путем также с вышеуказанным понижающим коэффициентом условий работы грунта основания по боковой поверхности γ_{eq2} и дополнительным коэффициентом γ_m , учитывающим изменение напряженного состояния грунта при сейсмическом воздействии

$$F_{eq} = \gamma_c (\gamma_m \cdot u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \gamma_{eq2} f_i h_i), \quad (11.2)$$

где – остальные условные обозначения из формулы (10).

Примечания

1. – Значение коэффициента γ_m определяется экспериментальными испытаниями.
2. – При отсутствии таких испытаний, для буронабивных свай, допускается принимать значение $\gamma_m=0,8$.

11.4 Расчетную глубину h_d , до которой не учитывают сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, определяют по формуле (11.1), но принимают не более $3/\alpha_\epsilon$

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_\epsilon a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_\epsilon} \gamma_l \operatorname{tg} \varphi_l + c_l \right)}, \quad (11.3)$$

где a_1, a_2, a_3 - безразмерные коэффициенты, равные соответственно 1,5; 0,8 и 0,6 при высоком ростверке и для отдельно стоящей сваи, 1,2; 1,2 и 0 - при жесткой заделке сваи в низкий ростверк;

H, M - расчетные значения соответственно горизонтальной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, приложенных к свае в уровне поверхности грунта при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий;

α_ϵ - коэффициент деформации, 1/м, определяемый по приложению А;

b_p - условная ширина сваи, м, определяемая по приложению А;

γ_l - расчетное значение удельного веса грунта, кН/м³, определяемое в водо-насыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды;

ϕ_l, c_l - расчетные значения соответственно угла внутреннего трения грунта, град., и удельного сцепления грунта, кПа.

Примечание

Для особо ответственных зданий следует предусматривать контрольные испытания вертикально нагруженных свай знакопеременной динамической горизонтальной нагрузкой по определению снижения несущей способности сваи по специальной программе с привлечением специализированной организации.

11.5 Определение расчетной глубины h_d при воздействии сейсмических нагрузок следует производить, принимая значения расчетного угла внутреннего трения ϕ_l уменьшенными для расчетной сейсмичности 7 баллов - на 2°, 8 баллов - на 4°, 9 баллов - на 7°, 10 баллов - на 10°.

11.6 При расчете свайных фундаментов мостов влияние сейсмического воздействия на условия заделки свай в водонасыщенных пылеватых песках и глинистых грунтах с показателем текучести $I_L > 0,5$ следует учитывать путем понижения на 30 % значений коэффициентов пропорциональности K , приведенных для этих грунтов в приложении А.

11.7 Несущая способность сваи F_{eq} , кН, работающая на вертикальную сжимающую и выдергивающую нагрузки, по результатам полевых испытаний должна определяться с учетом сейсмических воздействий по формуле

$$F_{eq} = k_{eq} F_d, \quad (11.4)$$

где k_{eq} - коэффициент, учитывающий снижение несущей способности сваи при сейсмических воздействиях, определяемый расчетом как отношение значения несущей способности сваи, вычисленного в соответствии с 11.2-11.4 с учетом сейсмических воздействий, и значения несущей способности сваи, определенной согласно требованиям подраздела 4.4.2 без учета сейсмических воздействий;

F_d - несущая способность сваи, кН, определенная по результатам статических или динамических испытаний или по данным статического зондирования грунта в соответствии с подразделом 4.5 (без учета сейсмических воздействий).

Таблица 11.1

Расчет- ная сейсмич- ность строи- тельной площад- ки, баллы	Коэффициент условий работы γ_{eq1} для корректировки значений R при грунтах						Коэффициент условий работы γ_{eq2} для корректировки значений f_i при грунтах				
	Пески плотные		Пески средней плотности		Глинистые грунты при показателе текучести		Пески плотные и средней плотности		Глинистые грунты при показателе текучести		
	мало- влаж- ные и влаж- ные	насы- щен- ные водой	мало- влаж- ные и влаж- ные	насы- щен- ные водой	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	мало- влаж- ные и влаж- ные	на- сы- щен- ные во- дой	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L \leq 1$
7	<u>1</u>	<u>0,9</u>	<u>0,95</u>	<u>0,8</u>	<u>1</u>	<u>0,95</u>	<u>0,95</u>	<u>0,9</u>	<u>0,95</u>	<u>0,85</u>	<u>0,75</u>
	0,9	0,5	0,85	0,4	1	0,9	0,85	0,5	0,9	0,8	0,75
8	<u>0,9</u>	<u>0,8</u>	<u>0,85</u>	<u>0,7</u>	<u>0,95</u>	<u>0,9</u>	<u>0,85</u>	<u>0,8</u>	<u>0,9</u>	<u>0,8</u>	<u>0,7</u>
	0,8	0,4	0,75	0,35	0,95	0,8	0,75	0,4	0,8	0,7	0,65
9	<u>0,8</u>	<u>0,7</u>	<u>0,75</u>	—	<u>0,9</u>	<u>0,85</u>	<u>0,75</u>	<u>0,7</u>	<u>0,85</u>	<u>0,7</u>	<u>0,6</u>
	0,7	0,35	0,6		0,85	0,7	0,65	0,35	0,65	0,6	-
10	<u>0,7</u>	<u>0,6</u>	<u>0,65</u>	—	<u>0,85</u>	<u>0,8</u>	<u>0,65</u>	<u>0,6</u>	<u>0,8</u>	<u>0,6</u>	<u>0,5</u>
	0,6	0,30	0,45		0,75	0,6	0,55	0,25	0,5	0,35	-

Примечания

1 Значения γ_{eq1} и γ_{eq2} , указанные над чертой, относятся к забивным, набивным сваям (сваям вытеснения), под чертой - к буровым.

2 Значения коэффициентов γ_{eq1} и γ_{eq2} следует умножать на 0,85, 1,0 или 1,15 для зданий и сооружений, возводимых в районах с повторяемостью 1, 2, 3 соответственно (кроме транспортных и гидротехнических).

3 Несущую способность свай-стоек на сжатие, опирающихся на скальные и крупнообломочные грунты, определяют без введения дополнительных коэффициентов условий работы γ_{eq1} и γ_{eq2} .

4. Несущую способность свай-стоек на выдергивание, определяют с введением дополнительных понижающих коэффициентов условий работы γ_{eq2} и γ_m .

11.8 Расчет свай в просадочных и набухающих грунтах на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий должен производиться при природной влажности, если замачивание грунта невозможно, и при полностью водонасыщенном грунте, имеющем показатель текучести, определяемый по формуле (раздела 6), если замачивание грунта возможно; при этом определение несущей способности свай в грунтовых условиях II типа по просадочности производят без учета возможности развития отрицательных сил трения грунта.

Примечание

Расчет свай на сейсмические воздействия не исключает необходимости выполнения их расчета в соответствии с разделами 6-8.

Таблица 11.2

Расчет- ная сейсмич- ность строи- тельной площад- ки, баллы	Коэффициент условий работы γ_{eq1} для корректировки значений R при грунтах						Коэффициент условий работы γ_{eq2} для корректировки значений f_i при грунтах				
	Пески плотные		Пески средней плотности		Глинистые грунты при показателе текучести		Пески плотные и средней плотности		Глинистые грунты при показателе текучести		
	мало- влаж- ные и влаж- ные	насы- щен- ные водой	мало- влаж- ные и влаж- ные	насы- щен- ные водой	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	мало- влаж- ные и влаж- ные	на- сы- щен- ные во- дой	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L \leq 1$
7	$\frac{1}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,5}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,95}{0,85}$	$\frac{0,9}{0,5}$	$\frac{0,95}{0,9}$	$\frac{0,85}{0,8}$	$\frac{0,75}{0,75}$
8	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{0,4}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,65}$
9	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,75}{0,6}$	—	$\frac{0,9}{0,85}$	$\frac{0,85}{0,7}$	$\frac{0,75}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,35}$	$\frac{0,85}{0,65}$	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{-}$
10	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{0,30}$	$\frac{0,65}{0,45}$	—	$\frac{0,85}{0,75}$	$\frac{0,8}{0,6}$	$\frac{0,65}{0,55}$	$\frac{0,6}{0,25}$	$\frac{0,8}{0,5}$	$\frac{0,6}{0,35}$	$\frac{0,5}{-}$
<p>Примечания</p> <p>1 Значения γ_{eq1} и γ_{eq2}, указанные над чертой, относятся к забивным, набивным сваям (сваям вытеснения), под чертой - к буровым.</p> <p>2 Значения коэффициентов γ_{eq1} и γ_{eq2} следует умножать на 0,85, 1,0 или 1,15 для зданий и сооружений, возводимых в районах с повторяемостью 1, 2, 3 соответственно (кроме транспортных и гидротехнических).</p> <p>3 Несущую способность свай-стоек на сжатие, опирающихся на скальные и крупнообломочные грунты, определяют без введения дополнительных коэффициентов условий работы γ_{eq1} и γ_{eq2}.</p> <p>4. Несущую способность свай-стоек на выдергивание, определяют с введением дополнительных понижающих коэффициентов условий работы γ_{eq2} и γ_m.</p>											

11.9 Для свайных фундаментов в сейсмических районах следует применять сваи всех видов, кроме свай без поперечного армирования и булавовидных.

Не допускается также применение бетонных свай, т.е. свай, не имеющих арматурных каркасов по всей длине свайного ствола.

Запрещается устройство в сейсмических районах буровых свай под избыточным давлением воды без обсадных труб.

11.10 При проектировании свайных фундаментов в сейсмических районах опирание конца свай следует предусматривать на скальные, крупнообломочные грунты, пески плотные и средней плотности и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$.

Опирание нижних концов свай на рыхлые водонасыщенные пески, глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$ не допускается.

11.11 Заглубление в грунт свай в сейсмических районах должно быть не менее 4 м, а при наличии в основании нижних концов свай водонасыщенных песков средней плотности – не менее 8 м. Допускается уменьшение заглубления свай при соответствующем обосновании, полученном в результате полевых испытаний свай имитированными сейсмическими воздействиями.

Для одноэтажных сельскохозяйственных зданий, не содержащих ценного оборудования, и в случае опирания свай на скальные грунты, их заглубление в грунт принимают таким же, как и в несейсмических районах.

11.12 Ростверк свайного фундамента под несущими стенами здания в пределах отсека должен быть, как правило, непрерывным и расположенным в одном уровне. Верхние концы свай должны быть жестко заделаны в ростверк на глубину, определяемую расчетом, учитывающим сейсмические нагрузки.

Устройство безростверковых свайных фундаментов зданий и сооружений не допускается.

Примечание

При строительстве на косогорах ростверк в пределах отсека допускается выполнять в виде единой монолитной железобетонной конструкции - плиты или перекрестных лент.

11.13 Глубина заложения подошвы ростверка свайного фундамента в сейсмических зонах не зависит от высоты здания.

11.14 Допускается использовать боковую поверхность сваи в верхней части высотой h_d на горизонтальную сейсмическую нагрузку, смоделировав взаимодействие сваи с грунтом односторонней связью работающей только на сжатие.

11.15 Для обеспечения устойчивости высотных зданий на площадках с сейсмичностью 9, 10 баллов и удовлетворения требований п.8.4 СП РК 2.03-30-2017 (обеспечения коэффициента надежности на опрокидывание 1,5) рекомендуется использовать плитно-свайные фундаменты, с расположением свай по периметру плит. В этом случае, желательно использовать буронабивные сваи с уширением, работающим на выдергивание. Узел сопряжения сваи с ростверком следует рассчитать и сконструировать на выдергивающие усилия.

11.16 Для свайных фундаментов с высоким ростверком сохраняются принципы регулярности и симметричности свайного поля в плане здания, предусмотренные в нормах по проектированию зданий в сейсмических зонах.

11.17 Для уменьшения армирования свай на верхних участках на площадках с сейсмичностью 9, 10 баллов рекомендуется предусматривать дополнительно «сваи-

коротыши» длиной 6-7 м (не обязательно доводить длину свай до несущего слоя грунта), работающие только на горизонтальные сейсмические нагрузки.

11.18 При соответствующем технико-экономическом обосновании можно применять свайные фундаменты с промежуточной подушкой из сыпучих материалов (щебня, гравия, песка крупного и средней крупности). Такие фундаменты не следует применять в органоминеральных, органических и просадочных грунтах II типа, на подрабатываемых территориях, геологически неустойчивых площадках (на которых имеются или могут возникнуть оползни, сели, карсты и т.п.) и на площадках, сложенных нестабилизированными грунтами.

Для свайных фундаментов с промежуточной подушкой следует применять такие же виды свай, как и в несейсмических районах (кроме булавовидных).

11.19 Расчет свай, входящих в состав свайного фундамента с промежуточной подушкой, на горизонтальные нагрузки не производится. Несущую способность таких свай, работающих на сжимающую нагрузку с учетом сейсмических воздействий, следует определять в соответствии с требованиями 11.3;

- при этом сопротивление грунта необходимо учитывать вдоль всей боковой поверхности свай, т.е. $h_d = 0$, а коэффициент условий работы нижнего конца свай при сейсмических воздействиях принимать $geq1 = 1,2$.

11.20 При расчете свайных фундаментов с промежуточной подушкой по деформациям осадку фундамента следует вычислять как сумму осадки условного фундамента, определяемой в соответствии с требованиями подраздела 4.6, и осадки промежуточной подушки.

Приложение А

(обязательное)

Расчет свай на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента

А.1 Расчет свай на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента производится в соответствии со схемой, приведенной на рисунке А.1, и включать следующие операции:

а) расчет свай по деформациям, предусматривающий проверку соблюдения условий (А.1) и (А.2):

$$U_p \leq U_u, \quad (\text{А.1})$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (\text{А.2})$$

где U_p, ψ_p - расчетные значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад, определяемые в соответствии с указаниями А.4;

U_u, ψ_u - предельные значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад, устанавливаемые в задании на проектирование здания или сооружения;

б) расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю, выполняемый в соответствии с требованиями А.6;

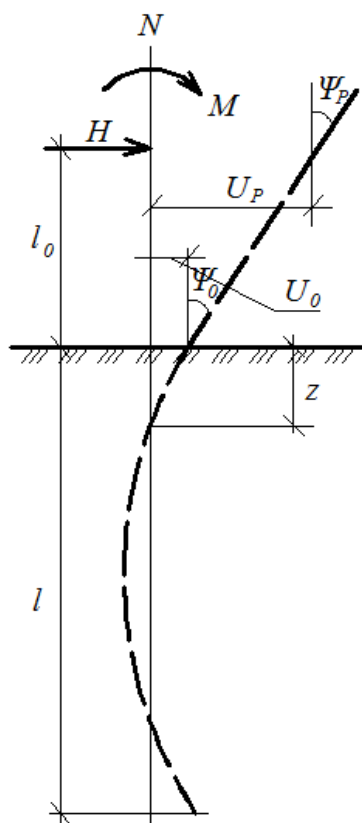


Рисунок А.1 - Схема нагрузок на сваю

в) проверку сечений свай по сопротивлению материала по предельным состояниям первой и второй групп (по прочности, по образованию и раскрытию трещин) на совместное действие расчетных усилий: сжимающей силы, изгибающего момента и поперечной силы; указанный расчет выполняют в зависимости от материала свай согласно требованиям 7.1.7, а расчетные значения сжимающих сил N_z изгибающих моментов M_z и поперечных сил Q_z , действующих в различных сечениях свай, определяют согласно требованиям А.7.

В случае жесткой заделки сваи в ростверк, если исключается возможность поворота ее головы (например, в жесткий ростверк с двумя рядами свай или более, установленных в направлении действия горизонтальной силы), в расчетах учитывают момент заделки $M = M_f$, действующий в месте сопряжения сваи с ростверком и определяемый в соответствии с указаниями А.8.

А.2 Расчетное значение коэффициента постели c_z , кН/м³, грунта на боковой поверхности сваи при отсутствии опытных данных допускается определять по формуле

$$c_z \leq K_z, \quad (\text{А.3})$$

где K_z - коэффициент пропорциональности, кН/м⁴, принимаемый в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, по Таблице А.1;

c_z - глубина расположения сечения сваи в грунте, м, для которой определяют коэффициент постели, по отношению к поверхности грунта при высоком ростверке или к подошве ростверка при низком ростверке.

При наличии в пределах длины сваи нескольких слоев грунта рекомендуется для определения сопротивления грунта на боковой поверхности сваи пользоваться одним приведенным значением коэффициента пропорциональности K , принимаемым в зависимости от грунтов, расположенных до глубины l_k , м, отсчитываемой от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка при низком ростверке

$$l_k = 3,5d + \Delta, \quad (\text{А.4})$$

где d - наружный диаметр круглого или сторона квадратного или прямоугольного сечения сваи, параллельная плоскости действия нагрузки, м;

Δ - коэффициент, принимаемый равным 1,5 м.

Если в пределах глубины l_k расположено два слоя грунта, то приведенное значение K определяют по формуле

$$K = \frac{K_I l_1 (2l_k - l_1) + K_{II} (l_k - l_1)^2}{l_k^2}, \quad (\text{А.5})$$

где l_1 - толщина первого (верхнего) слоя грунта, м;

K_I и K_{II} - коэффициенты пропорциональности, принимаемые по Таблице А.1, для грунтов I и II слоев.

А.3 Расчеты свай по предельным состояниям двух групп выполняют с использованием значений приведенной глубины погружения сваи в грунт \bar{l} и приведенной глубины расположения сечения сваи в грунте \bar{z} , определяемых по формулам:

$$\bar{l} = \alpha_{\varepsilon} \cdot l; \quad (\text{A.6})$$

$$\bar{z} = \alpha_{\varepsilon} \cdot z, \quad (\text{A.7})$$

где l и z - действительная глубина погружения сваи (ее нижнего конца) в грунт и действительная глубина расположения сечения сваи в грунте, соответственно отсчитываемые от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка при низком ростверке, м;

α_{ε} - коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле

$$\alpha_{\varepsilon} = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{EI}}, \quad (\text{A.8})$$

где K - то же, что и в формуле (А.3);

b_p - условная ширина сваи, м, принимаемая равной: для свай-оболочек, а также свай-столбов и набивных и буровых свай с диаметром стволов от 0,8 м и более $b_p = (d + 1)$ м, а для остальных видов и размеров сечений свай $b_p = (1,5d + 0,5)$ м;

d - наружный диаметр круглого или сторона квадратного, или сторона прямоугольного сечения сваи в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки, м;

E - начальный модуль упругости бетона сваи при сжатии и растяжении, кПа, для железобетонных свай; модуль упругости древесины для деревянных свай;

I - момент инерции поперечного сечения сваи, м⁴.

Таблица А.1 - Коэффициент пропорциональности K

Грунты, окружающие сваю, и их характеристики	Коэффициент пропорциональности K , кН/м ⁴ , для свай	
	забивных	набивных, буровых, свай-оболочек и свай-столбов
Глины и суглинки текучепластичные ($0,75 < I_L \leq 1$)	650 - 2500	500 - 2000
Глины и суглинки мягкопластичные ($0,5 < I_L \leq 0,75$); супеси пластичные ($0 \leq I_L \leq 1$); пески пылеватые ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	2500 - 5000	2000 - 4000
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \leq I_L \leq 0,5$); супеси твердые ($I_L < 0$); пески мелкие ($0,6 \leq e \leq 0,75$); пески средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5000 - 8000	4000 - 6000
Глины и суглинки твердые ($I_L < 0$); пески крупные ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	8000 - 13000	6000 - 10000
Пески гравелистые ($0,55 \leq e \leq 0,7$); гравий и галька с песчаным заполнителем	-	10000 - 20000
<p>Примечания</p> <p>1 Меньшие значения коэффициента K в таблице соответствуют более высоким значениям показателя текучести I_L глинистых и коэффициентов пористости e песчаных грунтов, указанным в скобках, а большие значения коэффициента K - соответственно более низким значениям I_L и e. Для грунтов с промежуточными значениями характеристик I_L и e значения коэффициента K определяются интерполяцией.</p> <p>2 Коэффициент K для плотных песков принимается на 30 % выше, чем наибольшие значения указанных в таблице коэффициентов K для заданного вида грунта.</p>		

Под глубиной l следует понимать фактическую глубину погружения свай при опирании их на дисперсный или скальный грунт в случае отсутствия заделки (забурирования) в него. В случаях когда набивные и буровые сваи, сваи-оболочки или сваи-столбы заделаны не менее чем на 0,5 м в неветрелый скальный грунт, глубину l определяют по формуле

$$l = l_c + l_\delta, \quad (\text{A.9})$$

где l_c - глубина расположения кровли неветрелого скального грунта, м, отсчитываемая от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка при низком ростверке;

l_δ - дополнительная глубина, м, принимаемая равной:

а) при заделке нижнего конца сваи в магматические породы (гранит, диорит, базальт и др.) - 0;

б) при заделке в прочие породы - $d/2$.

А.4 Расчетные значения горизонтального перемещения сваи в уровне подошвы ростверка U_p , м, и угол ее поворота ψ_p , рад, определяют по формулам:

$$U_p = U_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H l_0^3}{3EI} + \frac{M l_0^2}{2EI}; \quad (\text{A.10})$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{H l_0^2}{2EI} + \frac{M l_0}{EI}, \quad (\text{A.11})$$

где H и M - расчетные значения поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, действующие на голову сваи (см. Рисунок А.1);

l_0 - длина участка сваи, м, равная расстоянию от подошвы ростверка до поверхности грунта под ростверком;

E и I - то же, что и в формуле (А.8);

U_0 и ψ_0 - горизонтальное перемещение, м, и угол поворота поперечного сечения сваи, рад, в уровне поверхности грунта при высоком ростверке, а при низком ростверке - в уровне его подошвы, определяемые по А.5.

Примечание - При расчете считают положительными:

момент и горизонтальную силу, приложенные к голове сваи, если момент и сила направлены соответственно по часовой стрелке и вправо;

изгибающий момент и поперечную силу в сечении сваи, если момент и сила, передающиеся от верхней (условно отсеченной) части, сваи на нижнюю, направлены соответственно по часовой стрелке и вправо;

горизонтальное смещение сечения сваи и его поворот, если они направлены соответственно вправо и по часовой стрелке.

А.5 Горизонтальное перемещение U_0 , м, и угол поворота ψ_0 , рад, определяют по формулам:

$$U_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{HH} + M_0 \cdot \varepsilon_{HM}; \quad (\text{A.12})$$

$$\psi_0 = H_0 \cdot \varepsilon_{MH} + M_0 \cdot \varepsilon_{MM}, \quad (\text{A.13})$$

где H_0 и M_0 - расчетные значения соответственно поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, в рассматриваемом сечении сваи, принимаемые равными $H_0 = H$ и $M_0 = M + H \cdot l_0$ [здесь H и M - значения те же, что и в формулах (А.10) и (А.11)];

ε_{HH} - горизонтальное перемещение сечения, м/кН, от силы $H_0 = 1$ (Рисунок А.2, а);

ε_{MH} - горизонтальное перемещение сечения, 1/кН·м, от момента $M_0 = 1$ (Рисунок А.2, б);

ε_{HM} - угол поворота сечения, 1/кН, от силы $H_0 = 1$ (Рисунок А.2, а);

ε_{MM} - угол поворота сечения, 1/(кН·м), от момента $M_0 = 1$ (Рисунок А.2, б).

Перемещения ε_{HH} , $\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM}$ и ε_{MM} вычисляются по формулам:

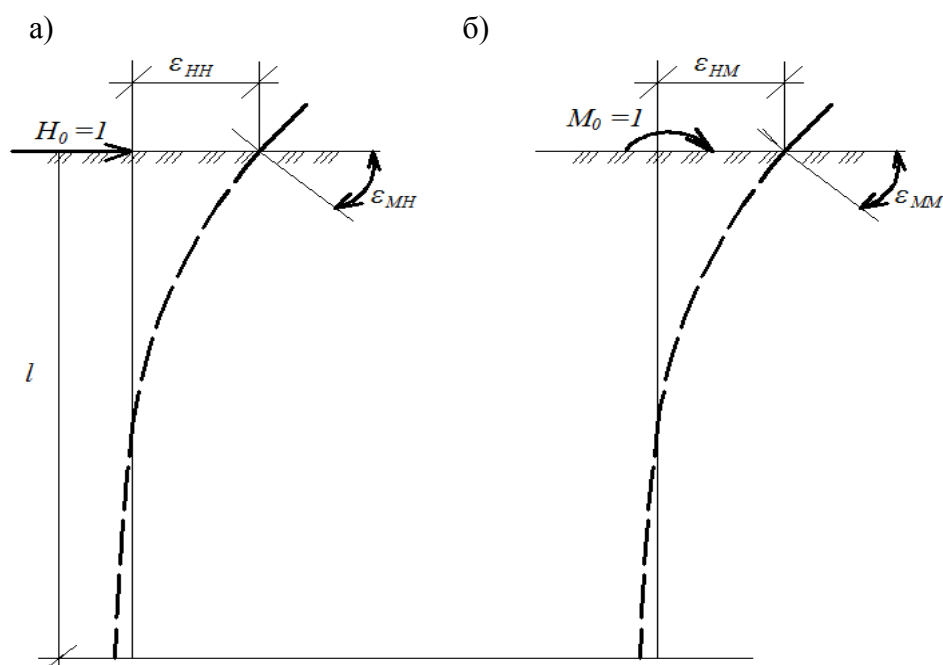
$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 EI} A_0; \quad (A.14)$$

$$\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 EI} B_0; \quad (A.15)$$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon EI} C_0, \quad (A.16)$$

где α_ε , E и I - то же, что и в формуле (А.8);

A_0 , B_0 , C_0 - безразмерные коэффициенты, принимаемые по Таблице А.2.



а) - перемещения от действия силы $H_0 = 1$, приложенной в уровне поверхности грунта; б) - перемещения от действия момента $M_0 = 1$.

Рисунок А.2 - Схема перемещений сваи в грунте

А.6 Расчет устойчивости основания, окружающего сваю, производится по условию (А.17) ограничения расчетного давления σ_z , оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай

$$\sigma_z \leq \eta_1 \cdot \eta_2, \quad (\text{A.17})$$

где σ_z - расчетное давление на грунт, кПа, боковой поверхности свай, определяемое по формуле (A.19);

η_1 - коэффициент, равный единице, кроме случаев расчета фундаментов распорных сооружений (например, распорных пролетных строений), в которых η_1 принимают равным 0,7;

η_2 - коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке, определяемый по формуле (A.18);

γ_1 - расчетный удельный вес грунта ненарушенной структуры, кН/м³, определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде;

ϕ_1 и c_1 - расчетные значения соответственно угла внутреннего трения грунта, град., и удельного сцепления грунта, кПа;

ξ - коэффициент, принимаемый равным при забивных сваях и сваях-оболочках 0,6, а при всех остальных видах свай - 0,3;

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{nM_c + M_t}, \quad (\text{A.18})$$

где M_c - момент от внешних постоянных расчетных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижних концов свай, кН·м;

M_t - то же, от внешних временных расчетных нагрузок, кН·м;

\bar{n} - коэффициент, принимаемый $\bar{n} = 2,5$, за исключением случаев расчета:

- а) особо ответственных сооружений, для которых при $\bar{l} \leq 2,5\bar{n}$ принимают равным 4 и при $\bar{l} \geq 5 - 2,5$ (при промежуточных значениях \bar{l} значение \bar{n} определяют интерполяцией);
- б) фундаментов с однорядным расположением свай, работающих на внецентренно приложенную вертикальную сжимающую нагрузку, для которых принимают $\bar{n} = 4$ независимо от величины \bar{l} .

Примечание - Если расчетные горизонтальные давления на грунт σ_z , определенные по формуле (A.19), не удовлетворяют условию (A.17), но при этом несущая способность свай по материалу недоиспользована и перемещения свай меньше предельно допускаемых величин, то при приведенной глубине свай $\bar{l} > 2,5$ расчет следует повторить, приняв уменьшенное значение коэффициента пропорциональности K (см. A.2). При новом значении K проверяют прочность свай по материалу, ее перемещения, а также соблюдение условия (A.17).

A.7 Расчетное давление σ_z , кПа, на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, возникающее на глубине z , а также расчетный изгибающий момент M_z , кН·м, поперечную силу Q_z , кН, продольную сжимающую силу N_z , кН, действующие на глубине z в сечении свай, определяют по формулам:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_\varepsilon} \bar{z} \left(U_0 A_1 - \frac{\Psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} D_1 \right); \quad (\text{A.19})$$

где K - коэффициент пропорциональности, определяемый по Таблице А.1;

α_ε , E и I - то же, что и в формуле (А.8);

\bar{z} - приведенная глубина, определяемая по формуле (А.7) в зависимости от значения действительной глубины z , для которой определяют значения давления σ_z , момента M_z и поперечной силы Q_z ;

H_0, M_0, U_0 и Ψ_0 - то же, что и в А.4 и А.5:

A_1, B_1, C_1 и D_1 - коэффициенты, значения которых принимают по Таблице А.3;

A_3, B_3, C_3 и D_3 - то же;

N - расчетная осевая нагрузка, кН, передаваемая на голову сваи.

Таблица А.2 – Значения A_0, B_0, C_0

\bar{l}	Опираение сваи на дисперсный грунт			Опираение сваи на скальный грунт			Заделка сваи в скальный грунт		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,5
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,18	0,6
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,14	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,17	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1	18,03	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,16	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,05	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,24	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,48
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,73	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,19	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,46	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,08	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,24	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,6	1,687	2,33	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
≥ 4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,75	2,401	1,6	1,732

А.8 Расчетный момент заделки M_f , кН·м, учитываемый при расчете свай, имеющих жесткую заделку в ростверк, обеспечивающий невозможность поворота головы сваи, определяют по формуле

$$M_f = - \frac{\varepsilon_{MH} + l_0 \varepsilon_{MM} + \frac{l_0^2}{2EI}}{\varepsilon_{MM} + \frac{l_0}{EI}} \cdot H, \quad (\text{A.20})$$

где все буквенные обозначения те же, что и в предыдущих формулах.

При этом знак «минус» означает, что при горизонтальной силе H , направленной слева направо, на голову сваи со стороны заделки передается момент, направленный против часовой стрелки.

Таблица А.3 – Значений коэффициентов A_1, B_1, C_1, D_1

Приведенная глубина расположения сечения сваи в грунте \bar{z}	Коэффициенты											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
0,1	1	0,1	0,005	0	0	0	1	0,1	-0,005	0	0	1
0,2	1	0,2	0,02	0,001	-0,001	0	1	0,2	-0,02	-0,003	0	1
0,3	1	0,3	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1
0,4	1	0,4	0,08	0,011	-0,011	-0,002	1	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1
0,5	1	0,5	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	-0,057	-0,02	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,03	0,994
0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,32	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,98
1	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,96	1,09	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,73	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,91	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	-0,559	-0,42	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,63	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,35	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,53	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,64	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445
3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,14

Приложение Б

(обязательное)

Расчет несущей способности пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0,025$

Несущую способность F_d , кН, пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0,025$ допускается определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунта основания на боковой поверхности сваи и под ее нижним концом по формуле

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cos \alpha [p_i (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \varphi_{l,i} + c_{l,i})] + \frac{d^2}{n_1} (p'_i + n_2 c_{l,i}), \quad (\text{Б.1})$$

где A_i - площадь боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта, м^2 ;

α - угол конусности сваи, град.;

$\varphi_{l,i}, c_{l,i}$ - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и сцепления, кПа, i -го слоя грунта;

d - сторона сечения нижнего конца сваи, м;

n_1, n_2 - коэффициенты, значения которых приведены в Таблице Б.1.

Сопротивления грунта под острием сваи p_i и на ее боковой поверхности $p'_{i,}$ кПа, определяют по формуле

$$p_i = p'_i = \left[\frac{E_i}{4p_{0,i}(1 - \nu_i^2) - 2p_{0,i}(2 - \nu_i)} \right]^{\xi} \cdot (p_{p,i} + c_{l,i} \operatorname{ctg} \varphi_{l,i}) - c_{l,i} \operatorname{ctg} \varphi_{l,i}, \quad (\text{Б.2})$$

где E_i - модуль деформации грунта i -го слоя, кПа, определяемый по результатам прессиометрических испытаний;

ν_i - коэффициент Пуассона i -го слоя грунта;

ξ - коэффициент, значения которого приведены в Таблице Б.1.

Давление грунта $p_{0,i}, p_{p,i}$, кПа, определяют по формулам:

$$p_{0,i} = \frac{\nu_i}{1 - \nu_i} \gamma_{l,i} h_i; \quad (\text{Б.3})$$

$$p_{p,i} = p_{0,i} \cdot (1 + \sin \varphi_{l,i}) + c_{l,i} \cos \varphi_{l,i}, \quad (\text{Б.4})$$

где $\gamma_{l,i}$ - удельный вес грунта i -го слоя, кН/м^3 ;

h_i - средняя глубина расположения i -го слоя грунта, м.

Таблица Б.1 - Угол внутреннего трения грунта $\varphi_{1,i}$

Коэффициент	Угол внутреннего трения грунта $\varphi_{1,i}$, град.									
	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
n_1	0,53	0,48	0,41	0,35	0,30	0,24	0,20	0,15	0,10	0,06
n_2	0,94	0,88	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54
ξ	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,37	0,39
Примечание - Для промежуточных значений угла внутреннего трения $\varphi_{1,i}$ значения коэффициентов n_1 , n_2 и ξ определяют интерполяцией.										

Приложение В

(обязательное)

Определение осадки ленточных свайных фундаментов

Осадку S , м (см), ленточных свайных фундаментов с одно- и двухрядным расположением свай при расстоянии между сваями $(3 - 4)d$ определяют по формуле

$$S = \frac{n(1-\nu^2)}{\pi E} \delta_0, \quad (\text{В.1})$$

где n - погонная нагрузка на свайный фундамент, кН/м, с учетом веса фундамента в виде массива грунта со сваями, ограниченного: сверху - поверхностью планировки; с боков - вертикальными плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай; снизу - плоскостью, проходящей через нижние концы свай;

E, ν - значения модуля деформации, кПа, и коэффициента Пуассона грунта в пределах сжимаемой толщи, определяемые для указанного выше фундамента в соответствии с требованиями нормативных документов;

δ_0 - коэффициент, принимаемый по номограмме (см. Рисунок В.1) в зависимости от коэффициента Пуассона ν , приведенной ширины фундамента $\bar{B} = B/H$ (где B - ширина фундамента, принимаемая по наружным граням крайних рядов свай) и приведенной глубины сжимаемой толщи H_c/h (H_c - глубина сжимаемой толщи).

Значения коэффициента δ_0 определяют по номограмме следующим образом. На номограмме через точку, соответствующую вычисленному значению приведенной глубины сжимаемой толщи, проводят прямую, параллельную оси абсцисс, до пересечения с линией приведенной ширины фундамента \bar{B} и опускают перпендикуляр до линии коэффициента Пуассона грунта ν . Из точки пересечения проводят линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения с осью ординат, на которой приведены значения коэффициента δ_0 .

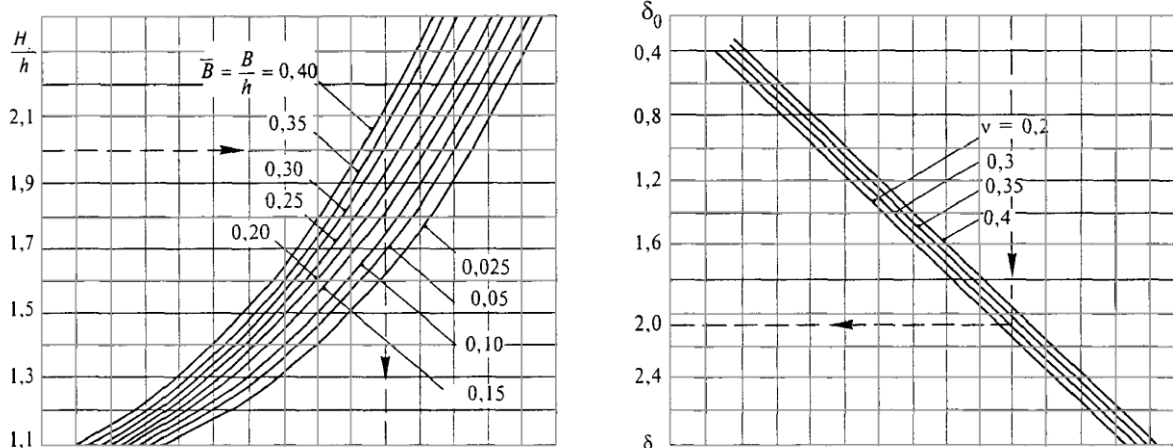


Рисунок В.1 - Номограмма для определения значений δ_0

Приложение Г

(обязательное)

Определение осадки одиночной сваи с учетом модуля сдвига

Расчет осадки одиночных свай, прорезающих слой грунта с модулем сдвига G_1 , МПа, коэффициентом Пуассона ν_1 и опирающихся на грунт, рассматриваемый как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем сдвига G_2 и коэффициентом Пуассона ν_2 , допускается производить при $N \leq F_d/\gamma_k$ и при условии $l/d > 5$, (где l - длина сваи, м, d - диаметр или сторона поперечного сечения сваи, м) по формулам:

а) для одиночной сваи без уширения

$$S = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (\text{Г.1})$$

где N - вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН;

β - коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi}, \quad (\text{Г.2})$$

здесь β' - коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ($EA = \infty$);

λ_1 - параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола и определяемый по формуле

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{3/4}}{1 + 2,12\chi^{3/4}}; \quad (\text{Г.3})$$

k_v - коэффициенты, определяемые по формуле

$$k_v = 2,82 - p,78\nu + 2,18\nu^2 \quad (\text{Г.4})$$

б) для одиночной сваи с уширением

$$S = \frac{0,22N}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA}, \quad (\text{Г.5})$$

где d_b - диаметр уширения сваи.

Характеристики G_1 и ν_1 принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а G_2 и ν_2 - в пределах 10 диаметров сваи или уширения (для сваи с уширением) при условии, что под нижними концами свай отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органо-минеральные и органические грунты.

Приложение Д

(обязательное)

Принципиальные схемы установок для полевых испытаний грунтов сваями

Схемы установок для испытаний грунтов статической вдавливающей нагрузкой

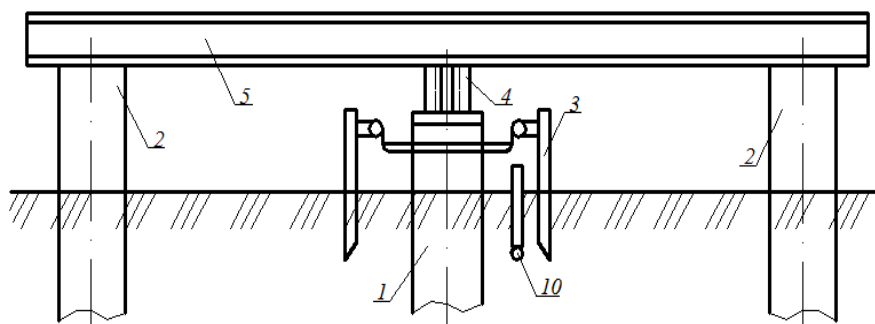


Рисунок Д.1 - Установка с гидравлическим домкратом, системой балок и анкерными сваями

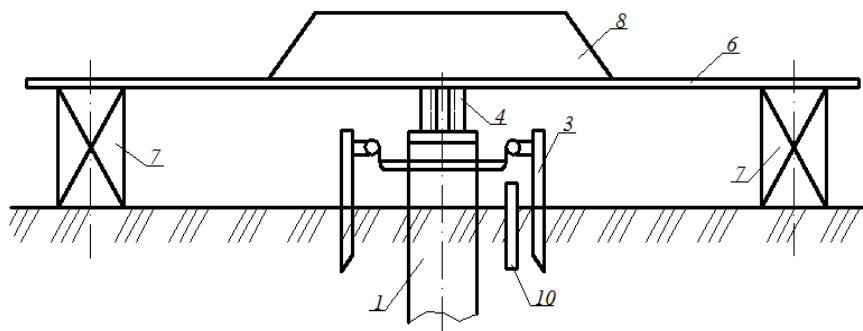


Рисунок Д.2 - Установка с грузовой платформой, служащей упором для гидравлического домкрата

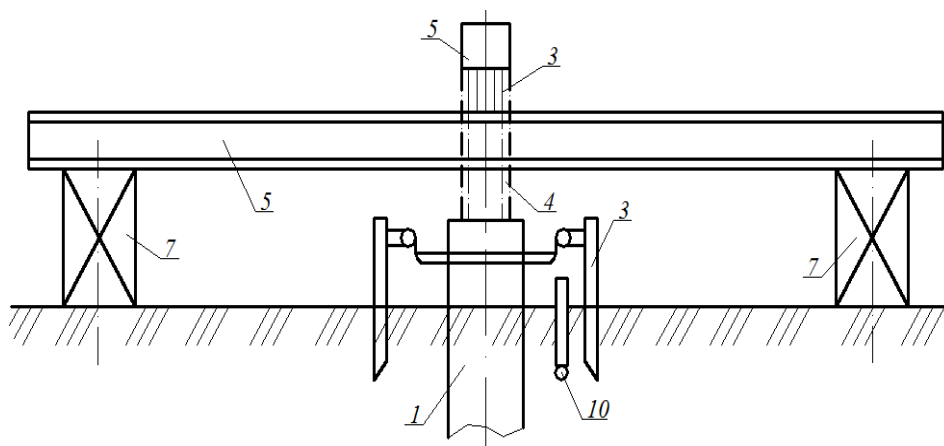
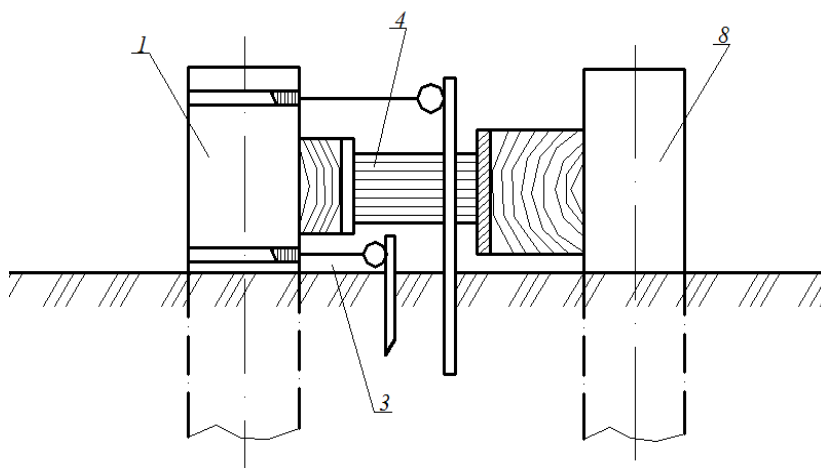


Рисунок Д.3 - Схема установки для испытания грунтов статической выдергивающей нагрузкой



1 - испытываемая свая; 2 - анкерная свая; 3 – реперная система с прогибомерами; 4 - домкрат с манометром; 5 -система упоров, балок; 6 - грузовая платформа; 7 - опора; 8 - груз (упор для домкрата); 9 - тарированный груз; 10 - термометрическое устройство; 11 - опорная плита-оголовок

Рисунок Д.3 - Схема установки для испытания грунтов статической горизонтальной нагрузкой

Библиография

[1] «Правила отнесения зданий и сооружений к технически сложным объектам», утверждены постановлением Правительства Республики Казахстан от 23 октября 2009 года № 1656.

[2] ГОСТ 5686-94 Испытания грунтов сваями.

[3] ГОСТ 19804-91 Сваи железобетонные. Технические условия.

[4] ГОСТ 9463-88 Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия.

[5] ГОСТ 20522-96 Методы статистической обработки результатов испытаний.

[6] ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.

[7] ГОСТ 12248-2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ИНДУСТРИЯ ЖӘНЕ
ИНФРАҚҰРЫЛЫМДЫҚ ДАМУ МИНИСТРЛІГІ
ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ
ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ЕЖ 5.01-103-2013

ҚАДАЛЫҚ ІРГЕТАСТАР

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
МИНИСТЕРСТВА ИНДУСТРИИ И ИНФРАСТРУКТУРНОГО
РАЗВИТИЯ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**СВОД ПРАВИЛ
Республики Казахстан**

СП РК 5.01-103-2013

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная