

**Сәулет, қала қурылысы және қурылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ҒИМАРАТТАР МЕН
ИМАРАТТАРДЫҢ ІРГЕЛЕРІН ЖӘНЕ ІРГЕТАСТАРЫН
ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ
РАЙОНАХ**

**ҚР НТҚ 08-05.1-2013
НТП РК 08-05.1-2013**

Ресми басылым
Издание официальное

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- | | |
|---|---|
| 1. ӘЗІРЛЕГЕН: | «ҚазҚСҒЗИ» АҚ |
| 2. ҰСЫНҒАН: | Қазақстан Республикасы Өңірлік даму министрлігі
Құрылыс және тұрғын үй - коммуналдық шаруашылық
істері Комитетінің техникалық реттеу және нормалау
басқармасы. |
| 3. ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ
ҚОЛДАНЫСҚА
ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ: | Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика
министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық
шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару
комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ
бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап |
| 4. ОРНЫНА: | Алғашқы рет |

ПРЕДИСЛОВИЕ

- | | |
|---|---|
| 1. ПОДГОТОВЛЕН: | АО «КазНИИСА» |
| 2. ПРЕДСТАВЛЕН: | Управлением технического регулирования и
нормирования Комитета по делам строительства и
жилищно-коммунального хозяйства министерства
регионального развития Республики Казахстан. |
| 3. ПРИНЯТ И ВВЕДЕН
В ДЕЙСТВИЕ: | Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-
коммунального хозяйства и управления земельными
ресурсами Министерства Национальной экономики
Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля
2015 года |
| 4. ВЗАМЕН: | Впервые |

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

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

МАЗМҰНЫ

КІРІСПЕ	V
1 ҚОЛДАНЫЛУ АЯСЫ	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	5
3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР	6
4 ТАҢБАЛАР МЕН ШАРТТЫ БЕЛГІЛЕУЛЕР	8
5 СЕЙСМИКАЛЫҚ ЫҚПАЛ	10
5.1 Сейсмикалық ықпалдың анықтамасы	10
5.2 Талдау әдістері	11
5.3 Псевдостатикалық әдіс үшін сенімділікті тексеру	12
5.4 Әлеуетті сұйылатын топырақтар	12
5.5 Динамиканың уақытта өзгеру ұғымы	14
5.6 Циклдық жүктемелердің ықпалымен топырақтың шамадан тыс шөгуі	14
6 ТОПЫРАҚ ҚАСИЕТТЕРІ	15
6.1 Жалпы өлшемдер	15
6.2 Сейсмикалық ықпалды сипаттау үшін топырақтың түрін анықтау	15
6.3 Топырақтың қаттылығы мен демпфирленуінің деформация деңгейіне тәуелділіктері	18
6.4 Қаттылық пен демпфирлену параметрлері	19
6.5 Беріктік параметрлері	20
7 АЛАНДЫ ТАҢДАУҒА ЖӘНЕ ІРГЕ ТОПЫРАҒЫНА ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР	21
7.1 Жалпы ережелер	21
7.2 Сейсмикалық белсенді жарықтарға жақындық	21
7.3 Еңістердің жылжымалылығы	22
7.4 Жергілікті жер бедерінің ықпал ету әсері	23
7.5 Сұйылу	24
7.5.1 Топырақ сұйылуының имараттарға тигізетін ықпалы	24
7.5.2 Сұйылу ықтималдығы	25
8 Құрылыс алаңдарының топырақ жағдайлары	27
8.1 Жалпы ережелер	27
8.2 Топырақ жағдайларының түрлері ..	29
9. СЕЙСМИКАЛЫҚ ЫҚПАЛДАРДЫ ЕСЕПКЕ АЛА ОТЫРЫП, ІРГЕЛЕР МЕН ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУҒА ҚОЙЫЛАТЫН НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР	31
9.1 Таяз орналасқан іргетастар	33
9.1.1 Шолу	33
9.1.2 Таяз орналасқан іргетастардың шекті күш көтеру қабілеті	34
9.1.3 Сырғанау	34
10. СЕЙСМИКАЛЫҚ ЫҚПАЛДАР КЕЗІНДЕ ІРГЕЛЕРДІҢ КҮШ КӨТЕРУ ҚАБІЛЕТІН ЕСЕПТЕУ	35
10.2 Еурокодта ұсынылған әдістеме	35
10.2.1 Сейсмикалық күш көтеру қабілетін жоғалтуға қарсы орнықтылық	35
10.2.2 Толығымен байланысты топырақ	37
10.2.3 Толығымен байланыссыз топырақ	37
10.2.4 Сандық параметрлер ..	38

11 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ	39
11.1 Жалпы мәліметтер.....	39
11.1.1 Жер сілкінісі кезінде қадалы іргетастардың бұзылу мысалдары	39
11.1.2 Қадалы іргетастың бұзылуынан алынған сабақтар	42
11.1.3 ЕС8 қағидалары.....	42
11.2 Статикалық жүктеме кезінде қадалы іргетасты жобалау	42
11.2.1 Қада түбінің астындағы күш көтеру қабілеті	42
11.2.2 Бүйірлік беттегі күш көтеру қабілеті	43
11.3 Сұйылудың қадалы іргетастарға ықпалы	44
11.3.1 Сұйылатын топырақтағы бойлық иілу кезінде қадалардың орнықтылығын жоғалтуы	44
11.3.1.1 Қаттылық шарттары және қаданың келтірілген ұзындығы	45
11.3.1.2 Икемділік коэффициенті	46
11.3.1.3 Қадаларға шекті жүктеме	46
11.3.2 Еңістердегі бүйірлік жылжу	47
11.3.2.1 Еңістік бұрышы.....	49
11.3.2.2 Сұйылмаған беттік қабаттардың болуы және олардың салдары	50
11.4 Қадалы іргетастардың статикалық және динамикалық функционалдық талаптарын салыстыру	50
11.4.1 Кинематикалық және инерциялық жүктеме.....	50
11.4.2 Қаданың жүктемеден ауытқуын статикалық талдау	52
11.4.3 Қаданың жүктемеден ауытқуын динамикалық талдау	54
11.4.3.1 Жалпы жай-күйі.....	54
11.4.3.2 Қаданың икемділігі.....	56
11.5 Кинематикалық ықпал	56
11.5.1 Классикалық тәсіл.....	56
11.5.2 Топырақтың бүйірлік жылжуынан болған кинематикалық жүктеме	59
11.5.3 Қада басы қаттылығының статикалық тұжырымдамасын қабылдау	60
11.6 Инерциялық реакция.....	61
11.6.1 Қада-топырақ салыстырмалы қаттылық жүйесі	61
11.6.2 Өшу коэффициенті	62
11.6.3 Үйлесу ережелері.....	63
А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Таспалы іргетас іргесінің күш көтеру қабілетін есептеу мысалы	64
Б ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Бағаналы іргетас іргесінің күш көтеру қабілетін есептеу мысалы	68
В ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Тақталы іргетасты есептеу мысалы.....	75
Г ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Қадалы іргетастарды жобалау мысалы	78
Библиография	90

КІРІСПЕ

Осы құралды «Қазақ құрылыс және сәулет ғылыми-зерттеу және жобалау институты» акционерлік қоғамы («ҚазҚСҒЗИ» АҚ) әзірлеген және ол Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде қолдану үшін қолданысқа енгізіледі.

Осы құралда:

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 бөлімдерінде мазмұндалатын сейсмикалық аймақтардағы ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын жобалау қағидаттары мен ережелері;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 бөлімдерінде келтірілген қағидаттар мен ережелерді дамытатын қағидалар;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 бөлімдерінде келтірілген қағидаттар мен ережелерді толықтыратын ұсынымдар мен баламалы ережелер;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 бөлімдері ережелерінің жобалау практикасында қолданылуын көрсететін мысалдар келтірілген.

Осы құралды әзірлеу кезінде ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 қағидаларынан басқа:

- ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 Ұлттық қосымшасының қағидалары;

- ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Құрылыстық жобалау негіздері» тиісті қағидалары;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2013 «Сейсмикаға төзімді ғимараттар мен имараттарды жобалау» тиісті қағидалары;

- ҚР ҚН EN 1998 талаптарын толықтыратын және оларға қайшы келмейтін сейсмикалық төзімділік теориясының кейбір жалпы қабылданған қағидалары;

- «ҚазҚСҒЗИ» АҚ және сейсмикалық төзімді құрылыс саласында мамандандырылған шетелдік ұйымдар орындаған зерттеулердің сынақтан өткен нәтижелері ескерілген.

Құрал жобалау ұйымдарының инженерлік-техникалық қызметкерлеріне, ғылыми қызметкерлерге, жобалық өнім тапсырысшыларына, жоғарғы оқу орындарының оқытушылары мен студенттеріне арналған.

**БЕЛГІ ҮШІН
ДЛЯ ЗАМЕТОК**

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ҒИМАРАТТАР МЕН ИМАРАТТАРДЫҢ
ІРГЕЛЕРІН ЖӘНЕ ІРГЕТАСТАРЫН ЖОБАЛАУ**

**DESIGN OF THE BASES AND THE FOUNDATION OF BUILDINGS AND
CONSTRUCTIONS IN SEISMIC REGIONS**

Енгізілген күні 2015–07–01

1 ҚОЛДАНЫЛУ АЯСЫ

1.1 Осы құрал ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 «Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау. 5-бөлім. Іргетастар, тіреу қабырғалар және геотехникалық аспектілер» қағидаларын дамыту үшін әзірленген және сейсмикалық аймақтарда жаңа ғимараттар мен имараттарды жобалау кезінде қолдануға арналған.

1.2 Осы «Сейсмикалық аудандарда ғимараттар мен имараттардың іргелерін және іргетастарын жобалау» құралы ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 төменде көрсетілген бөлімдерінде берілген қағидаттар мен ережелерден тұрады және оларды дамытады:

- 1-бөлім «Жалпы ережелер»;
- 2-бөлім «Сейсмикалық ықпал»;
- 3-бөлім «Топырақ қасиеттері»;
- 4-бөлім «Іргенің орналасуына және топырағына қойылатын талаптар»;
- 5-бөлім «Іргетас жүйесі».

1.3 ҚР ҚН EN 1998 берілген қағидаттар мен ережелер жалпы және арнайы болып бөлінеді.

ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 2-5 бөлімдерінде және осы құралда ғимараттар мен басқа да инженерлік құрылыстардың іргелері мен іргетастарының сипаттамаларына және есепке алынатын сейсмикалық ықпалдардың параметрлеріне қойылатын талаптар тұрғысынан олар үшін ортақ болып табылатын қағидаттар мен ережелер берілген.

Сейсмикалық аймақтардағы ғимараттардың іргелері мен іргетастарын жобалауға және оларды орналастыру талаптары мен ірге топырақтарына қойылатын жалпы талаптар ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 4-бөлімінде және осы бөлімге әзірленген құралда берілген.

Жалпы қағидалар мен ережелерді толықтыратын сейсмикалық аудандардағы ғимараттар мен имараттарды жобалаудың арнайы қағидалары мен ережелері:

- іргетастар мен тіреуіш имараттар үшін – ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2013 және ҚР ҚН EN 1998 осы бөліміне әзірленген құралда берілген.

Қолданыстағы ғимараттар мен имараттардың сейсмикаға төзімділігін бағалаудың арнайы қағидаттары мен ережелері, сонымен қатар, оларды қалпына келтіру, күшейту, жөндеу немесе қайта құру жобаларына қойылатын, ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 жалпы қағидаттары мен ережелерін толықтыратын талаптар ҚР ҚН EN 1998-3:2005/2013 және көрсетілген құжатқа берілген Құралда мазмұндалады.

ҚР НТҚ 08-05.1-2013

1.4[1.1(1)P] ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2011 және осы Құралдың негізгі мақсаты:

- жер сілкінісі кезінде адамдардың өмірлерін қорғау;
- сейсмикалық ықпалдардан болатын шығындарды шектеу;
- қызметі сейсмикалық жағдайлардан кейін тұрғындарды қорғау үшін қажетті ғимараттар мен имараттардың пайдаланушылық қасиеттерінің сақталуын қамтамасыз ету болып табылады.

1-ЕСКЕРТПЕ. Сейсмикалық оқиғалардың кездейсоқ сипаты және олардың салдарына қарсы әрекет етудің шектеулі мүмкіндіктері жоғарыда аталған мақсатқа қол жеткізуді ықтималдық мәнде ішінара және өлшемді түрде ғана жүзеге асатын етеді. Ғимараттар мен имараттардың әртүрлі санаттары үшін қамтамасыз етілуі және ықтималдық мәнде бағалануы мүмкін қорғау дәрежесі қолда бар ресурстарды оңтайлы бөлу мәселесімен және сейсмикалық қатерлердің табиғаты басқа қатерлермен салыстырғанда маңыздылығымен байланысты.

2-ЕСКЕРТПЕ. ҚР ҚН EN 1998 қабылданған сейсмикалық оқиғалар кезінде адамдардың қауіпсіздігін қамтамасыз ету және олардың салдарын жұмсарту стратегиясы сейсмикалық қауіп пен сейсмикалық тәуекелді детерминистік бағалаудан бас тартуды мензейді және статистикалық талдау нәтижелеріне негізделетін ықтималдық бағаларға көшуді көздейді. Бұл ретте ҚР ҚН EN 1998 Қазақстан Республикасының алдыңғы нормаларынан түбегейлі өзгешеленеді.

1.5 Құрал:

- жобалық құжаттама тапсырысшыларының (мысалы, ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарының сейсмикалық төзімділігіне қойылатын негізгі талаптарды тұжырымдау үшін);
- ғимараттар мен имараттар іргелері мен іргетастарын жобалауды іске асыратын мамандардың;
- ғимараттар мен имараттар іргелері мен іргетастарын жобалау және салу сапасын бақылауды іске асыратын мамандардың;
- тиісті әкімшілік органдардың пайдалануына арналған.

1.6 ҚР ҚН EN 1998 және осы Құрал қағидалары төмендегі имараттар мен құрылыс жағдайларына:

- арнайы имараттарға, мысалы, атом қондырғыларына, теңіз платформаларына, ірі дамбаларға [ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 1.1.1(2)P];
- күндізгі бетте тектоникалық жарықтардың пайда болу мүмкіндігі бар аймақтарда орналасқан іргелер мен іргетастарға;
- шегінде көлденең толқындардың таралу жылдамдығы 100 м/с-тан аз шаманы құрайтын, қуаттылығы 10 метрден асатын қыртысты топырақ үгінділері бар алаңдарда орналасқан ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарына;
- сұйытылуға бейім топырақ үгінділері бар алаңдарда орналасқан ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарына таралмайды.

1.7 Талаптары ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 және ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 дамуы үшін әзірленген тиісті Құралдарда көрсетілмеген ғимараттардың, имараттар мен конструкциялардың іргелері мен іргетастарын жобалау тиісті нормативтер әзірленгенге дейін арнайы зерттеулердің нәтижелеріне негізделген арнайы техникалық шарттар негізінде жүзеге асырылуы тиіс.

1.8 ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 [1.1.1(3)P] және осы Құралда сейсмикалық аймақтардағы ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын жобалау кезінде сақталатын қағидалар ғана бар. Бұл ретте олар басқа ҚР ҚН EN толықтырады.

1.9 Егер ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012, осы Құралда және/немесе арнайы техникалық шарттарда басқасы көзделмесе, ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 және осы Құрал ережелеріне сәйкес жобаланатын ғимараттар мен имараттар, сондай-ақ олардың жекелеген элементтері ҚР ҚН EN 1990 – ҚР ҚН EN 1997, ҚР ҚН EN 1999 және олардың тиісті Құралдарында мазмұндалған қағидалар мен ережелердің барлығын қанағаттандыруы тиіс.

1.10 Осы Құралда ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 2-, 3-, 4-, 5-бөлімдерінде мазмұндалған жалпы қағидалар мен ережелерден басқа:

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 Ұлттық қосымшасында қабылданған және Қазақстан Республикасының сейсмикалық аймақтарындағы ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын жобалауға қажетті ұлттық қабылданған параметрлер;

- ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 ережелерін бір мағыналы түсіндіруге және Құралды тәжірибеде қолданудың қолайлылығына септігін тигізетін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 және ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2013 кейбір қағидаттары;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 қағидалары мен ережелеріне қайшы келмейтін қосымша ережелер мен ақпарат;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 қағидалары мен ережелеріне қайшы келмейтін баламалы тұжырымдар, анықтамалар, талаптар, талдамалық үлгілер мен ережелер;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 2- және 5-бөлімдері ережелерінің практикада қолданылуын көрсететін мысалдар;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 2- және 5-бөлімдерінің және осы Құралдың кейбір қағидаларын түсіндіретін немесе негіздейтін ЕСКЕРТПЕ;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 бірге ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын жобалау кезінде қолданылатын құжаттарға сілтемелер;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 ережелерін қолдану мысалдары берілген.

1.11 Осы Құралда келтірілген баламалы тұжырымдар, анықтамалар, талаптар, талдамалық үлгілер мен ережелер:

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 мазмұндалатын және өзгертулер мен толықтыруларсыз Құралдың құрамына енгізілген;

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 құрамында жоқ және ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 ішінде сондай мүмкіндік қарастырылған қағидаларға толықтыру ретінде Құралдың құрамына енгізілген болып екі түрге бөлінеді.

1.12 ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 және осы Құралды дамыту үшін құрастырылған құжаттардың (аумақтық құрылыс нормаларының, құралдардың, ұсынымдардың, стандарттардың, арнайы техникалық шарттардың және т.б.) қағидалары:

- ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 және осы Құралдың қағидалары мен ережелеріне қайшы келмеуі тиіс;

- ғимараттардың мен имараттардың іргелері мен іргетастарының кем дегенде ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 көзделген сенімділікке тең келетін сенімділігін қамтамасыз етуі тиіс;

- негізделген және мойындалған ғылыми қағидаттарға және/немесе сыналған және эксперименталдық тексерілген техникалық шешімдерге негізделуі тиіс.

ҚР НТҚ 08-05.1-2013

1.13 Сейсмикаға төзімділікті қамтамасыз ету тұрғысынан сипаттамаларына, қасиеттеріне, габариттеріне және конструкциялық шешімдеріне қойылатын талаптар ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 және тиісті Құралдарда ескерілмеген, имараттарды жобалауға арналған арнайы техникалық шарттар сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік орган аккредиттеген ғылыми-зерттеу және (немесе) мамандандырылған жобалау ұйымдарын тарта отырып әзірленулері тиіс.

Әзірленген арнайы техникалық шарттар атаулы сипатқа ие болулары тиіс.

ЕСКЕРТПЕ. Арнайы техникалық шарттардың мазмұнына, келісу тәртібі мен бекітілуіне қойылатын талаптар 1.02-00-2012 «Құрылыстың жобалық құжаттамасын әзірлеу, келісу, бекіту тәртібі және құрамы» ҚБҚ ережелеріне сәйкес болуы тиіс.

1.14 Ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын жобалау және құрылысын салу кезінде олардың сейсмикаға төзімділігі мынадай шаралар кешенімен қамтамасыз етілетіндігін ескеру қажет:

- сейсмикалық тұрғыдан жағдайлары ең қолайлы құрылыс алаңдарын таңдау;
- тиісті көлемдік-жоспарлық және конструкциялық шешімдерді қолдану;
- құрылыстың тиісті материалдары мен технологияларын қолдану;
- есептеу нәтижелеріне сәйкес күш түсетін және күш түспейтін элементтерді құрастыру;

- есептеу нәтижелеріне тәуелсіз белгіленетін арнайы конструкциялық талаптарды сақтау;

- жобалар мен құрылыс жұмыстарын орындаудың тиісті сапасы;
- жобалар мен құрылыс жұмыстарының сапасын бақылау жүйесі.

1.15 Сейсмикалық аймақтарда құрылыс салуға арналған ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын жобалау үдерісі, қағида бойынша, мынадай негізгі кезеңдерден тұрады:

- тұжырымдық жобалау: іргетас түрін, құю тереңдігін және геометриялық өлшемдерді алдын ала таңдау;

- топырақ түрін, шекті жағдайды, топырақ негіздігінің есепті үлгісін және негізгі механикалық сипаттамаларды таңдау;

- ірге топырағының түрі мен физика-механикалық қасиеттеріне қарай топырақтың есепті сейсмикалық жүктемелері мен есепті үдеу мәндерін анықтау;

- есептеу: қарастырылып отырған геотехникалық жағдайға сәйкес келетін есепті сейсмикалық және статикалық жүктемелерді, сондай-ақ сейсмикалық және статикалық ықпалдардан болатын есепті нәтижелерді (іргедегі кернеулерді, деформацияларды, іргетас жылжуларын) анықтау;

- есеп нәтижелерін талдау: сейсмикалық және статикалық ықпалдардың есептелген нәтижелеріне қатысты іргенің күш көтеру қабілеті мен іргетастардың өлшемдерін тексеру.

1.16 Осы Құралдың 1.3-тармағында айтылған жобалау мақсатына ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 1.3(2) тармағында баяндалған жалпы шарттарды және ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 берілген алғышарттарды сақтау арқылы қол жеткізіледі.

1.17 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 1.3(2) баяндалған жалпы шарттарға мыналар жатады:

- құрылыс алаңын таңдау және топырақ негіздігінің қасиеттерін бағалау, ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын есептеу;

- құрылысты тиісті дағдылары мен тәжірибесі бар персонал жүзеге асырады;
- сапаны бақылау мен қадағалау, зауыт жағдайында және алаңда конструкцияларды дайындауды қоса алғанда, жобалау және құрылыс жұмыстарының барлық кезеңдерінде жүзеге асырылады;
- қолданылатын құрылыс материалдары мен бұйымдары ҚР ҚН EN 1991 – ҚР ҚН EN 1999 талаптарына сәйкес болады немесе жұмыстарды жүргізуге, материалдар мен бұйымдарға арналған тиісті стандарттардың талаптарына сай болады;
- ғимараттардың немесе имараттардың іргетастары тиісінше жарамды күйде болуы тиіс.

1.18[1.3(2)P] ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 1.3.(2)P қабылданған алғышартқа сәйкес, құрылыс барысында және ғимаратты немесе имаратты кейіннен пайдалану кезінде, өзгертулер тиісінше негізделген және тексерілген жағдайлардан басқасында қандай да бір өзгертулер жасауға болмайды. Имараттардың сейсмикалық ықпалдарға реакциясының ерекшелікті табиғатына байланысты осы алғышарт конструкция төзімділігін арттыруға әкелетін өзгертулерге қатысты да қолданылады.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

2.1 Осы Құралда мынадай нормативтік құжаттар мен стандарттарға сілтемелер қолданылды:

ҚР ҚН EN 1990	Құрылыстық жобалау негіздері;
ҚР ҚН EN 1991	Күш түсетін конструкцияларға әсер ету;
ҚР ҚН EN 1997	Геотехникалық жобалау;
ҚР ҚН EN 1998-1	Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау – 1-бөлім: Ғимараттарға арналған жалпы ережелер, сейсмикалық әсер ету және ережелер;
ҚР ҚН EN 1998-5	Сейсмикаға төзімді конструкцияларды жобалау – 5-бөлім: Іргетастар, тіреу құрылыстары және геотехникалық аспектілер;
EN ISO 22476-3:2005	Геотехникалық зерттеулер мен сынақтар – Далалық сынақтар – 3-бөлім: Пенетрацияға арналған стандарттық тестілеу.
ҚНЖЕ 2.01.07-85*	Жүктемелер мен әсер ету
ҚНЖЕ 22-02-2003	Аумақтарды, ғимараттар мен имараттарды қауіпті геологиялық үдерістерден инженерлік қорғау. Жобалаудың негізгі ережелері
ҚР ҚНЖЕ 5.01-01-2002	Ғимараттар мен имараттардың негіздері
ҚР ҚНЖЕ 5.01-03-2002	Қадалық іргетастар
ҚР ҚНЖЕ 2.03.-30-2006	Сейсмикалық аудандардағы құрылыс
ҚНЖЕ 3.01.01-85*	Құрылыс өндірісін ұйымдастыру
ҚНЖЕ 3.02.01-87	Жер имараттары, негіздері және іргетастары
ЕЖ 11-102-97	Құрылысқа арналған инженерлік-экологиялық іздеулер.
ЕЖ 11-105-97	Құрылысқа арналған инженерлік-геологиялық іздеулер (I, II, III-б.)
МемСТ 12248-96	Топырақтар. Беріктік пен деформациялану сипаттамаларын

	зертханалық анықтау әдістері.
МемСТ 20276-99	Топырақтар. Беріктік пен деформациялану сипаттамаларын далалық анықтау әдістері.
МемСТ 23061-90	Топырақтар. Тығыздық пен ылғалдылықты радиоизотоптық өлшеу әдістері.
МемСТ 24846-81	Топырақтар. Ғимараттар мен имараттар негіздерінің деформацияларын өлшеу әдістері.
МемСТ 25100-95	Топырақтар. Жіктеу.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы Құралда тиісті анықтамалары бар мынадай терминдер қолданылады:

3.1 Жалпы терминдер

3.1.1 **Жер сілкінісі** (тектоникалық): Сейсмикалық толқындардың өтуі нәтижесінде жер бетінің тербелуі.

3.1.2 **Жер сілкінісінің гипоцентрі**: Жер сілкінісі ошағының жер қыртысының тереңінде орналасқан жері.

3.1.3 **Жер сілкінісінің қарқындылығы** (сейсмикалық қарқындылық): Жер сілкінісінен кейін құрылыс объектілерінің бұзылу дәрежесімен, жер бетінің өзгеру сипатымен және адамдардың реакцияларымен анықталатын сейсмикалық толқындар өткен кездегі топырақтың қозғалу шамасының өлшемі.

Макросейсмикалық қарқындылық шкаласының баллдарымен, сондай-ақ үдеулермен, жылдамдықпен, жылжулармен және сейсмикалық ықпалды сипаттайтын басқа да бірліктермен өлшенеді және тек магнитуда шамасына ғана емес, сонымен қатар, жер сілкінісі ошағына дейінгі арақашықтыққа, топырақ жағдайлары мен басқа да факторларға байланысты болады.

3.1.4 **Сейсмикалық ықпал**: Жер сілкінісі кезінде объект іргесінің қозғалуына байланысты ғимараттар мен құрылыстар конструкцияларында туындайтын динамикалық ықпал түрі.

3.1.5 **Сейсмикалық реакция**: Жер сілкінісі кезіндегі объектінің тербелмелі қозғалыс параметрлері (үдеу, жылдамдық, жылжу және т.б.).

3.1.6 **Ғимараттың/имараттың сейсмикалық төзімділігі**: Объектінің есепті қарқындылықтағы және қайталанатын жер сілкінісінен кейін белгіленген функцияларын орындауға қабілеттілігі (өндірістің тоқтамауы, адамдардың жарақат алуының болмауы, қолайсыз экологиялық салдардың алдын алу және т.б.).

3.1.7 **Фондық сейсмикалық (құрылыс ауданының сейсмикалығы)**: Сейсмикалық қауіпті аймақ үшін – жалпы сейсмикалық аудандастыру карталары бойынша, II санатты топырақтар үшін сейсмикалық қасиеттері бойынша белгіленетін жер сілкінісінің қарқындылығы.

3.1.8. **Топырақтың дірілден сұйықталуы**: Динамикалық ықпалдар кезінде кеуекті қысымның күрт көбеюі салдарынан майда дисперстік құм топырақтың күш көтеру қабілетін жоғалтуы.

3.1.9 **Жер сілкінісінің эпицентрі**: Жер сілкінісі ошағының жер бетіндегі проекциясы.

3.1.10 Сеймикаға қарсы белдеу: Сейсмикалық ықпал кезінде қабырғалар мен жабындардың бірлесіп жұмыс істеуіне септігін тигізетін және оларды кеңістіктік конструкцияға біріктіру үшін тас қабырғаларды айналдыра орайтын темір-бетон байлам.

3.1.11 Материал бойынша сенімділік коэффициенті: Материал сипаттамаларының олардың нормативтік мәндерінен ықтимал жағымсыз ауытқуын ескереді.

3.1.12 Жүктеме бойынша сенімділік коэффициенті: Жүктемелер мен әсер етудің ықтимал шашыраңқылығын ескереді.

3.1.13 Үйлесімдер коэффициенті: Жүктеменің бірнеше түрінің белгілі бір уақыт кезеңінде олардың есептік мәндеріне бір мезгілде қол жеткізу мүмкіндігін ескереді.

3.1.14 Жұмыс жағдайының коэффициенті: Қабылданған есептік үлгінің конструкция элементтерінің нақты жұмыс жағдайларынан ықтимал ауытқуын, сондай-ақ тікелей есептеуде ескерілмейтін материал қасиеттерінің орта әсерінен (коррозия, биологиялық ықпалдар және т.б.) өзгеруін ескереді.

3.1.15 Ерекше жүктемелер: Пайда болу ықтималдығы аз, бірақ салдары апатқа (сейсмикалық ықпалдар, жарылыс пен өрттерден болатын жүктемелер, топырақтың отыруынан болатын ықпал және т.с.с.) әкелуі мүмкін, ерекше жағдайларда туындайтын уақытша жүктемелер мен әсер етулер.

3.1.16 Тербелістер кезеңі: Ішінде тербелетін жүйе өзінің шығыс жағдайына қайтуымен аяқталатын орын ауысудың бір кезеңін аяқтайтын уақыт аралығы.

3.1.17 Есептік сызба: Есепте қолданылатын объектінің жетілдірілген конструкциялық сызбасы.

3.1.18 Жүктемелердің есептік мәндері: Нормативтік мәнді жүктеме бойынша сенімділіктің тиісті коэффициентіне көбейту жолымен алынатын мәндер.

3.1.19 Материалдар беріктігінің есептік мәндері: Нормативтік мәнді материал бойынша сенімділік коэффициентіне бөлу жолымен алынатын мәндер.

3.1.20 Қадалар тармағы: Ростверкпен біріккен және, қағида бойынша, жалғыз бағаннан немесе тіректен іргеге күш түсіретін қадалардың жинақы орналасқан тобы.

3.1.21 Қадалардың күш көтеру қабілеттілігі: Ішінде қозғалудың шамадан тыс деформацияларын дамытуды шектеу шарты бойынша жалғыз қаданың іргесіндегі шекті кедергі.

3.1.22 Қадалардың іргесі: Қада арқылы берілетін жүктемені қабылдайтын және қадалармен өзара әрекетте болатын топырақ массивінің бөлігі.

3.1.23 Үйкелістің кері (негативтік) күші: Қада топырағының маңындағы шөгу қада шөгуінен артық болғанда, қаданың бүйірлік бетінде пайда болатын және төменге бағытталған күштер.

3.1.24 Қадаға берілетін есептік жүктеме: Қадада олардың ең тиімсіз үйлесімі кезінде іргетасқа жобалық әсер етуден туындайтын, бойлық күшке тең жүктеме.

3.1.25 Ростверк: Қадалардың бастарын біріктіретін және оларға жоғары орналасқан конструкциялардан болатын жүктемелерді бөлетін бөлгіш арқалық немесе тақта. Оның табаны топырақ бетінен жоғары орналасқан болса, жоғарғы ростверк, ал егер оның табаны топыраққа тірелген немесе ішіне көмілген болса, төменгі ростверк болып ажыратылады.

3.1.26 Қадалық өріс: Іргеге бағандар немесе тіректер жүйесінен күш түсіретін ортақ ростверкпен біріктірілген қадалардың үлкен тобы.

3.1.27 **Қадалы іргетас:** Іргеге күш түсіретін бірыңғай конструкцияға біріктірілген қадалар кешені.

3.1.28 **Қада:** Топыраққа батырылған немесе топырақта дайындалған, іргеге күш түсіруге арналған вертикаль немесе қиғаш конструкция.

3.1.29 **Ілінген қада:** Іргеге бүйірлік бет және табан бойынша күш түсіретін қада.

3.1.30 **Қада-діңгек:** Қоршаған топыраққа қатысты оның діңгегінің жылжуы болмайтындықтан іргеге тек қана табан арқылы күш түсіретін қада.

3.2 Осы құралда қолданылатын қосымша терминдер.

EN 1990:2002 стандартының 1.5-тармағында берілген терминдер мен анықтамалар қолданылады. Барлық Еурокодтарға ортақ терминдерге EN 1998-1:2004 1.5.1-т. стандарты қолданылады.

EN 1997-1:2004 1.5.2-т. стандартында берілген топырақтың анықтамасы қолданылады; басқа геотехникалық терминдердің, әсіресе сұйылу сияқты жер сілкінісіне қатысты терминдердің анықтамалары мәтінде беріледі.

4 ТАҢБАЛАР МЕН ШАРТТЫ БЕЛГІЛЕУЛЕР

Осы Құралда мынадай таңбалар мен белгілеулер қабылданған:

4.1 Жалпы таңбалар

E_d – есептік ықпал әсері;

E_{pd} – топырақтың пассив қысымынан болған қабырғаға бүйірлік есептік ықпал;

E_R – стандартты батыру сынағында энергияны пайдалану коэффициенті;

F_H – инерцияның есепті сейсмикалық горизонталь күші;

F_V – инерцияның есепті сейсмикалық вертикаль күші;

F_{Rd} – топырақ пен табанның горизонталь іргесінің арасындағы жылжуға есепті кедергі;

G – жылжу модулі;

G_{max} – шағын деформация кезіндегі жылжудың орташа модулі;

Le – динамикалық күйдегі анкерлердің қабырғадан арақашықтығы;

Ls – статикалық күйдегі анкерлердің қабырғадан арақашықтығы;

M_{Ed} – моментпен көрсетілген есептік ықпал;

$N_{1(60)}$ – төбедегі жыныстардың әсерлері бойынша және энергияны пайдалану коэффициенті бойынша нормаланған стандартты батыру сынақтары кезіндегі соққылар саны;

N_{Ed} – горизонталь іргеге түсірілетін есептік қалыпты күш;

N_{SPT} – стандартты батыру сынақтары кезіндегі соққылар саны;

R_I – топырақтың икемділік көрсеткіші;

R_d – топырақтың есепті кедергісі;

S – EN 1998-1:2004 6.2.2-тармағында белгіленген топырақ коэффициенті;

S_T – топографиялық күшею коэффициенті;

V_{Ed} – жылжудың есептік горизонталь күші;

W – шөгетін массивтің салмағы;

c' – тиімді кернеуден байқалатын топырақ ұстасуы;
 c_u – жылжуға топырақтың құрғатылмаған беріктігі;
 d – қада диаметрі;
 d_r – тіреу қабырғалардың орнын ауыстыру;
 g – ауырлық күшінің үдеуі;
 q_u – сығылуға шектеусіз беріктік;
 γ – топырақтың үлесті салмағы;
 γ_d – құрғақ топырақтың үлесті салмағы;
 γ_I – маңыздылық коэффициенті;
 γ_M – материалдың қасиеті үшін жеке коэффициент;
 γ_{Rd} – үлгінің жеке коэффициенті;
 γ_w – судың үлесті салмағы;
 δ – топырақ пен табанның немесе тіреу қабырғаның арасындағы үйкеліс бұрышы;
 ϕ' – тиімді кернеуден байқалатын жылжуға кедергі бұрышы;
 ρ – үлесті салмақ;
 σ_{vo} – жалпы вертикаль кернеу сияқты, төбедегі жыныстардың толық қысымы;
 σ'_{vo} – тиімді вертикаль кернеу сияқты, төбедегі жыныстардың тиімді қысымы;
 $\tau_{cy,u}$ – жылжуға топырақтың циклды құрғатылмаған беріктігі;
 τ_e – жылжудың сейсмикалық кернеуі.

4.2 EN 1998-1 2- және 3-бөлімдерінде және осы Құралда пайдаланылатын қосымша таңбалар:

k_h – горизонталь сейсмикалық коэффициент;
 k_v – вертикаль сейсмикалық коэффициент;
 a_g – А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$) үлгісіндегі топыраққа арналған топырақтың есепті үдеуі;
 a_{gR} – А үлгісіндегі топыраққа арналған топырақтың ең жоғарғы атаулы үдеуі;
 a_{vg} – топырақтың вертикаль бағыттағы есепті үдеуі;
 r – горизонталь сейсмикалық коэффициентті есептеуге арналған коэффициент (7.1-кесте);
 v_s – көлденең толқынның таралу жылдамдығы;
 $v_{s,max}$ – ($< 10^{-5}$) шағын деформациясы кезіндегі v_s орташа мәні;
 α – А үлгісіндегі топыраққа арналған топырақтың есепті үдеуінің, a_g , ауырлық күшінің үдеуіне қатынасы.

4.3 СИ халықаралық бірліктер жүйесі

(1) Р СИ бірліктері ISO 1000 сәйкес қолданылуы тиіс.

(2) Есептеу кезінде мынадай өлшем бірліктерін қолдану ұсынылады:

– күштер мен жүктемелер: кН, кН/м, кН/м²
 – үлесті масса (тығыздық): кг/м³, т/м³

– масса:	кг, т
– үлесті салмақ:	кН/м ³
– кернеулер және беріктік:	Н/мм ² (= МН/м ² немесе МПа), кН/м ² (= кПа)
– моменттер (ию және т.б.):	кНм
– үдеу:	м/с ² , g (= 9,81 м/с ²)

5 СЕЙСМИКАЛЫҚ ЫҚПАЛ

5.1 Сейсмикалық ықпалдың анықтамасы

5.1 (1)Р Сейсмикалық ықпал, EN 1998-1:2004 4.2.2-тармағында келтірілген қағидаларды есепке алғанда, 3.2-тармақта келтірілген негізгі қағидалар мен анықтамаларға сәйкес болуы тиіс.

Сейсмикалық ықпалдың базалық ұғымы еркіндіктің бір дәрежесімен жүйенің сызықтық-серпімді деформациялануын жорамалдау арқылы құрылған үдеудегі реакция спектрлерінің (ары қарай «серпімді реакциялар спектрлерінің») көмегімен топырақтың сейсмикалық тербелістерінің параметрлерін сипаттауға негізделеді.

1-ЕСКЕРТПЕ. Сейсмикалық ықпалдың базалық ұғымы үдеулер өрісін уақытта тұрақты етіп ұйғарады.

2-ЕСКЕРТПЕ. Уақыт пен кеңістіктегі топырақ тербелісінің есебін қажет ететін имараттар ҚР ҚН EN 1998-2, ҚР ҚН EN 1998-4 және ҚР ҚН EN 1998-6 көрсетілген.

5.2 (2)Р Сейсмикалық ықпалды басқа ықпалдармен құрамдастыру EN 1990:2002 6.4.3.4-тармағына және EN 1998-1:2004 6.4-тармағына сәйкес орындалуы тиіс.

5.3 (3) Мүмкін болатын жерде Еуропалық стандартта сейсмикалық ықпалды таңдауды жеңілдету ұсынылған.

5.4 (1)Р Орнықтылықты тексеру үшін қабылданатын есептік сейсмикалық ықпал ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 2.1-тармағында келтірілген анықтамаларға сәйкес болуы тиіс.

5.5 (2)Р Еңістерде немесе олардың маңында γ_I маңыздылық коэффициенті 1,0-ден асатын конструкциялар үшін топырақтың орнықтылығын тексеру кезінде топографиялық күшею коэффициенті арқылы есептік сейсмикалық ықпалға жоғарылататын түзету енгізу қажет.

ЕСКЕРТПЕ. Топографиялық күшею коэффициентінің мәндері бойынша кейбір нұсқаулар ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 анықтамалық А қосымшасында берілген.

(3) Сейсмикалық ықпал төменде берілген әдістерді пайдалана отырып жеңілдетілуі мүмкін.

5.2 Талдау әдістері

5.2.1 (1)Р Топырақ еңістерінің есепті жер сілкінісіне жауабы не түпкі элементтер немесе қатты блоктар негізіндегі үлгілер сияқты белгілі динамикалық талдау әдістерін пайдалана отырып, не осы параграфтың (5.2.3) және (5.2.8) шектелген жағдайда, жеңілдетілген псевдостатикалық әдістер арқылы есептелуі тиіс.

5.2.2 (2)Р Топырақ ортасының механикалық сипаттамаларын үлгілеу кезінде деформация деңгейін жоғарылататын отырып, жауаптың жұмсартылуын, сондай-ақ циклдық

жүктеу ықпалынан кеуекті қысымның ықтимал өсу әсерін ескеру қажет.

5.2.3 (3) Орнықтылықты тексеру беттік топография мен топырақ стратиграфиясы әркелкі болмайтын жеңілдетілген псевдостатикалық әдістерді қолдана отырып орындала алады.

5.2.4 (4) Орнықтылықты талдаудың псевдостатикалық әдістері топырақ массивінің әрбір бөлігі мен еңістің жоғарғы бөлігіне әсер ететін барлық гравитациялық жүктемелерге салынған инерцияның горизонталь және вертикаль күштерінің есебінен басқа, EN 1997-1:2004 11.5-тармағында көрсетілген әдістерге ұқсайды.

2.2.5 (5) Р Тиісінше горизонталь және вертикаль бағытта топырақ массивіне әсер ететін F_H және F_V инерцияның есепті сейсмикалық күштері псевдостатикалық талдау кезінде былайша жазылады:

$$F_H = 0,5\alpha \cdot S \cdot W, \quad (5.1)$$

$$a_{vg}/a_g \text{ қатынасы } 0,6\text{-дан артық болса, } F_V = \pm 0,5F_H \quad (5.2)$$

$$a_{vg}/a_g \text{ қатынасы } 0,6\text{-дан кем немесе оған тең болса, } F_V = \pm 0,33F_H, \quad (5.3)$$

мұндағы α – А үлгісіндегі топыраққа арналған топырақтың есепті үдеуінің, a_g , ауырлық күшінің үдеуіне қатынасы;

a_{vg} – топырақтың вертикаль бағыттағы есепті үдеуі;

a_g – А үлгісіндегі топыраққа арналған топырақтың есепті үдеуі;

S – EN 1998-1:2004 6.2.2-тармағы бойынша топырақ параметрі;

W – шөгетін массивтің салмағы.

a_g үшін ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 4.1.3.2(2)-тармағына сәйкес топографиялық күшею коэффициентін ескеру қажет.

5.2.6 (6) Р Шекті күй шарты кейіннен шөгудің сенімділігі ең аз әлеуетті беті бойынша тексерілуі тиіс.

5.2.7 (7) Пайдалануға жарамдылығы бойынша шекті күй шарты еңіс бойынша үйкеліс күшінің әрекетіне қарсы жылжитын қатты блоктардан тұратын жеңілдетілген динамикалық үлгіні пайдалана отырып шөгетін массивтің қалдық орын ауысуын есептеу арқылы тексерілуі мүмкін. Осы үлгіде сейсмикалық ықпал 2.2.5-тармаққа сәйкес уақыт бойынша динамикада көрсетіліп, азайтусыз есептік үдеуге негізделуі тиіс.

5.2.8 (8) Р Осы параграфтың (5.2.3) және (5.2.6) Р-тармақтарында көрсетілген псевдостатикалық жеңілдетілген әдістер сияқты жеңілдетілген әдістер кеуекті су қысымының жоғарылауы немесе қаттылықтың циклдық жүктеу әсерінен едәуір әлсізденуі туындауы мүмкін топырақтар үшін қолданылмауы тиіс.

5.2.9 (9) Кеуекті қысымның өсуін тиісті сынақтарды пайдалана отырып бағалау қажет. Мұндай сынақтар болмаған жағдайда және оны алдын ала жобалау мақсатында эмпирикалық корреляция арқылы бағалауға болады.

5.3 Псевдостатикалық әдіс үшін сенімділікті тексеру

(1) Р $\alpha \cdot S > 0,15$ болатын аймақтардағы қаныққан топырақтар үшін беріктіктің ықтимал әлсіреуі мен 5.2.8-тармақта көрсетілген шектеулер жағдайында циклдық

жүктеуден болатын кеуекті қысымның өсуін қарастыру қажет.

(2) Жер сілкінісі реактивациясының ықтималдығы жоғары болатын қалыпты шөгу жағдайында үлкен деформация кезіндегі топырақ беріктігі параметрлерінің мәндерін пайдалану қажет. Кеуекті қысымның циклдық өсуіне бейім байланыссыз материалдарда соңғысын кеуекті қысымның ең жоғарғы өсуіне пропорционал кеуекті қысымның тиісті коэффициенті арқылы үйкелістің кері әрекет ететін күшін азайта отырып, есепке алуға болады. Бұл өсуді 5.2.9-тармақта көрсетілгендей бағалауға болады.

(3) Жылжуға беріктікті азайтуды қолдану тығыз құмдар сияқты қатты дилатанттық байланыссыз топырақтар үшін қажет болмайды.

(4)Р Топырақ еңісінің сенімділігін тексеру EN 1997-1:2004 қағидаттарына сәйкес орындалуы тиіс.

5.4 Әлеуетті сұйылатын топырақтар

(1)Р Жер сілкінісі кезінде елеулі қалдық деформацияларға немесе тіпті топырақтағы нөлдік тиімді кернеу күйіне әкелетін топырақ тербелістері үдерісіндегі қаныққан байланыссыз материалдарда кеуекті су қысымын ұлғайтудан пайда болған жылжуға беріктіктің және/немесе қаттылықтың төмендеуі ары қарай сұйылу деп аталады.

(2)Р Егер ірге топырақтары созылмалы қабаттардан немесе су айнасының деңгейінен төмен лайдың/саздың ұсақ түйіршіктерінен тұратын немесе тұрмайтын борпылдақ құмның қалың линзаларынан тұратын болса, сонымен қатар, егер су айнасының деңгейі топырақ бетіне жақын орналасқан болса, сұйылуға қабілеттілікті бағалау жүргізілуі тиіс. Осы бағалау конструкцияның қызмет ету мерзімі ішінде әрекет ететін бос өрістегі (топырақ бетінің биіктігі, су айнасының биіктігі) алаң жағдайында орындалуы тиіс.

(3)Р Бұл үшін қажетті зерттеулер кемінде орнында батыруға стандартты сынақ (SPT) немесе конусты батыруға сынақ (CPT) жүргізуді, сондай-ақ зертханада түйір көлемін тарату қисықтарын анықтауды қамтуы тиіс.

(4)Р Батыруға стандартты сынақ жүргізу үшін соққылармен/30 см көрсетілген N_{SPT} соққылар санының өлшенген мәндері төбедегі жыныстардың 100 кПа номиналды қысымы бойынша және 0,6 еркін құлау теориялық энергиясына соққы энергиясының қатынасы бойынша нормалануы тиіс. 3 метрден аз тереңдіктер үшін N_{SPT} өлшенген мәндерін 25 %-ға азайту қажет.

(5) Төбедегі жыныстардың әсеріне қатысты нормалау N_{SPT} өлшенген мәнін $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ коэффициентіне көбейту жолымен орындалуы мүмкін, мұндағы σ'_{vo} (кПа) – батыруға стандартты сынақ жүргізу кезінде өлшеу орындалған тереңдікте әрекет ететін төбедегі жыныстардың тиімді қысымы. $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ нормалаушы коэффициентінің мәні кемінде 0,5, бірақ 2-ден артық болмауы тиіс.

(6) Энергияны нормалау осы параграфтың (5) т. алынған соққы санының мәнін $ER/60$ коэффициентіне көбейтуді қажет етеді, мұндағы ER – сынақ жабдығына тән энергияны пайдалану коэффициентінен жүз есе асып түсетін шама.

(7) Егер қаныққан құмды топырақ топырақтың бетінен 15 м асқан тереңдікте табылған болса, онда іргетастары таяз орналасқан ғимараттар үшін сұйылуға қабілеттілікті бағаламауға да болады.

(8) Егер $\alpha \cdot S < 0,15$ және төменгі шарттардың ең болмағанда бірі орындалған болса, сұйылу қаупін ескермеуге болады:

- құрамындағы икемділік көрсеткіші $PI > 10$ балшық мөлшері 20 %-дан астам;
- құмның құрамындағы лайдың мөлшері 35%-дан астам, сонымен қатар, батыруға стандартты сынақтар кезіндегі соққылар санының төбедегі жыныстардың әсерлері және энергияны пайдалану коэффициенті бойынша нормаланған мәні $N_1(60) > 20$;
- батыруға стандартты сынақтар кезіндегі соққылар санының төбедегі жыныстардың әсерлері және энергияны пайдалану коэффициенті бойынша нормаланған $N_1(60) > 30$ мәнінде құмдар таза болып табылады.

(9)Р Егер сұйылу қаупін ескермеуге болмайтын болса, онда оны кем дегенде өткен жер сілкіністері кезінде сұйылтуға алып келгендігі анықталған жылжудың шекті циклдық кернеулері мен орнында өлшеу арасындағы далалық корреляция негізінде жалпы қабылданған инженерлік геотехника әдістерімен бағалау қажет.

(10) Орнында өлшеудің әр түрлі үлгілеріне қолдануға болатын тегіс алаң жағдайларындағы далалық корреляция тәсілін көрсететін сұйылудың эмпирикалық кестелері ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 В қосымшасында келтіріледі. Бұл ретте τ_e жылжудың сейсмикалық кернеуін жеңілдетілген теңдеу бойынша бағалауға болады:

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo}, \quad (5.4)$$

мұндағы σ_{vo} – төбедегі жыныстардың жалпы қысымы, ал басқа параметрлер – (5.1) – (5.3) теңдеулеріндегідей.

Бұл теңдеуді 20 м-ден асатын тереңдіктерге қолдануға болмайды.

(11)Р Далалық корреляция тәсілін қолдану кезінде топырақ жер сілкінісінен пайда болған жылжудың кернеуі өткен жер сілкіністері кезінде сұйылтуға алып келгендігі анықталған λ шекті кернеуінің белгілі бөлігінен асатын тегіс алаң жағдайында сұйылуға бейім болып саналуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ. Берілген мемлекетте қолдану үшін қабылданған λ мәнін құжаттың ұлттық қосымшасынан табуға болады. Ұсынылатын мәні $\lambda = 0,8$, ол қордың 1,25 коэффициентіне сай келеді.

(12)Р Егер топырақтар сұйылуға бейім болып, туындаған әсерлер іргетастардың күш көтеру қабілеттілігіне немесе орнықтылығына ықпалын тигізе алады деп саналатын болса, онда топырақты жақсарту немесе қада қағу сияқты іргетас орнықтылығын қамтамасыз ету шараларын қолдану қажет (жүктемелерді сұйылуға ұшырамайтын қабаттарға беру үшін).

(13) Топырақты сұйылуға қарсы жақсарту топырақтың қауіпті диапазоннан тыс батырылуына кедергіні ұлғайту үшін оны тығыздаудан, не топырақтың сілкінуінен болатын кеукті судың шамадан тыс қысымын азайту үшін құрғатуды пайдаланудан тұруы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ. Тығыздаудың негізділігі ең алдымен ұсақ түйіршіктің болуымен және топырақ тереңдігімен анықталады.

(14) Тек қадалы іргетастарды қолдану мүмкіндігін сұйылмалы қабатта немесе

қабаттарда топырақтың тірегін жоғалтуына байланысты қадаларда үлкен күштердің пайда болуына, сондай-ақ осындай қабаттың немесе қабаттардың жай-күйі мен қалыңдығын анықтауда дәлсіздіктердің сөзсіз болатындығына байланысты үлкен сақтықпен қарастыру қажет.

5.5 Динамиканың уақытта өзгеру ұғымы

(1)Р Егер талдау уақыттық салада орындалса, жасанды акселерограммалар да, сондай-ақ күшті тербелістердің нақты жазбалары да қолданыла алады. Олардың ең жоғарғы мәні мен жиіліктік мазмұны EN 1998-1:2004 6.3.1-т. сәйкес болуы тиіс.

(2) Топырақтың қалдық деформациясын есептеу қолданылатын динамикалық орнықтылықты тексеру кезінде ауытқу нақты жер сілкіністері кезінде топырақты аландарда жазылған акселерограммалардан тұрғаны дұрыс, өйткені оларда қозғалыстың горизонталь және вертикаль құрауыштары арасында дұрыс уақыттық корреляция мен шынайы төмен жиілікті тербелістер болады. Күшті тербелістердің ұзақтығы EN 1998-1:2004 6.3.1-тармағына сәйкес тәсілмен таңдалуы тиіс.

5.6 Циклдық жүктемелердің ықпалымен топырақтың шамадан тыс шөгуі

(1)Р Егер шағын тереңдікте борпылдақ, қанықпаған байланыссыз материалдардың созылыңқы қабаттары немесе қалың линзалары болса, жер сілкіністерінен болатын циклдық кернеулерге байланысты ірге топырақтарының тығыздалуға және шамадан тыс шөгуге бейімдігі есепке алынуы тиіс.

(2) Шамадан тыс шөгу сондай-ақ топырақтың ұзақ сілкінуінің әсерінен жылжуға беріктігінің циклдық әлсіреуі себебінен өте жұмсақ балшықтарда да болады.

(3) Алдыңғы топырақтардың тығыздалу және шөгу әлеуетін бағалау, қажет болған жағдайда, зерттеліп отырған материалдардың репрезентативтік үлгілерін тиісті статикалық және циклдық зертханалық сынақтардан өткізу арқылы, қолда бар инженерлік геотехника әдістерімен орындалуы тиіс.

(4) Егер тығыздалудан немесе циклдық әлсізденуден болған шөгулер іргетастардың орнықтылығына әсер ете алатын болып шықса, онда топырақты жақсарту тәсілдерін қарастырған жөн.

6 ТОПЫРАҚ ҚАСИЕТТЕРІ

6.1 Жалпы өлшемдер

(1)Р Сейсмикалық аймақтардағы іргетас материалдарын зерттеу мен зерделеу, EN 1997-1:2004 3-бөлімінде анықталғандай, сейсмикалық емес аймақтар үшін қабылданған өлшемдерге сүйенуі тиіс.

(2)І маңыздылық сыныбындағы ғимараттардан басқа, далалық зерттеулер мүмкіндігінше конусты батыруға сынақты қамтуы тиіс, кеуекті қысымды өлшеу де жүргізілуі мүмкін, себебі олар тереңдік бойынша топырақтың механикалық сипаттамаларын үздіксіз тіркеуді қамтамасыз етеді.

(3)Р Қосымша сейсмикалық зерттеулер ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 4.1- және 4.2.2-тармақтарында көрсетілген жағдайларда қажет болуы мүмкін.

6.2 Сейсмикалық ықпалды сипаттау үшін топырақтың түрін анықтау

(1)Р Құрылыс алаңы бойынша геотехникалық немесе геологиялық мәліметтер топырақтың орташа түрін және/немесе, EN 1998-1:2004 3.1, 3.2-тармақтарында сипатталғандай, жауаптың тиісті спектрін анықтауды қамтамасыз ету үшін жеткілікті мөлшерде болуы тиіс.

6.1-кесте – Топырақ жағдайларының түрлері

Сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларының түрлері	Стратиграфиялық бейіндегі топырақтар (сипаттау мәліметтері)	10 және 30 метр беттік қалыңдықта көлденең толқындардың таралу жылдамдықтарының орташа мәндері, $V_{S,30}$ (м/с)	Топырақтың жылжуға құрғатылмаған беріктігінің мәндері, C_u , кПа
IA	Борпылдақ қабат жабындысының қуаттылығы аз (5 м дейін), желге мүжілген және желге аздап мүжілген тасты топырақтың барлық түрлері.	$V_{S,30} \geq 800$	
IB	Борпылдақ қабат жабындысының қуаттылығы аз (5 м дейін), желге мүжілген тасты топырақ (кесекті аймақ). Көбінесе магматикалық жыныстан (70%-дан астам) болатын, тығыз (топырақ тығыздығы $\rho \geq 2,2 \text{ т/м}^3$, құмды-балшықты толтырғыш құрамы 30%-ға дейін, борпылдақ қабат жабындысының қуаттылығы аз (5,0 м дейін) ірі кесекті топырақ	$V_{S,10} \geq 350$ $550 \leq V_{S,30} < 800$	>250
II	Желге қатты мүжілген тасты топырақ; толтырғыш құрамына қарамастан, көбіне шөгінді жыныстардан (70%-дан астам) болатын ірі кесекті топырақ. Толтырғыш құрамы 30%-дан асатын ірі кесекті топырақтың барлық түрлері. Сумен қанығу дәрежесіне қарамастан, ірі және ірілігі орташа тығыз жентектасты құмдар. Сумен қанығу дәрежесі төмен және орташа, тығыздығы орташа, ірі және ірілігі орташа құмдар. Тығыздығы орташа және сумен қанығуы дәрежесі төмен, тығыз, ұсақ және тозаң тәріздес құмдар. Кеуектілік коэффициенті балшықтар мен саздақтар үшін – $e < 0,9$ және құмдақтар үшін $e < 0,7$ болатын, аққыштық көрсеткіші $\leq 0,5$ сазды топырақ.	$V_{S,10} \geq 250$ $270 \leq V_{S,30} < 550$	70-250

6.1-кесте – Топырақ жағдайларының түрлері
(жалғасы)

III	Сумен қанығу дәрежесіне және ірілігіне қарамастан, борпылдақ құмдар. Сумен қаныққан, тығыздығы орташа, ірі және ірілігі орташа құмдар. Сумен қанығу дәрежесі орташа және сумен қаныққан, тығыз және тығыздығы орташа, ұсақ және шаң тәріздес құмдар. Кеуектілік коэффициентінің мәніне қарамастан, аққыштық көрсеткіші $>0,5$ болатын сазды топырақ. Кеуектілік коэффициентінің мәні балшықтар мен саздақтар үшін $- e \geq 0,9$ және құмдақтар үшін $e \geq 0,7$ болатын, аққыштық көрсеткіші $\leq 0,5$ сазды топырақ.	$V_{S,10} < 250$ $V_{S,30} < 270$	<70
-----	--	--------------------------------------	-----

1-ЕСКЕРТПЕ. Құрылыс алаңдарының топырақ жағдайларын $V_{S,10}$ және $V_{S,30}$ көлденең толқындардың таралу жылдамдықтары мәндерінің эксперименттік түрде айқындалған екі мәнін есепке ала отырып, анықтау қажет.

2-ЕСКЕРТПЕ. $V_{S,10}$ немесе $V_{S,30}$ беттік қалыңдығында көлденең толқындардың таралу жылдамдықтарының эксперименттік түрде айқындалған мәндерінің көрсеткіштерінің бірі 6.1-кестеде көрсетілген мәннен азырақ болса, топырақ жағдайларын сейсмикалық қасиеттері бойынша неғұрлым қолайсыз түрге жатқызу қажет.

3-ЕСКЕРТПЕ. Сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларының түрін анықтау үшін сипаттау мәліметтерін қолданған кезде:

– егер осы санаттарға сәйкес келетін қабаттардың қуаттылығы жоспарлау белгісінен бастап есептегенде беттік 30 метрлік қабат шегінде 25 м-ден астам шаманы құраса, ал тереңдігі бойынша топырақтың механикалық қасиеттері (соның ішінде 30 метрлік беттік қабаттан төмен) біртіндеп ұлғаятын болса, құрылыс алаңының топырақ жағдайларын ІА және ІБ типтеріне жатқызуға болады;

– егер жоғарғы 10 метрлік қалыңдық шегінде (жоспарлау белгісінен бастап есептегенде) осы типке жататын қабаттардың жиынтық қалыңдығы 5 метрден астам шаманы құрайтын болса, стратиграфиялық бейіндегі әртекті құрамда топырақ жағдайлары сейсмикалық қасиеттері бойынша ең қолайсыз түрге жатқызылады;

– жер асты сулары деңгейінің көтерілуі және топырақтың сулануы болжанған жағдайда, құрылыс алаңының топырақ жағдайларын сулы күйдегі топырақ қасиеттеріне қарай (ылғалдылық, консистенция) анықтаған жөн;

– құмды және сазды топырақтың аққыштық немесе ылғалдылық көрсеткіштерінің мәндері туралы мәліметтер болмаған жағдайда, жер асты суларының деңгейі 5 м-ден жоғары болғандағы құрылыс алаңының топырақ жағдайларын сейсмикалық қасиеттері бойынша III типке жатқызған жөн.

(2) Осы мақсатпен жергілікті жер бойынша мәліметтер геологиялық сипаттамалары ұқсас іргелес аймақтар жөніндегі мәліметтермен біріктіріле алады.

(3) Қолданыстағы карталар немесе сейсмикалық шағын аудандастыру өлшемдері, олар осы параграфтың (1)Р-тармағына сәйкес келген және құрылыс алаңындағы топырақ зерттеулерімен расталған жағдайда, ескерілуі тиіс.

(4)Р Топырақтағы v_s көлденең толқын жылдамдығының бейіні орнықты алаңдардағы сейсмикалық ықпалдың алаңға тәуелді сипаттамаларының ең сенімді көрсеткіші ретінде қарастырылуы тиіс.

(5) v_s бейінін ұңғымалық геофизикалық әдістермен орнында өлшеуді, әсіресе D, S1 немесе S2 үлгісіндегі топырақ жағдайлары болған жағдайда, сейсмикалығы жоғары өңірлердегі жауапты конструкциялар үшін қолданған жөн.

(6) Топырақтың табиғи тербелістерінің кезеңдерін анықтау қажет болатын барлық басқа жағдайларда v_s бейіні жергілікті жердегі батыруға кедергі пайдаланылатын эмпирикалық корреляциялар немесе осындай корреляциялардың дисперсиясына түзету жүргізе отырып, басқа да геотехникалық қасиеттер арқылы бағалана алады.

(7) Топырақтың ішкі демпфирленуін тиісті зертханалық немесе далалық сынақтар арқылы өлшеу қажет. Тікелей өлшеу жетіспеген жағдайда және $ag \cdot S$ көбейтіндісі 0,1 g төмен (яғни $0,98 \text{ м/с}^2$ төмен) болған жағдайда, 0,03 демпфирлену коэффициентін қолданған жөн. Құрылымданған және цементтелген топырақтар, сондай-ақ жұмсақ таулы жыныстар ерекше қарастыруды қажет етуі мүмкін.

6.3 Топырақтың қаттылығы мен демпфирленуінің деформация деңгейіне тәуелділігі

Іргетастың сейсмикалық жүктемелерге реакциясы іргетас табаны сүйенетін топырақ қабатының қаттылығы мен қалыңдығына байланысты болады.

Сейсмикалық жүктемелер, өз кезегінде, байырғы жыныстардың беткі қабатқа жылжуларының ұлғаюына және іргетас сүйенген кезде топырақтың демпфирлену сипаттамаларына әсер ететін топырақ қабатының негізгі шекарасына ықпал етеді. 6.1-суретте 3 қаттылық түрі көрсетілген. Қабаттардың негізгі жиіліктері мына формулалармен беріледі:

$$\text{Тереңдіктегі тұрақты қаттылық: } f = \frac{0.25v_s}{H} \quad (6.1).$$

$$\text{Параболалық тәуелділіктегі қаттылық: } f = \frac{0.22v_s}{H} \quad (6.2)$$

$$\text{Сызықтық үдейтін қаттылық: } f = \frac{0.19v_s}{H} \quad (6.3)$$

Мұндағы v_s – H тереңдігінде орналасқан қабаттың төменгі шекарасының көлденең толқындарының жылдамдығы.

Құрылымы бұзылмаған топырақтың қаттылығы, демпфирленуі және беріктік сипаттамалары топырақтың байырғы жыныстардан жер бетіне қарай жылжуына ықпал етеді. Іргетас табанының орналасу деңгейінде топырақ жылжуларын анықтау үшін әр түрлі әдістер қолданылады. Дәл мәндерді құрылыс алаңында немесе топырақ сипаттамалары ұқсас басқа құрылыс алаңында алуға болады. Алайда топырақтағы кернеулі күйлер дөп келетін болса, олардың нақты мәндерге сәйкес келетіндігін ескерген жөн. Жергілікті жер түріне (қағида бойынша, іргетастың орналасу тереңдігі және толқын тербелістерінің жылжу жылдамдығы негізінде) және осы жердегі іргетастың орналасуына қойылатын талаптарды сақтау қажет. Іргелердің 6.1-суретте келтірілген үш қаттылық түрі бар.



6.1-сурет. Іргелердің үлгілік қаттылықтары

(1) Р Шағын деформация кезіндегі v_s мәндері, мысалы, орнында сынақтар жүргізу барысында өлшенген мәндер мен есепті жер сілкінісінен болған деформация деңгейлеріне сәйкес мәндер арасындағы айырмашылық орнықты күйдегі топырақтардың динамикалық қасиеттері берілетін барлық есептеулерде ескерілуі тиіс.

(2) Су айдыны таяз және икемділік көрсеткіші $R_1 > 40$ материалдары жоқ С немесе D үлгісіндегі жергілікті топырақ жағдайлары үшін арнайы мәліметтер болмағанда бұны v_s үшін 6.1-кестеде келтірілген төмендету коэффициенттерін пайдалана отырып орындауға болады. Қаттырақ топырақ профильдері және тереңірек су айдындары үшін әлсіреу шамасы ең аз шамаға пропорционал болуы тиіс (және өзгерістер диапазоны қысқартылуы тиіс).

(3) Егер $ag \cdot S$ көбейтіндісі 0,1 g артық немесе тең (яғни 0,98 м/с² артық немесе тең) болса, арнайы өлшемдер болмағанда 6.2-кестеде келтірілген ішкі демпфирлену коэффициенттерін қолданған жөн.

6.2-кесте – 20 м терендік шегінде v_s көлденең толқын жылдамдығы және G жылжу модулі үшін топырақ демпфирленуінің орташа коэффициенттері және орташа төмендету коэффициенттері ($\pm$ бір орташа квадраттық ауытқу)

Топырақтың үдеу коэффициенті, $\alpha \cdot S$	Демпфирлену коэффициенті	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90($\pm 0,07$)	0,80($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70($\pm 0,15$)	0,50($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60($\pm 0,15$)	0,36($\pm 0,20$)

$v_{s,max}$ – 360 м/с аспайтын шағын деформация ($< 10^{-5}$) кезіндегі v_s орташа мәні;

G_{max} – шағын деформация кезіндегі жылжудың орташа модулі.

ЕСКЕРТПЕ. Бір орташа квадраттық ауытқу $\pm$ диапазондары арқылы жобалаушы қаттылық және топырақ профилінің қатпарлануы сияқты факторларға қарай бағалау сақтығының әр түрлі деңгейлерін енгізе алады. Орташадан жоғары $v_s/v_{s,max}$ және G/G_{max} мәндерін, мысалы, қаттырақ профильдер үшін, ал орташадан төмен $v_s/v_{s,max}$ және G/G_{max} мәндерін жұмсағырақ профильдер үшін пайдалануға болады.

6.4 Қаттылық пен демпфирлену параметрлері

(1) Өзінің есепті сейсмикалық ықпалдарға жасайтын әсер етуінің арқасында сейсмикалық жүктеу кезіндегі топырақ қаттылығының негізгі параметрі мына формула бойынша есептеп шығарылатын G жылжу модулі болып табылады:

$$G = \rho v_s^2, \quad (3.1)$$

мұндағы ρ – үлесті масса;

v_s – топырақтағы көлденең толқынның таралу жылдамдығы.

(2) v_s шамасының топырақтың деформациялану деңгейіне тәуелділігін қоса алғанда, оны анықтауға арналған өлшемдер 1998-5:2004/2012 ҚР ҚН EN 4.2.2 және 4.2.3-тармақтарында келтіріледі.

(3) Демпфирленуді, 6-бөлімде көрсетілген «топырақ-конструкция» ықпалдасу әсерлерін есепке алу қажет болатын жағдайларда, топырақтың қосымша қасиеті ретінде қарастырған жөн.

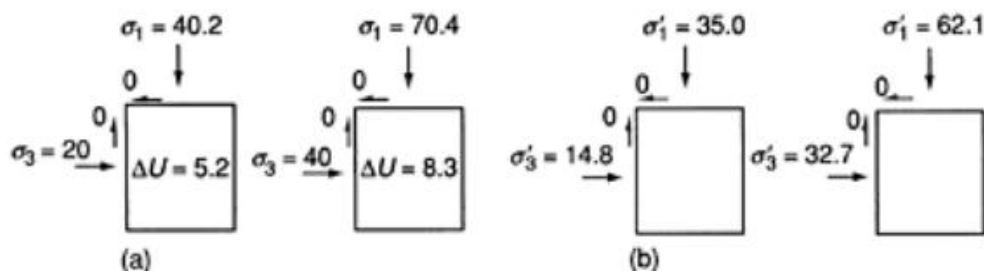
(4) Циклдық жүктелу ықпалымен топырақтың серпімді емес жұмысынан болған ішкі демпфирлену мен іргетас жақтан сейсмикалық толқындардың таралуынан болған сәулеленуден демпфирленуді жеке қарастырған жөн.

6.5 Беріктік параметрлері

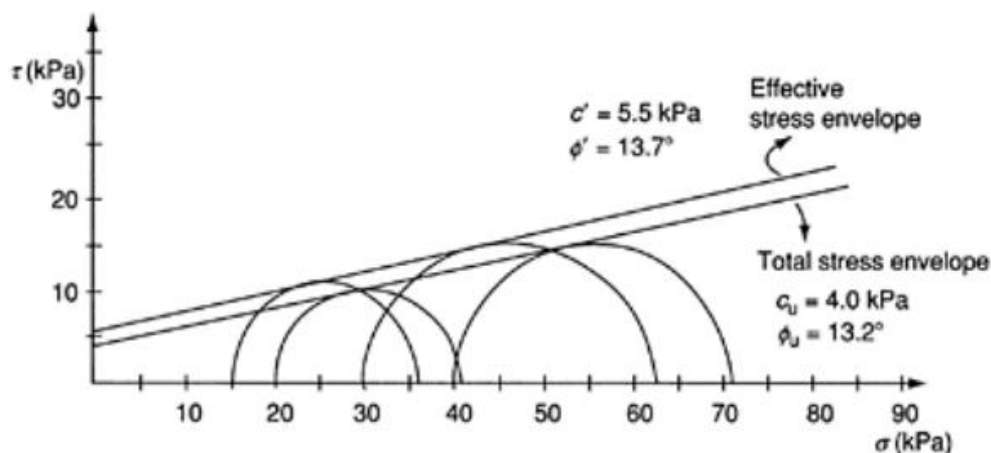
(1) Қағида бойынша, статикалық құрғатылмаған күйде қолданылатын топырақ беріктігі параметрлерінің мәндерін пайдалануға болады. Сейсмикалық жүктемелердің ықпалымен циклдық әлсіреу әсерлері және жоғары жүктелу жылдамдығы үшін түзету қажет болған және тиісті эксперименттік мәліметтермен негізделген жағдайда, осындай түзету жасалған c_u жылжуға құрғатылмаған беріктік байланысты топырақтар үшін тиісті беріктік параметрі болып табылады. Байланыссыз топырақ үшін тиісті беріктік параметрі кеуекті қысымның ықтимал өсуі есепке алынуы тиіс $\tau_{cy,u}$ жылжуға циклдық құрғатылмаған беріктік болып табылады.

6.1-мысал. Шоғырландырылған-құрғатылмаған сынақтар нәтижелері бойынша стабилметрмен тиімді және толық кернеулердегі беріктік параметрлерін анықтау. Үш осьтік сынақтардың негізгі нәтижелері:

Тәжірибе №	Камерадағы қысым, кПа	Девиаторлық шекті қысым, кПа	Шекті кеуекті қысым, кПа
1	20	20,2	5,2
2	40	30,4	8,3



6.1-сурет. Сынақ нәтижелерінің схема түрінде көрсетілуі



6.2-сурет. Топырақтың үш осьтік сынақтарының нәтижелері бойынша c_u жылжуға құрғатылмаған беріктікті анықтауға арналған Мор диаграммаларының мысалдары

(2) Балама ретінде циклдық жүктеу барысында жасалатын кеуекті судың тиісті қысымымен беріктіктің тиімді параметрлерін қолдануға болады. Таулы жыныстар үшін q_u сығылуға шектелмеген беріктікті пайдалануға болады.

(3) c_u , $\tau_{cu,u}$ және q_u материал қасиеттеріне арналған жеке коэффициенттер (γ_M) γ_{cu} , $\gamma_{\tau_{cu}}$ және γ_{q_u} болып, ал $\tan \phi'$ үшін $\gamma_{\phi'}$ болып белгіленеді.

ЕСКЕРТПЕ. γ_{cu} , $\gamma_{\tau_{cu}}$, γ_{q_u} және $\gamma_{\phi'}$ берілетін мәндерін берілген елде пайдалану үшін оның ұлттық қосымшасынан табуға болады. Ұсынылатын мәндер: $\gamma_{cu} = 1,4$, $\gamma_{\tau_{cu}} = 1,25$, $\gamma_{q_u} = 1,4$ және $\gamma_{\phi'} = 1,25$.

7 АЛАҢДЫ ТАҢДАУҒА ЖӘНЕ ІРГЕ ТОПЫРАҒЫНА ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР

7.1 Жалпы ережелер

(1) Р Жер сілкінісі болған жағдайда, жарылу, еңіс орнықсыздығы, сұйылу және тығыздалуға жоғары бейімділік қауіптерін барынша азайту үшін топырақ іргесінің табиғатын анықтау мақсатында құрылыс алаңын бағалауды жүргізу қажет.

(2) Р Осы теріс құбылыстардың туындау мүмкіндігі, келесі параграфтарда атап

көрсетілгендей, зерттелуі тиіс.

7.2 Сейсмикалық белсенді жарықтарға жақындық

(1) Р EN 1998-1:2004 4.2.5-тармағында белгіленген II, III, IV маңыздылық сыныбындағы ғимараттар құзыретті мемлекеттік органдар берген ресми құжаттарда сейсмикалық белсенді деп танылған тектоникалық жарықшақтарға жақын жерде салынбаулары тиіс.

(2) Кейінгі төрттік кезеңде қозғалыстың болмауы қоғамдық қауіпсіздік үшін аса маңызды болып табылмайтын конструкциялардың көпшілігі үшін белсенді емес жарықшақтарды анықтау мақсатында пайдаланыла алады. Ғимараттар мен белсенді жарықшақ арасындағы ең аз арақашықтыққа қойылатын талаптар регламенттелмейді. Жаңа Зеландия, Ресей және АҚШ сияқты елдерде мүмкін болатын диапазон шамамен 15 метрден 200 метрге дейінгі қашықтықты құрайды.

(3) Р Топырақтың жарылуымен және топырақтың сілкіну қарқындылығымен байланысты туындайтын қауіптерді анықтау үшін сейсмикалығы жоғары аймақтарда әлеуетті белсенді жарықшақтардың жанынан салынатын маңызды конструкциялар және қала құрылыстық жобалау үшін арнайы геологиялық зерттеулер жүргізу қажет.



7.1-сурет. Опырылып жарылу нәтижесінде ғимараттың бөлінуі – Ji-Ji жер сілкінісі, 1999

7.3 Еңістердің жылжымалылығы

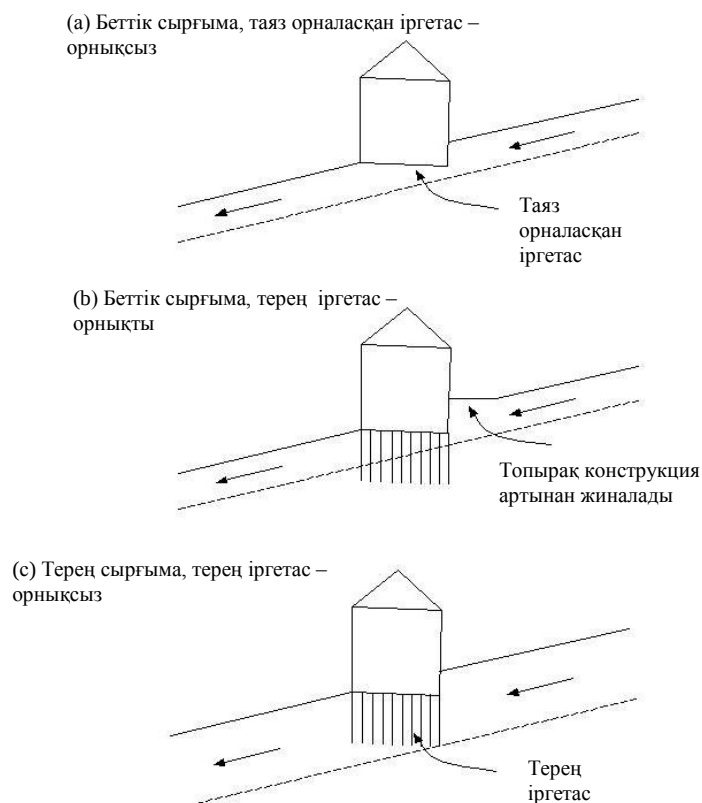
Еңістерге жапсарласа жатқан ғимараттар мен имараттар әр түрлі екі құбылысқа, біріншіден – еңістің орнықсыздығына, екіншіден – бедер ықпалының әсеріне ұшырауы мүмкін.

Табиғи үдеріс барысында еңіс бұрышын азайту және тепе-теңдікті қалпына келтіру мақсатында еңістер сырғымамен сыналады. Бұл үдеріс топырақтың сырғуы, дөңестік және айналмалы сырғанау сияқты әр түрлі нысандарда жүреді. Олар ғимараттар конструкцияларына әр түрлі ықпал етеді, бірақ ықпал дәрежесі ғимарат іргетасына жасалатын ықпалға байланысты болады. Орнықтылықты жоғалтудың үш ықтимал жағдайын бөліп көрсетуге болады.

1-жағдай. Еңістің жазық сырғуы және ғимарат іргетастары, 7.2(а)-суретте көрсетілгендей, соның бойында сырғанау болатын жазықтықтың үстінде орналасады.

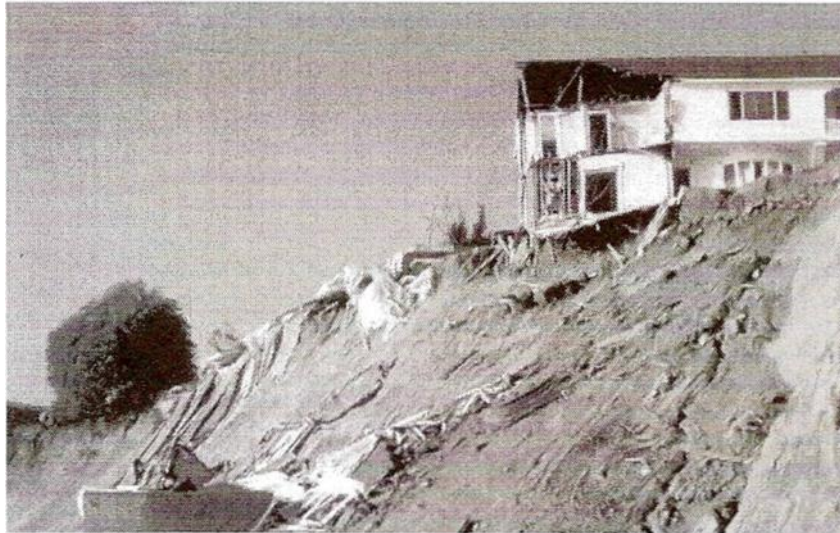
2-жағдай. Терең орналасқан іргетастар, 7.2(б)-суретте көрсетілгендей, орнықты күйінде қалады және жылжу аймағын тұрақтандырады. Алайда топырақ көтеріліп, іргетасқа горизонталь қысым жасай алады. Мұның барлық ықтимал салдары назарға алынуы тиіс.

3-жағдай. Терең сырғымалар орын алады және, 7.2(в)-суретте көрсетілгендей, іргетастардың астыңғы жағының бұзылу тәуекелі немесе еңіс бойынша қозғалыс туындайды. Алдыңғы жағдайлар ішінара, мысалы, құрғату және/немесе еңісті өзгерту арқылы тұрақтандырыла алатын болса, бұл аймақтарда құрылыс салудан мүмкіндігінше бас тарту қажет.



7.2-сурет. Конструкцияның сырғыма қаупіне осалдығы

Мұндай жағдайларда орнықсыздық коэффициентін анықтау үшін қағидалар псевдостатикалық талдау әдісін ұсынады.



7.3-сурет. Құламалы еңіс жанындағы ғимараттың опырылып құлауы – Northridge жер сілкінісі, 1994

7.4 Жергілікті жер бедерінің ықпал ету әсері

(1) Жер сілкінісі кезінде еңістің немесе дөңес жердің бетінде алынған тербелістер топырақ жағдайлары ұқсас болған жағдайда көбінесе тегіс жер бетіндегі тербелістерден асып түседі. Бұл құбылыс жергілікті жер бедерінің ықпалы деп аталады және жергілікті жер бедерінің биіктігі мен еңісіне және тербелістер толқынының ұзындығына тәуелділік ретінде меңзеледі. Жер бедерінің ықпалын зерттеулер алғаш рет 1971 жылы Калифорниядағы Сан-Фернандо жер сілкінісінен кейін жүргізілді. Төбе басындағы топырақ қозғалыстарының ауытқу шегі еңіс табанында өлшенген ауытқу шегінен 2-ден 3 есеге дейін көбірек болды (Finn және т.б., 1995). Осындай нәтижелер Жапониядағы Matsuzak, Калифорниядағы Northridge және әлемнің көптеген басқа да бөліктерінде алынды.

(2) 15°-тан аз орташа еңіс бұрыштары үшін топографиялық әсерлерді елемеуге болады, алайда жергілікті топография әркелкі болған жағдайда, арнайы зерттеу жүргізген жөн. Үлкенірек бұрыштар үшін мынадай нұсқаулар қолданылады.

а) Жеке жартастар мен еңістер. Жоғарғы шетке жақын алаңдар үшін $S_T \geq 1,2$ мәнін қолданған жөн;

б) Қырының жалпақтығы ірге жалпақтығынан едәуір аз жоталар. 30°-тан артық орташа еңіс бұрыштары үшін еңіс төбесіне жақын жерде $S_T \geq 1,4$ мәнін, ал еңістің кішірек бұрыштары үшін $S_T \geq 1,2$ мәнін қолданған жөн;

с) Борпылдақ беттік қабаттың болуы. Борпылдақ беттік қабат болған жағдайда, а) және б) тармақшаларында келтірілген S_T ең төменгі мәнін кем дегенде 20 %-ға арттырған жөн;

д) Күшейту коэффициентінің кеңістіктік өзгеруі. S_T мәні жартастың немесе жотаның іргесінен биіктіктің сызықты функциясы ретінде азаяды, бірақ іргеде жеке болып табылады деп пайымдауға болады.

(3) Жалпы алғанда, сейсмикалық күшею де жота шегінде тереңдеген сайын жылдам азаяды. Осыған орай орнықтылықты талдау кезінде назарға алынатын топографиялық әсерлер жота қырларының бойында ең жоғары және негізінен беттік, ал бұзылған беттік қабат іргеге жақын өтетін терең сырғымаларда әлдеқайда азырақ болады. Соңғы

жағдайда псевдостатикалық талдау әдісін қолданғанда топографиялық әсерлерді елемеуге болады.

(4) EN 1998-де егжей-тегжейлі қарастырылмаса да, жер қозғалысының да беткі қабаттың астындағы жер бедеріне байланысты болатындығын атап өткен жөн. Топырақ тербелістерін күшейтуге және аллювиал шөгінділері бар ойпаттар мен қазаншұңқырлардағы бұзылуға ықпал ететін негізгі фактор ойпаттардың шеттерінде беттік толқындардың пайда болуы және осы толқындардың аллювиал шөгінділері бар ойпаттар арқылы кері берілуі ретінде түсіндіріледі. Бұл құбылыс бассейн әсері деп аталады (Borcherdt және Glassmoyer, 1992, Finn және т.б., 1995). Жер сілкінісі кезінде топырақ тербелістерінің сипаттамаларына едәуір ықпал ететін бассейн әсері ашылды. Соңғы жер сілкіністері кезінде Лос-Анджелес пен Сан-Фернандода негізгі бұзылған орталықтардың орналасқан жері осыған дәлел болады (Borcherdt және Glassmoyer, 1992). Бассейн әсеріне неғұрлым тән көрініс ұзақтығының артуы және қатты жер сілкінісі кезінде биік имараттарды қирататын төменірек жиіліктерге көшуі болып табылады.

7.5 Сұйылу

7.5.1 Топырақ сұйылуының имараттарға тигізетін ықпалы

(1) Сұйылу деп жер сілкінісі кезіндегі қатты тербелістерден жер асты суларының деңгейінен төмен орналасқан байланыссыз немесе байланысты шөгінділер уақытша өз беріктігін жоғалтып, құрғақ зат сияқты емес, тұтқыр сұйықтық сияқты болатын үдерісті атаймыз. Қағида бойынша, құрамында ұсақ бөлшектері бар қаныққан, нашар сұрыпталған, сусымалы, байланысты байырғы жыныстар сұйылуға неғұрлым бейімірек келеді.

(2) Сұйылу кездейсоқ болмайды, бірақ ең алдымен жер асты суларының деңгейі жоғары жерлерде соңғы уақытта түзілген құмдар мен шаңды бөлшектердің белгілі бір геологиялық және гидрогеологиялық жағдайларымен шектеледі. Тығыз балшықты топырақтардың, соның ішінде жақсылап тығыздалған үйме топырақтың және әлдеқайда бұрынғы түзілімдердің сұйылуға бейімдігі төмен болады. Сұйылу үдерісінің өзі міндетті түрде елеулі залал немесе қауіп төндірмейді. Инженерлік мақсаттар үшін бұл үлкен маңызға ие сұйылудың туындауы емес, ал үдерістің және онымен байланысты қауіптердің имараттың зақымдалуына алып келу мүмкіндігі. Сұйылудың қолайсыз салдарын былайша мазмұндауға болады:

- Бұзылулар ағыны – толық сұйытылған топырақтың немесе сұйытылған топырақ қабатындағы бұзылмаған материалдар блоктарының. Ағындар үлкен болуы және құламалы еңістерге дейін бірқалыпты өсуі мүмкін.
- Бүйірлік кеңею беттік қабатта сұйылу нәтижесінде топырақтың беттік қалдықтарының бүйірлік жылжуын ұйғарады. Кеңею әдетте жайпақ еңістерде өрістейді және ойып орнатылған арна немесе жағалау сияқты еркін бетке қарай жылжиды.
- Топырақтың тербелмелі қозғалыстары – жері тегіс немесе еңісі тым аз жерлерде бүйірлік жылжуға мүмкіндік беру үшін тереңдіктегі сұйылу жоғарыда жатқан топырақты төсенді қабаттан бөліп тұра алады, бұл жоғарғы қабаттардың беттік толқындар түрінде алға-артқа тербеліп тұруына мүмкіндік береді. Бұл тербелістер, қағида бойынша, жер үсті жарықшақтарымен және жол жабындары мен құбырлар сияқты қатты конструкциялардың бұзылуымен қатар жүреді.

- Күш көтеру қабілетін жоғалту немесе оның төмендеуі – сұйылу, өз кезегінде, топырақ беріктігінің, демек, күш көтеру қабілетінің жоғалуына себеп болатын жер сілкінісінің қуыстардағы су қысымын арттыруы кезінде индукцияланады.

- Шөгу – топырақтың шөгуі су қысымының қуыстарда бөлініп таралуы және сұйылудан кейін топырақтың тығыздалуы ретінде болуы мүмкін. Шөгу күш көтеру қабілетінің азаюынан немесе жоғарыда аталған топырақтың жылжуы есебінен болуы мүмкін.

- Тірек қабырғаларға бүйірлік қысымның артуы – қабырғаның артындағы топырақ сұйылып, өзін ішкі үйкеліссіз «ауыр» сұйықтық сияқты ұстағанда болады.

- Жер асты құрылыстарының қалқуы – резервуарлар мен құбырлар сияқты тереңде орналасқан құрылыстар сұйытылған топырақтардың бетінде ұсталып тұра алатын кезде болады.

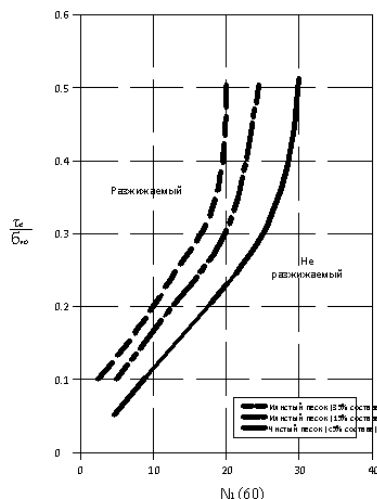
Құм қалтасы сияқты сұйылудың басқа көріністері де, атап айтқанда, күш көтеру қабілетін жоғалтудан немесе оның төмендеуінен құрылыстарға қауіп төндіруі мүмкін.

7.5.2 Сұйылу ықтималдығы

EN 1998-5 4.1.4-бөлімі сұйылу ықтималдығын бағалауға қойылатын талаптарды сипаттайды. Сондай-ақ бөлім В қосымшасында нормативтік әдіснаманы қарастырады. Алайда, соңғы жылдары сұйылуды бағалау жөніндегі әдіснамаға көптеген өзгертулер енгізілгендігін атап өткен жөн (мысалы, Seed және т.б., 2003; Boulanger және Idriss, 2004 және т.б.), және еурокодта сипатталған әдістер ескірген болулары мүмкін, әсіресе ұсақ бөлшектері көп материалдар үшін. Сондықтан сұйылуды бағалау үшін тәжірибелі сарапшыларды тартқан жөн.

Сұйылуға бейімдікті бағалау топырақ борпылдақ құмның қалың линзаларының шығыңқы қабаттарын қамтитын (шөгумен және шөгусіз/балшықтың ұсақ бөлшектері), жер асты суларының деңгейінен төмен болатын, және жер асты суларының деңгейі жер бетіне жақын орналасатын кезде жасалуы тиіс. EN 1998-5 жылжу кезінде кернеуді анықтау қағидатын қолдануды ұсынады. Бұл әдісте жер сілкінісінен горизонталь жылжу кезінде болған кернеулер сұйылудың алдын алуға арналған топырақтың ықтимал кедергісімен салыстырылады. EN 1998-5 қосымшасында жер сілкінісінің $M_s = 7,5$ магнитудасы үшін ықтимал сұйылу диаграммалары табылуы мүмкін. Жанама кернеулердің «қажеттілері» кернеудің циклдық коэффициенті (CSR) арқылы, және «туындайтындары» кедергінің циклдық коэффициенті (CRR) түрінде көрінеді.

CRR коэффициенті шаңды құмдар үшін схемалы түрде 8.4-суретте көрсетілген, тәжірибеге сүйене отырып алынған сұйылу диаграммаларын пайдалана отырып, SPT түзетілген есебі негізінде анықталады. Бұл диаграммалар $CRR(\tau/\sigma'_{v0})$ SPT ($N_{1(60)}$) түзетілген есебімен теңестіреді.



7.1-сурет. SPT тәжірибелердің мәндері бойынша сұйылу бағасын түзету

7.1-суретте үш сызықты салыстыру арқылы сұйылудың шанды топырақтардағы ұсақ бөлшектердің пайыздық құрамына тәуелділігі көрсетілген. Бұл SPT коэффициенті үшін құрамындағы ұсақ түйіршіктері 5%-дан аз құмдардың сұйылуы шанды құмдардағы ұсақ бөлшектердің үлкен пайызымен салыстырғанда азырақ. $N_{1(60)}$ түзетілген шамасын алу үшін N мәнін түзету процедурасы ары қарай 8.3.3-бөлімде түсіндіріледі. CSR, (8.6) теңдеуін пайдалана отырып, (τ_e) жылжудың циклдық кернеуін бірінші есептеу арқылы анықталады.

$$\tau_e = 0,65 \cdot \alpha \cdot S \cdot \sigma_{z0} \quad (7.1)$$

мұндағы α – α_s А үлгісіндегі топырақтың есепті үдеуінің g тартылыстың үдеуіне қатынасы,

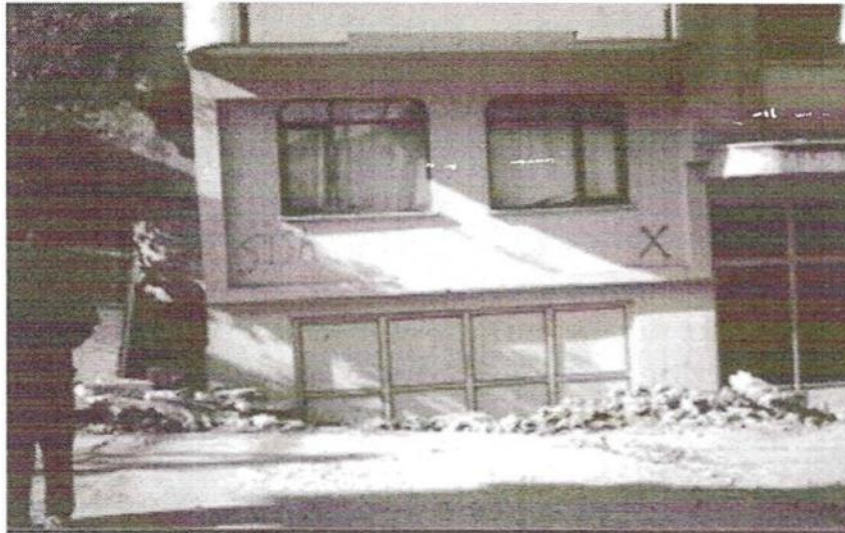
S – топырақ көрсеткіші және σ_{z0} – табиғи қысым.

(8.6) теңдеуінің ескіргендігін атап өткен жөн, өйткені ол (r_d) тереңдігімен қысымның төмендеу факторын есепке алмайды. Бұл өрнек 20 м-ден асатын тереңдік үшін қолданыла алмайды. $CRR > \lambda \cdot CSR$ болғанда, топырақтар сұйылуға бейім деп есептеледі, мұндағы λ 0,8-ге тең болып қабылданады, бұл 1,25 топырақтың орнықтылығы коэффициентіне сәйкес келеді.

Егер топырақтар сұйылуға бейім болса, іргетастың орнықтылығын қамтамасыз ету үшін топырақтарды нығайту және қадаларды қолдану сияқты жер сілкінісінің салдарын азайту шараларын қарастырған жөн (жүктемені сұйылуға бейім емес қабаттарға беру үшін).

Сұйылатын қабатта топырақ қолдауының жоғалуынан қадаларда пайда болатын үлкен күштерге және осындай қабаттардың орны мен қалыңдығының белгісіз болуына байланысты тек қадалы іргетастарды қолдануда сақтық таныту қажет.

Сумен қаныққан құмды топырақтар 15 м-ден асатын тереңдікте кездесетін, іргетастары таяз орналасқан ғимараттар үшін сұйылуды бағаламай-ақ қоюға болады.



б) Таяз орналасқан іргетастың Косаели-дегі жер сілкінісі – сұйылу нәтижесінде шөгуі, 1999
7.2-сурет – Дұрыс орналаспаған құрылыстар мысалдары

8 ҚҰРЫЛЫС АЛАҢДАРЫНЫҢ ТОПЫРАҚ ЖАҒДАЙЛАРЫ

8.1 Жалпы ережелер

Құрылыс алаңының топырақ жағдайларын инженерлік-геологиялық іздестіру нәтижелерінен шыға отырып, 3.1-кестеде келтірілген сыныптамаға сәйкес бағалау керек.

[3.1.1(4) НП] Құрылыс алаңындағы инженерлік-геологиялық іздестірулерді қолданыстағы нормативтік құжаттардың ережелеріне сәйкес және ғимараттың және имараттың жауапкершілік сыныбына байланысты арнайы талаптарды ескере отырып орындау керек.

Инженерлік-геологиялық іздестірулер сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларының түрін және болжалатын сейсмикалық ықпалдың параметрлерін анықтау үшін жеткілікті көлемде орындалуы тиіс.

Құрылыс алаңының сейсмикалық қауіптілігін бағалаудан тұратын инженерлік-геологиялық зерттеулер туралы есепте:

а) I-1₄₇₅ және I-1₂₄₇₅ карталары бойынша қаралатын сейсмикалық зоналар үшін анықталған топырақтың $a_{gR(475)}$ және $a_{gR(2475)}$ ең жоғарғы үдеулердің референттік мәндері;

б) I-2₄₇₅ және I-2₂₄₇₅ карталары бойынша анықталған тұтас сандық балл бойынша құрылыстың сейсмикалық қауіпті (сейсмикалық) зоналары;

в) қабылданған бағаның негізділігін растайтын инженерлік-геологиялық зерттеулер мен нақты деректердің нәтижелері бойынша анықталған сейсмикалық қасиеттері бойынша құрылыс алаңының топырақ жағдайларының түрі;

г) сейсмикалық шағын аймақтарға бөлу картасы бойынша (осындай карталар болғанда) және/немесе инженерлік-геологиялық іздестірулердің нәтижелері бойынша анықталған құрылыс алаңының сейсмикалық қауіпсіздігінің көрсеткіштері;

д) болжалды құрылыс объектілеріне қолайсыз әсерін тигізетін факторлардың болуы немесе болмауы көрсетілуі тиіс.

Құрылысқа арналған алаңдарды таңдауда сейсмикалық жағынан қолайсыз тұрғын үй алқаптарын, өнеркәсіптік (өндірістік) кешендерді немесе жеке ғимараттарды және алаңдардағы құрылысты орналастыру ұсынылмайды.

Сейсмикалық жағынан қолайсыз алаңдарға:

а) үстіңгі бетте тектоникалық жарықтардың пайда болуы мүмкін зоналарда орналасқан;

б) құрылыс алаңының $0,6g$ көп емес топырақ жағдайларын ескере отырып анықталған, топырақ тербелістерінің есептік үдеулері бар;

в) көлденең толқындардың таралу жылдамдығы кемінде 100 м/с құрайтын шектердегі қуаттылығы 10 метрден көп үстіңгі беттен тұратын топырақ қабаттары бар;

г) сұйылуға қабілетті топырақ қабаттары бар;

д) топырақтың шөгуі, қалқымалар, карстар, тау қазбалары бар, жыныстардың физика-геологиялық процестермен қатты бұзылуы бар;

е) сел ағындарының немесе көшкіндердің өтуі мүмкін зоналарда орналасқан;

ж) құрылымы қатты бұзылған суға қаныққан борпылдақ топырақтармен немесе жыныстармен үйілген беткей тіктігі 15° көбірек алаңдар жатады.

9.1.6а, 9.1.6б, 9.1.6в және 9.1.6г көрсетілген алаңдардағы жаңа ғимараттар мен имараттардың құрылысы Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатымен жүзеге асырылады.

9.1.6в, 9.1.6г және 9.1.6д көрсетілген алаңдарда құрылыс салу кезінде топырақ қасиеттерін жақсарту немесе оларды ауыстыру бойынша инженерлік іс-шараларды жүргізу керек.

Топырақтардың қасиеттерін жақсарту және ғимараттар мен имараттардың іргелерін күшейту бойынша іс-шаралар жер сілкінісі кезінде топырақтың сұйылуынан немесе тығыздалуынан туындаған топырақтың бұзылуын, еңістердің және қалдық шөгінділердің босандығын болдырмауы тиіс.

Сел ағынынан қорғау үшін 9.1.5е көрсетілген алаңдардағы ғимараттар мен имараттардың құрылысына арнайы іс-шаралар жасалмаса рұқсат етілмейді.

Беткей тіктігі 15° көбірек құрылыс алаңдарында ғимараттар мен имараттардың сұлбасы сейсмикалық ықпалдарды ескере отырып, жай-күйі орнықтылыққа арналған еңістерді есептеумен орнатылатын жылжу жазықтығының шектерінен тыс орналасуы тиіс.

8.2 Топырақ жағдайларының түрлері

[3.1.2(1) НП] Жергілікті топырақ жағдайларының сейсмикалық ықпал параметрлеріне әсер етуін бағалау үшін құрылыс алаңдарының топырақ жағдайлары 6.1 кестесінде келтірілген стратиграфикалық бейіндермен және топырақтың қасиеттерімен сипатталған ІА, ІБ, ІІ және ІІІ түрлеріне сыныпталған.

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 ережелеріне сәйкес беткі қалыңдықты жасайтын жыныстардың түріне және жағдайына байланысты құрылыс алаңдарының топырақ жағдайларының түрі:

а) беткі топырақ қалыңдықтарындағы көлденең толқынның орташа таралу жылдамдығының мәндері бойынша;

б) топырақты динамикалық аймаққа бөлу нәтижелері бойынша (динамикалық пенетрацияға сынау);

в) сорғытылмаған жағдайдағы жылжуға топырақтың беріктігін сипатайтын сынаулардың нәтижелері бойынша бағаланады.

ЕСКЕРТПЕ Нақты мәліметтердің жетімсіздігіне байланысты осы Құралда жоғарыда көрсетілген сынау нәтижелері бойынша құрылыс алаңдарының топырақ жағдайларын бағалау әдістері қаралмайды.

[3.1.2(2)] Құрылыс алаңының топырақ жағдайларының түрі мүмкін болса, көлденең толқындардың $v_{s,30}$ орташа таралу жылдамдығының $v_{s,30}$ мәні бойынша сыныпталуы тиіс.

Алаңның топырақ жағдайларын сыныптауда көлденең толқындардың 30 метрлік беткі қалыңдықта орташа таралу жылдамдығынан ($v_{s,30}$) басқа, көлденең толқындардың 10 метрлік беткі қалыңдықта орташа таралу жылдамдығын ($v_{s,10}$) ескеру керек.

Көлденең толқындардың беткі қалыңдықтарда таралу жылдамдығы туралы мәліметтер болмаған жағдайда, жергілікті топырақ жағдайларының сейсмикалық ықпал параметрлеріне әсерін бағалау үшін 6.1. кестесінде келтірілген сипаталған мәліметтерді пайдалануға рұқсат етіледі.

[3.1.2(3)] Көлденең толқындардың орташа таралу жылдамдығын $v_{s,30}$ (9.1) теңеуіне сәйкес есептеу керек:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (8.1)$$

Мұнда h_i және v_i — жоғарғы 30 метрлік топырақ қалыңдығында болатын N қабаттардың жалпы санында i формациясына немесе қабатына арналған қалыңдықты (метр бойынша) және көлденең толқынның таралу жылдамдығын білдіреді.

Көлденең толқындардың орташа таралу жылдамдығын $v_{s,10}$ мына теңеуге сәйкес есептеу керек:

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (8.2)$$

мұнда h_i және v_i — жоғарғы 10 метрлік топырақ қалыңдығында болатын N қабаттардың жалпы санында i формациясына немесе қабатына арналған қалыңдықты (метр бойынша) және көлденең толқынның таралу жылдамдығын (10^{-5} немесе аз жылжу деформациясының деңгейі бар) білдіреді.

Эксперименталдық мәліметтерді жинау және беткі топырақ қалыңдықтарындағы көлденең толқынның таралу жылдамдықтарын өлшеудің тиісті корреляциялық тәуелділіктерін белгілеу мақсатында беткі қалыңдықты құрайтын жыныстардың түрі мен жағдайына байланысты және мүмкіндігі бойынша топырақты пенетрацияға және сығылмаған жағдайдағы жылжуға сынаумен сүйемелдеу ұсынылады.

Пенетрацияға стандартты сынауда 30 метрлік қалыңдықтағы соққылар санының орташа мәнін $N_{SPT,30}$ мына теңеуге сәйкес есептеу керек:

$$N_{SPT,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} \quad (8.3)$$

мұнда:

$N_{SPT,i}$ – i қабатындағы N_{SPT} соққыларының саны.

Динамикалық пенетрацияның стандартты сынаулары ҚР ҚН EN 1997-2:2009/2011 және ENISO 22476-3 ережелеріне сәйкес болуы тиіс. Кез келген ENISO 22476-3 ережесінен шегіну тиісті түрде негізделуі және бекітілуі тиіс.

Құрғатылмаған күйдегі $c_{u,30}$ топырақ беріктігінің орташа мәнін мына өрнектен анықтаған жөн:

$$c_{u,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{c_{u,i}}} \quad (8.4)$$

мұндағы:

$c_{u,i}$ – i қабатындағы құрғатылмаған күйдегі топырақтың беріктігі.

Құрылыс алаңының топырақ жағдайларын өзгертуге болмайды:

а) іргетастардың конструкциялық ерекшеліктеріне;

б) іргетастардың орналасу тереңдігіне;

в) топырақтарды күшейту немесе жергілікті жерде ауыстыру нәтижесінде олардың сипаттамаларының өзгеруіне қарай.

9 СЕЙСМИКАЛЫҚ ЫҚПАЛДАРДЫ ЕСЕПКЕ АЛА ОТЫРЫП, ІРГЕЛЕР МЕН ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУҒА ҚОЙЫЛАТЫН НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР

Ғимараттар мен имараттардың іргетастары мен іргелерін жобалау кезінде 1998-5:2004/2013 ҚР ҚН EN, 1997-1:2009/2011 «Геотехникалық жобалау – 1-бөлім: Жалпы ережелер» ҚР ҚН EN қағидаларын, 1998-1:2004/2012 ҚР ҚН EN тиісті бөлімдерінде келтірілген арнайы талаптарды, сондай-ақ 1998 ҚР ҚН EN дамыту үшін әзірленген құралдардың қағидаларын сақтаған жөн.

Іргетастардың алдын ала өлшемдері мен олардың табанының орналасу тереңдігі 1997-1:2009/2011 ҚР ҚН EN талаптары негізінде сейсмикалық ықпалдарды есепке алмастан анықталады. Сейсмикалық қасиеттері бойынша ІА, ІБ және ІІ санатты топырақтарда іргетастардың орналасу тереңдігі (осы құралдың 6.1-кестесін қараңыз) сейсмикалық емес аудандарға сияқты, бірақ 1 м-ден кем емес болып қабылданады.

Сейсмикалық қасиеттері бойынша ІІІ санатты топырақтарда сенімді ірге орнату бойынша арнайы шараларды қабылдау, соның ішінде су деңгейін төмендету және топырақты жасанды түрде нығайту (тығыздау, химиялық бекіту және т.с.с.) ұсынылады.

Көп қабатты (5 қабаттан астам) ғимараттарда іргетастардың орналасу тереңдігін жертөле қабаттарын жасау арқылы арттыру ұсынылады. Жертөлелерді, қағида бойынша, бүкіл ғимараттың астына жасаған жөн. Ғимараттың жекелеген бөліктерінің астында жертөле жасау қажет болған жағдайда, ғимараттың екі горизонталь осіне қатысты жоспарда жертөленің орналасу симметриясының шарты сақталуы тиіс. Ғимараттың

жертөлелі бөлігінен жертөлесіз бөлігіне көшу жоғарыдағы нұсқауларға сәйкес кертпештеніп жасалады.

Сейсмикалық ықпалдарды есепке ала отырып, кейіннен іргетас өлшемдерін нақтылауды 1998-5:2004/2013 ҚР ҚН ЕН қағидаларының және есептеу нәтижелерінің негізінде орындаған жөн.

Іргетас түрін және олардың өлшемдерін таңдаған кезде сейсмикалық ықпалдар кезіндегі іргетастар жай-күйінің белгісіздігіне байланысты тәуекелдерді шектейтін 1998-5:2004/2013 ҚР ҚН ЕН 5.2 және 5.4 қағидаларын сақтау қажет.

[2.2.4.2(1)Р] Іргетастардың қаттылығы жүктемелерді іргетас үстіндегі құрылыстан іргеге біркелкі (мүмкіндігінше) беру үшін жеткілікті болуы тиіс.

[2.2.4.2(1)Р] Бір имарат үшін, жалпы алғанда, іргетастың тек бір түрін ғана пайдаланған жөн. Динамикалық тәуелсіз бөліктерден тұратын көпірлер мен имараттарда айрықшалық болады.

Имараттың немесе оның бір бөлігінің іргетастарын, қағида бойынша, бір деңгейде қарастырған жөн.

Көршілес бөліктердің таспалы іргетастарын әр түрлі деңгейде орналастырған жағдайда, тереңірек бөлігінен таяздау бөлігіне көшу кертпештеніп жасалады. Кертпештердің құламалылығы – 1:2-ден, ал кертпеш биіктігі 60 см-ден аспауы тиіс. Ғимараттардың жалғаспалы бөліктерінің таспалы іргетастары жіктен кем дегенде 1 м ұзындықта бірдей тереңдікте орналасуы тиіс.

Қатар тұрған бағаналы іргетастарды әр түрлі деңгейде орналастыру қажет болған жағдайда, мына шарт орындалуы тиіс:

$$\frac{-\Delta H}{a} \leq tg\psi \quad (8.1)$$

мұндағы ΔH – іргетас деңгейлерінің айырмашылығы;

a – жоспардағы тереңірек орналасқан іргетас қазаншұңқырының түбіндегі ең жақын шекарадан ең таяз орналасқан іргетас шетіне дейінгі арақашықтық;

ψ – мына формула бойынша анықталатын жылжу бұрышы

$$tg \psi = tg(\varphi - \Delta\varphi) + c/p_{cp}; \quad (8.2)$$

φ – топырақтың ішкі үйкелу бұрышының есепті мәні;

$\Delta\varphi$ – 7 балл сейсмикалықта – 2° , 8 баллда – 4° және 9 баллда 7° -қа тең болып қабылданатын φ есепті азаюы;

c – топырақтың үлестік тұтасуының есепті мәні;

p_{cp} – жүктемелердің ерекше үйлесімінде жоғары орналасқан іргетас табанының астындағы орташа қысым.

Шөгу жігімен бөлінген ұстын астындағы бағаналы іргетастар бір деңгейде орналасулары тиіс.

8.7-тармақ ұсынымдары тасты іргелерде қолданылмайды.

Қаңқалы ғимараттар ұстындарының кейбір іргетастары сейсмикалық жүктемеден болатын жылжыту күштерін қабылдай алмайтын жағдайда, оларды көршілес

іргетастармен біріктіру қажет. Осындай байланыстар ретінде іргетас блоктарын қолдануға болады. Іргетас блоктарының іргетастармен түйіскен жерлерінде қатар өсіне симметриялы етіп бойлық өзектерінің адымы – 100 мм, көлденең өзектерінің адымы 200 мм, диаметрі 8-10 мм арматурадан жасалған ұзындығы 2 м торларды орнату қажет.

Көп қабатты (5 қабаттан асатын) ғимараттар үшін тасты емес топырақтардан жасалған іргелерде айқаспалы темір-бетон таспалар немесе тұтас тақта түріндегі іргетастарды орнату ұсынылады.

Ірі блоктардан жасалған жертөлелердің іргетастары мен қабырғаларының әрбір қатарында, сондай-ақ барлық бұрыштары мен қиылыстарында қалауды таңу қамтамасыз етілуі тиіс. Блоктарды таңу тереңдігі олардың биіктігінің $\frac{1}{3}$ бөлігінен кем болмауы тиіс. Барлық вертикаль және горизонталь жіктерді маркасы 25-тен төмен емес ерітіндімен мұқият толтыру қажет.

Есепті сейсмикалығы 9 балл ғимараттарда горизонталь жіктерге арматура торларын салу арқылы бұрыштарды және қабырғалардың қиылысқан жерлерін күшейту қарастырылуы тиіс.

Құрама таспалы іргетастардың үстінен саны есепті сейсмикалығына байланысты 7 баллда – үш өзек, 8 баллда – төрт өзек және 9 баллда алты өзек болатын (немесе қимасы бойынша оларға баламалы басқа диаметрдегі өзектер саны), бойлық арматурасының диаметрі 10 мм, қалыңдығы 40 мм-ден кем емес 100 маркалы ерітінді қабатын төсеу қажет. 300-400 мм сайын бойлық өзектер диаметрі 6 мм көлденең өзектермен байланыстырылуы тиіс.

Есепті сейсмикалығы 7 және 8 балл ғимараттарға арналған тасты топырақтарда, осындай шаралар есеп бойынша қажет болатын жағдайлардан басқасында, жертөле қабырғалары мен құрама таспалы іргетастарының сейсмикалық төзімділігін арттыру бойынша қосымша конструкциялық шараларды орындау қажет болмайды.

Қабырғалардың судан қорғайтын қабаттарын цемент ерітіндісінен жасаған жөн.

Шөгетін және ісінетін топырақтарда осындай топырақтардағы іргелер мен іргетастарды жобалау жөніндегі нормаларда келтірілген нұсқауларға сәйкес іргелерді нығайту шараларын және іргетас блоктарының бірге жұмыс жасауын қамтамасыз ететін конструкциялық шараларды қарастыру қажет.

Ғимараттар мен имараттардың кейбір түрлерінің іргелері мен іргетастарына қойылатын арнайы талаптар, сондай-ақ іргелі ғимараттар мен имараттардың байланыстық өзара әрекеттесуін есепке алу ережелері 1998-5:2004/2013 ҚР ҚН EN тиісті бөлімдерінде келтіріледі.

9.1 Таяз орналасқан іргетастар

9.1.1 Шолу

Сейсмикалық жүктемелерге ұшырайтын таяз орналасқан іргетастардың жай-күйін бірнеше көріністен тұратын ретінде қарастыруға болады. Ұзақ уақыттық статикалық жүктеме іргетастың біршама шөгуіне алып келеді. Салыстырмалы түрде шағын сейсмикалық жүктеме үшін іргетастардың көпшілігі негізінен сызықты-серпімді сатыда жұмыс істейтін болады. Жүктемені ең жоғары динамикалық жүктемеге дейін ұлғайту

елеулі бола түсетін және топырақ деформацияларының едәуір ұлғаюына алып келетін топырақтың бейсызықты реакцияларын тудырады.

Іргетасқа түсетін шекті жүктеме берілген динамикалық жүктемеге, жиынтық вертикаль жүктеменің азаюын тудыратын қысқа мерзімді горизонталь жүктемелер мен моменттерге байланысты болады. Шекті мәндерден асатын қысқа мерзімді жүктемелерден іргетастың жылжуы мүмкін. Қысқа мерзімді горизонталь жүктеме бір жаққа бағытталса, бүйірлік жүктеме үлкен қалдық жылжумен үлкен шөгуді түзуі мүмкін. Топырақтың көтерілуі және тербелуі біршама қозғалыс тудыруы мүмкін, ал күш көтеру қабілетін жоғалту шөгуге, жылжуға және қисаюға алып келеді. Конструкция арқылы іргетасқа берілетін жүктемелерден туындайтын іргелердің қысқа мерзімді және қалдық деформацияларына қоса, топырақтың орын ауыстыруы кезіндегі қозғалыстар нәтижесінде қосымша жылжулар пайда болуы мүмкін. Бұл жағдайда шөгу топырақтың тығыздалуының, сұйылуының және бүйірлік жайылуының салдары болып табылады.

Тарихи тұрғыдан қалыптасқандай, сейсмикалық жүктемені есепке ала отырып жобаланған іргетасты жобалау кезінде жылжуды болдырмайтын жағдайға қол жеткізу қажет.

Жылжымайтын ірге болжамдары көбінесе осы жай-күй қағидатын орындайтын іргетасты жобалау және құрылымдық талдау үшін жасалды. Дегенмен, соңғы уақытта іргетастың шектеулі жылжулары (қысқа мерзімді және тұрақты) едәуір энергияны жұта алатындығы және құрылыста айтарлықтай үнемдеуге мүмкіндік беретіндігі мойындалды. Осы тәсілді пайдалануға негізделген жобалаудың практикалық әдістері әсіресе Америка мен Жаңа Зеландия практикасында әзірленді. Сонымен қатар, EN 1998:2004 геотехникалық жобалау кезіндегі жылжу шамасы туралы анық ештеңе айтылмайды.

9.1.2 Таяз орналасқан іргетастардың шекті күш көтеру қабілеті

EN 1998-5 сейсмикалық ықпал кезінде бағаналы іргетастардың шекті күш көтеру қабілетінің табан бойымен сырғанау және күш көтеру қабілетін жоғалту басталғанға дейін анықталуын талап етеді. Бұл тәсілдер мына бөлімдерде қарастырылады.

9.1.3 Сырғанау

Жер асты сулары деңгейінен жоғары байланыссыз топырақтардағы іргетас табаны бойынша үйкеліске кедергі, F_{Rd} , мына формула бойынша есептелуі мүмкін:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \varphi}{\gamma_M}$$

Мұндағы: N_{Ed} = іргеге түсірілетін есепті бойлық күш

φ = ішкі үйкеліс бұрышы

γ_M – бұл жеке коэффициент ($\tan \varphi$ үшін 1,25).

Байланысты топырақтар үшін қатынас баламасы мынаған тең:

$$F_{Rd} = \frac{s_u A}{\gamma_M}$$

мұндағы A – іргетас табанының қима ауданы

s_u – топырақтың құрғатылмаған беріктігі

γ_M – бұл жеке коэффициент (s_u үшін 1,4).

Іргетастардың көпшілігі жер бетінің деңгейінен төмен орналасқан және сол себепті олардың вертикаль қырларындағы пассив кедергі есебінен сырғанауға қосымша кедергі туындайды. Іргелердің кейбір түрлері үшін (мысалы, көпірлердің тіректері) бұл кедергі айтарлықтай елеулі болады. Алайда толық пассив кедергіні жұмылдыру іргетастың орналасу тереңдігінің 2-ден 6-ға дейінгі пайызын құрауы мүмкін едәуір жылжуды қажет етеді (мысалы, Мартин мен Янды қараңыз (1995)). Мұндай жылжулар конструкциялар үшін шекті мүмкіндіктегі мәндерден асып кетуі мүмкін, демек, іргетас конструкциясы толық пассив кедергінің тек бір бөлігін ғана қамти алады. EN 1998-5 горизонталь іргеде тайғанаудан бұзылудың болмауы үшін мына шарттың орындалуын талап етеді:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{Rd}$$

мұндағы E_{Rd} – толық пассив кедергінің 30 пайызынан аспайтын топырақ қысымынан есепті бүйірлік кедергі.

10 СЕЙСМИКАЛЫҚ ЫҚПАЛДАР КЕЗІНДЕ ІРГЕЛЕРДІҢ КҮШ КӨТЕРУ ҚАБІЛЕТІН ЕСЕПТЕУ

10.2 Еурокодта ұсынылған әдістеме

10.2.1 Сейсмикалық күш көтеру қабілетін жоғалтуға қарсы орнықтылық

EN 1998-5 F қосымшасында таяз орналасқан іргетастардың күш көтеру қабілетін бағалаудың баламалы әдісі берілген. Нәтиже ұзақ мерзімді еуропалық зерттеу бағдарламасы, соның ішінде далалық жұмыстардың, талдамалық және сандық шешімдердің нәтижелері, эксперименталдық нәтижелер негізінде алынды (Peeker и Salen, 1991; Dormieux и Peeker, 1995; Саленонанд Peeker, 1995a, 1995b; Auvinet др. ай, 1996; Paolucci и Peeker 1997a, 1997b; Peeker 1997). Сейсмикалық жүктеме кезіндегі таяз орналасқан іргетастың күш көтеру қабілеті топырақтың беріктігін, іргетас деңгейіндегі есепті ықпал әсерлерін (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) және топырақтағы инерция күшін байланыстыратын мына өрнектің көмегімен тексеріле алады:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta \bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma \bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0, \quad (10.13)$$

$$\text{мұндағы } \bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}}, \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}}, \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{\max}}$$

$N_{\max}$ – 10.2.2- және 10.2.3-тармақтарда анықталатын вертикаль орталық жүктеме ықпалындағы іргетастың шекті күш көтеру қабілеті;

B – іргетастың жалпақтығы;

$\bar{F}$ – 10.2.2- және 10.2.3-тармақтарда анықталатын топырақ инерциясының өлшемсіз күші;

γ_{Rd} – үлгінің жеке коэффициенті (бұл параметр үшін мәндер F.6-тармағында келтірілген);

$a, b, c, d, - F.4.e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ тармағында анықталатын, топырақ үлгісіне байланысты болатын сандық параметрлер,
мұндағы N_{Ed}, V_{Ed} және M_{Ed} – іргетас деңгейінде қолданылатын есепті күштер (8.18)-ден (8.21)-ге дейінгі теңдеулердегі сандық параметрлердің қалған бөлігінде топырақ үлгісіне байланысты болады және олар 8.5- және 8.6-кестелерде келтіріледі.

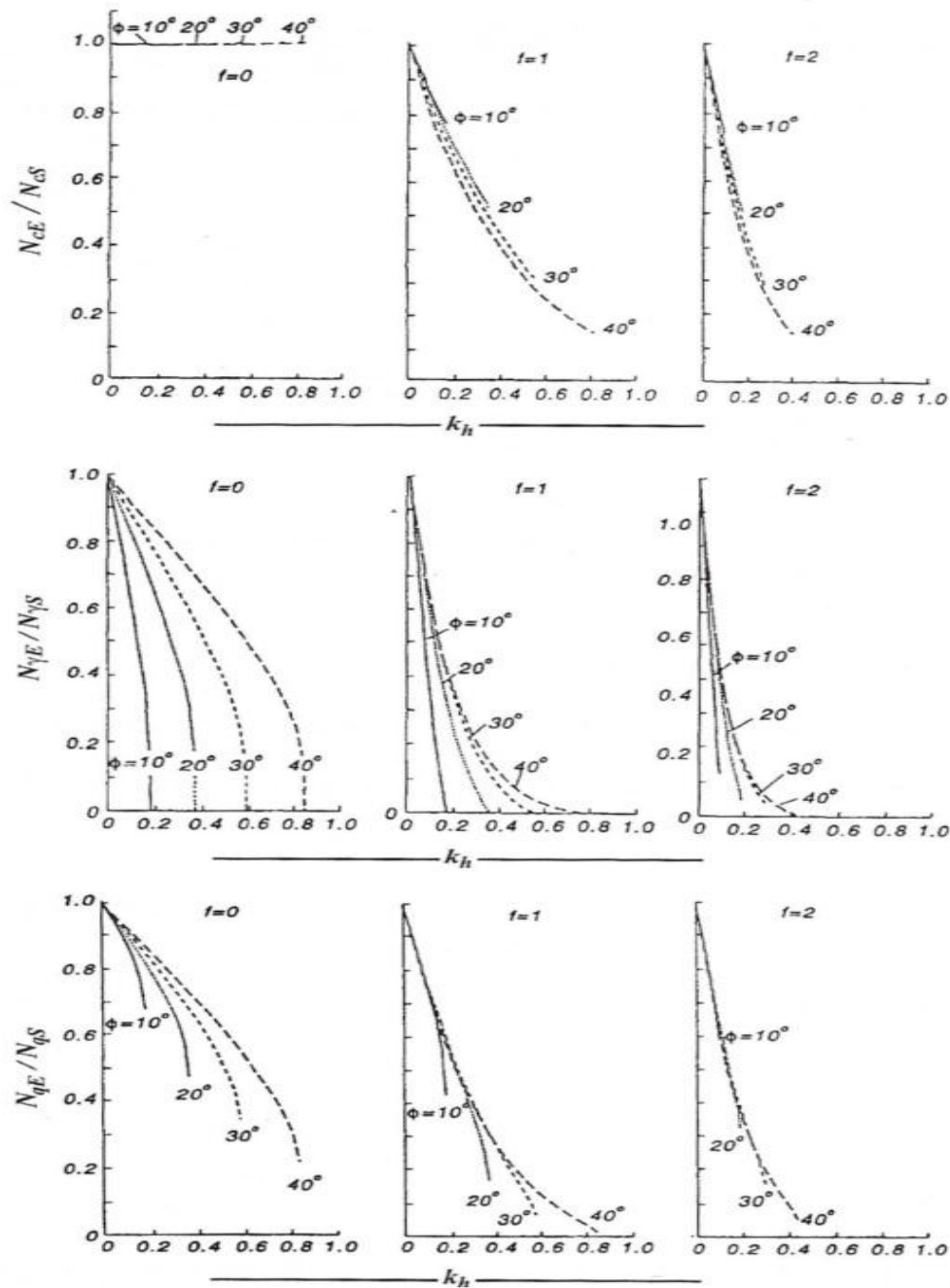
8.5-кесте – (8.18) теңдеуінде пайдаланылатын параметрлердің мәндері

Тек байланысты топырақтар				Тек байланысты топырақтар			
Параметрі	Мәні	Параметрі	Мәні	Параметрі	Мәні	Параметрі	Мәні
A	0.7	K	1.22	a	0.92	k	1.00
B	1.29	k'	1.00	b	1.25	k'	0.39
C	2.14	C_t	2.00	c	0.92	c_t	1.14
D	1.81	C_m	2.00	d	1.25	c_m	1.01
E	0.21	c'_m	1.00	e	0.41	c'_m	1.01
F	0.44	B	2.57	f	0.32	β	2.9
M	0.21	Γ	1.85	m	0.96	γ	2.8

8.6- кесте – γ_{Rd} жеке коэффициенттерінің мәндері

Топырақ үлгісі	γ_{Rd}
Тығыздығы орташа және тығыз құм	1.00
Борпылдақ құрғақ құм	1.15
Борпылдақ ылғалды құм	1.50
Икемді емес балшық	1.00
Икемді балшық	1.15

Shallow foundations



8.9-сурет – Күш көтеру қабілетінің сейсмикалық коэффициенттері
горизонталь үдеумен және ішкі үйкеліс бұрышымен

10.2.2 Толығымен байланысты топырақ

Толығымен байланысты топырақтар немесе қаныққан байланыссыз топырақтар үшін вертикаль орталық жүктеме ықпалындағы шекті күш көтеру қабілеті $N_{\max}$ былайша есептеледі:

$$N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{n}}{\gamma_M} B, \quad (10.14)$$

мұндағы $\bar{c}$ – байланысты топыраққа арналған топырақтың жылжуға құрғатылмаған беріктігі, c_u , немесе байланыссыз топырақтарға арналған жылжуға циклдық құрғатылмаған беріктік, $\tau_{cy,u}$;

γ_M – материал қасиеттеріне арналған жеке коэффициент (3.1 (3)-т. қараңыз).

$\bar{F}$ топырақ инерциясының өлшемсіз күші былайша есептеледі:

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}}, \quad (10.15)$$

мұндағы ρ – топырақтың үлесті салмағы;

a_g – А үлгісіндегі топырақ үшін топырақтың есепті үдеуі ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

a_{gR} – А үлгісіндегі топырақ үшін топырақтың атаулы ең жоғарғы үдеуі;

γ_I – маңыздылық коэффициенті;

S – EN 1998-1:2004 6.2.2-тармағында айқындалған топырақ коэффициенті.

Келесі шектеулер жалпы күш көтеру қабілетін анықтауға арналған өрнекке салынды:

$$0 < \bar{N} \leq 1, \quad |\bar{V}| \leq 1. \quad (10.16)$$

10.2.3 Толығымен байланыссыз топырақ

Кеуекті қысым айтарлықтай өспейтін толығымен құрғақ байланыссыз топырақтар немесе қаныққан байланыссыз топырақтар үшін вертикаль орталық жүктеме ықпалындағы іргетастың шекті күш көтеру қабілеті $N_{\max}$ былайша есептеледі:

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma, \quad (10.17)$$

мұндағы g – ауырлық күшінің үдеуі;

$a_v = 0,5 a_g \cdot S$ тең деп қабылдауға болатын топырақтың вертикаль үдеуі;

N_γ – күш көтеру қабілеті коэффициенті, ϕ'_d топырақтың жылжуға кедергісінің есепті бұрышы функциясы (3.1(3)-тармағынан материал қасиеттеріне арналған γ_M жеке коэффициентін қамтиды, Е.4 қараңыз).

N_γ – күш көтеру қабілеті коэффициенті (8.26) теңдеуінен анықталады:

$$N_\gamma = 2 \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'_d}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'_d} + 1 \right] \tan \phi'_d \quad (8.26)$$

Мұндағы ϕ'_d – жылжуға кедергінің есепті бұрышы (8.27) теңдеуінен анықталады.

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi} \right) \quad (8.27)$$

Мұндағы φ' – жылжуға кедергі бұрышы.

$\bar{F}$ топырақ инерциясының өлшемсіз күші былайша есептеледі:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d}. \quad (10.18)$$

Келесі шектеу жалпы өрнекке салынған:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}. \quad (10.19)$$

10.2.4 Сандық параметрлер

Күш көтеру қабілетінің жалпы өрнегіндегі 10.2- және 10.3-те анықталған топырақ түрлеріне байланысты сандық параметрлерінің мәндері 10.1-кестеде келтіріледі.

Ең жалпы жағдайларда $\bar{F}$ байланысты топырақтар үшін 0-ге тең болып қабылдануы мүмкін. $a_g \cdot S < 0,1$ g болса (яғни $a_g \cdot S < 0,98$ м/с² болса), байланыссыз топырақтар үшін $\bar{F}$ елемеуге болады.

γ_{Rd} үлгісінің жеке коэффициенті F.2 кестесінде көрсетілген мәндерді қабылдайды.

10.1-кесте – Теңдеуде қолданылатын сандық параметрлердің мәндері

	Толығымен байланысты топырақ	Толығымен байланыссыз топырақ
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

10.2-кесте – γ_{Rd} үлгісінің жеке коэффициентінің мәндері

Тығыздығы орташа құм – тығыз құм	Борпылдақ құрғақ құм	Борпылдақ қаныққан құм	Сезімтал балшық	Сезбейтін балшық
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

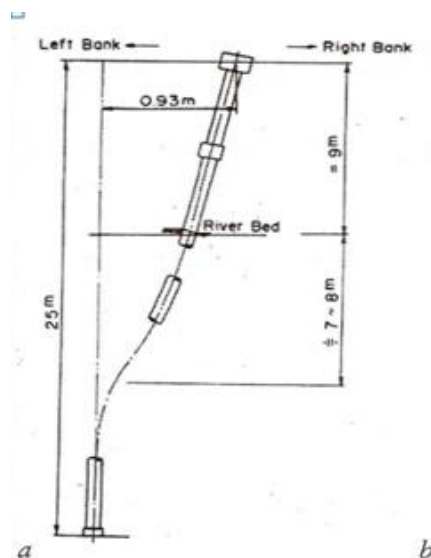
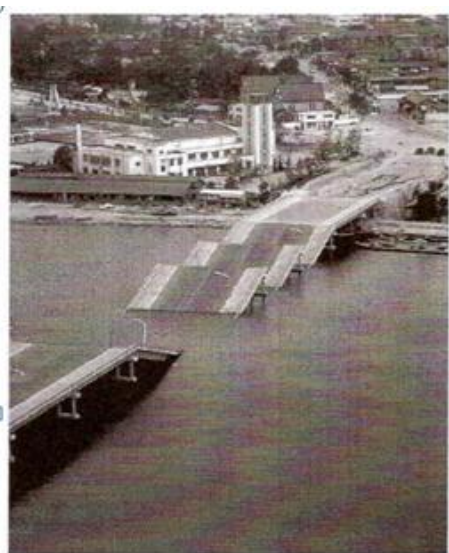
11 ҚАДАЛЫ ІРГЕТАСТАРДЫ ЖОБАЛАУ

11.1 Жалпы мәліметтер

Қадалы іргетастар конструкциялардан болатын жүктемені топырақтың күш көтеретін қабатына немесе байырғы жыныстарға беру үшін құрлықта және су астында кеңінен қолданылады. Ғимарат астындағы топырақтың таяз қабаттары таяз орналасқан қолданыстағы іргетасқа түсетін жүктемені ұстай алмайтын, не таяз қабаттар сейсмикалық жүктемеден болған циклдық жанама кернеулерге байланысты орнықтылығын жоғалтуы мүмкін болатын жағдайларда инженер-геотехниктер терең орналасқан іргетастарды жобалаулары тиіс. Осындай жағдайларда конструкциялардан болатын жүктемені тереңірек деңгейлерде немесе байырғы жыныстарда топырақтың қаттырақ және орнықтырақ қабатына беретін қадалы іргетастарды есептеу аса маңызды. Бұл тарауда, қазіргі зерттеу нәтижелерінің кейбіреулері сияқты, сейсмикалық жүктемені есепке ала отырып, қадалы іргетастарды жобалау EC8 5-бөлімінде (2003) қарастырылады. Бұл жер сілкінісінен болатын жүктеме кезінде немесе одан кейін қадалы іргетастар бұзылуының белгілі мысалдарының кейбіреулері бірінші кезекте есептелетін жағдайда, бәлкім, мақсатқа сай болатын болар.

11.1.1 Жер сілкінісі кезінде қадалы іргетастардың бұзылу мысалдары

Қадалы іргетастар бүкіл әлемде сейсмикалығы жоғары өңірлерде кеңінен қолданылатындығына қарамастан, қадалы іргетастар қатты жер сілкіністері кезінде сейсмикалық жүктемеге төтеп бере алмаған бірқатар мысалдар бар. Қадалардың осындай дұрыс жұмыс істемеуі не бұзылуға, не шамадан тыс шөгуге және айналуға алып келеді.



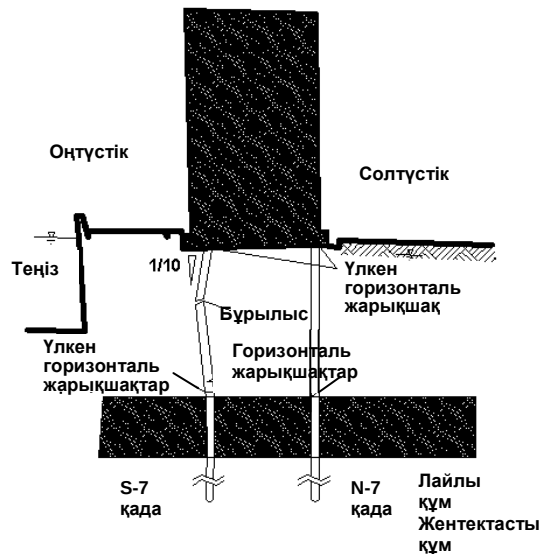
11.1-сурет. а) Showa көпірінің бұзылуы б) Хамадтан кейінгі жұлынған қада (Жапония, 1922).

9а-суретте көрсетілгендей, 1964 жылғы Ниигата жер сілкінісі кезінде Showa көпірі құлады. 9б-суретте жер сілкінісі кезінде жұлынып кеткен қадалардың бірі, ал 9в-суретте опырылып құлаған аралықтар схемасы көрсетілген. Showa көпірінің құлауын көптеген себептермен түсіндіреді. Мысалы, Хамада (1992) сұйылудан кейінгі топырақтың бүйірлік жайылуы қада бастарының жылжуын тудырып, аралықтардың орыс алмастыруына алып келді деп болжайды. Бхаттачария және т.б. (2005а) сұйытылған құмдарда қадалардың орнықтылығын жоғалтуы Showa көпірінің опырылып құлауына алып келді деген болжам жасайды. Showa көпірінің құлауы – жалғыз оқиға емес. Қадалы іргетастармен байланысты басқа құлаулар да көп.

11.2-суретте көрсетілгендей, Kandla-port-тағы порт ғимараты 2001 жылғы Bhuj жер сілкінісінен кейін шамамен 110° -қа айналып түскендігі белгілі. Осы ғимаратты ұстап тұрған қадалы іргетастар әрқелкі шөгуден зиян шекті. Осыған ұқсас, Tokimatsu және т.б. (1997), 11.3-суретте көрсетілгендей, 1995 жылғы Kobe жер сілкінісі кезінде қадалы іргетастарға сүйенген үш қабатты ғимараттың опырылып құлауын сипаттайды. Олар айлақ қабырғасының құлауы теңіз жақтан топырақтың қозғалуына алып келіп, сол себептен қадалы іргетас бұзылды деп пайымдайды. Топырақтың бүйірлік кеңеюі қадаға қосымша жүктеме болып табылады. Қадалар осы қосымша бүйірлік жүктемелерді қолдау үшін тиісінше жобалануы тиіс.



11.2-сурет – Bhuj-дегі жер сілкінісі кезінде қадалы іргетастарда тас қалаудан жасалған биік ғимараттың айналуы (Madabhushi et al. 2005)



**11.3-сурет – 1995 жылғы Кобе-дегі жер сілкінісі кезінде
үш қабатты ғимараттағы қадалардың құлауы**

11.1.2 Қадалы іргетастың бұзылуынан алынған сабақтар

Қадалы іргетастар, жан-жағынан алып қарағанда, жер сілкінісі кезінде бірқатар себептерден зиян шегеді. Өздерін жақсы жағынан көрсетпеген, әр түрлі құрылымдағы қадалы іргетастардың толық тізімін Бхаттачария, Madabhushi және Болтон (2004) құрастырды. Қадалардан жүктеме берілетін топырақ қабаттарының күш көтеру қабілеті қатты циклдық жүктеу ықпалынан өз сипатын өзгерте алады. Бұдан басқа, қадалар инерциялық және кинематикалық жүктемеге төтеп берулері тиіс. Көп жағдайда қадалы іргетастың құлауы қадалардың айналасында қайсыбір тереңдікте топырақтың «сұйылуымен» байланысты болуы мүмкін. Осыған ұқсас, сұйылатын қабатты жабатын баяу икемделетін балшық сияқты сұйытылмаған қабаттың болуы, әсіресе учаске еңісте орналасса, қосымша жүктеме тудырады. Зерттеулер көрсетіп отырғандай, болмашы, сондай-ақ 10° -тан 30° -қа дейінгі еңістер сұйытылған топырақтың және сұйытылған қабатты жабатын кез келген сұйытылмаған қабаттың бүйірлік жылжуына алып келуі мүмкін (Хей және т.б., А.И., 2000).

11.1.3 EC8 қағидалары

Қадалы іргетастардың қалыпты статикалық есебі EC7 1-бөлімінің (1995) қағидаларына сәйкес орындалуы тиіс. Бұдан басқа, EC8-де ұсынылғандай, берілген құрылыс алаңындағы барлық топырақ қабаттарының сұйылу ықтималдығы сол жерде жүргізілген топырақты пенетрацияға стандартты сынау (SPT) негізінде мұқият айқындалуы тиіс. Сонымен қатар, топырақтың бүйірлік таралуымен байланысты, әсіресе сұйылатын қабатты жабатын топырақтың сұйылмайтын қабаттары болғанда туындауы мүмкін қадалар мен қадалы ростверктерге қандай да бір қосымша жүктемелерді мұқият

қарастыру қажет екендігі ұйғарылды. Бұдан басқа, сұйылу болжалданатын жерде сұйылатын топырақтың беріктігіне көңіл аударылмауы тиіс екендігі ұйғарылады.

11.2 Статикалық жүктеме кезінде қадалы іргетасты жобалау

Қадалы іргетастардың статикалық есебі ЕС 7 сәйкес жүзеге асырылуы тиіс. Байланыссыз топырақтар үшін үдеріс төменде сипатталған. Осыған ұқсас тәсіл тиісті конструкциялық өзгерістері бар байланысты топырақтар үшін қолданыла алады. Қаданың күш көтеру қабілеті қада түбінің астындағы күш көтеру қабілеті мен бүйірлік беттегі күш көтеру қабілетінің комбинациясы ретінде анықтала алады:

$$Q = Q_b + Q_s \quad (11.1)$$

11.2.1 Қада түбінің астындағы күш көтеру қабілеті

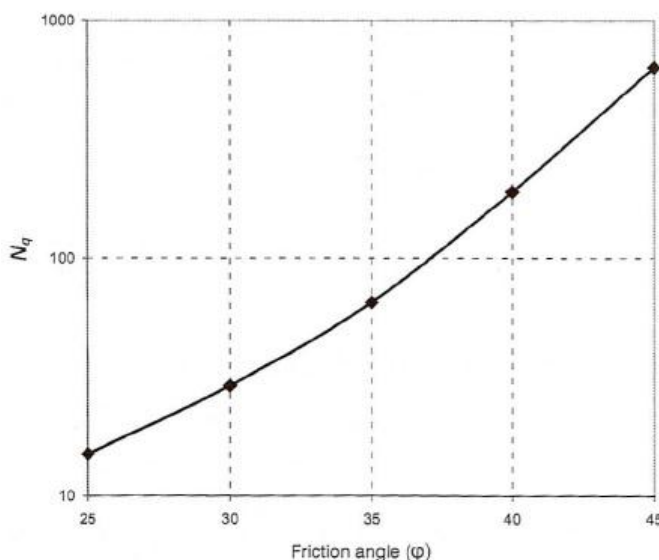
Қада түбінің астындағы күш көтеру қабілеті қаданың төменгі жақ шеті деңгейіндегі топырақтың күш көтеру қабілетіне байланысты болады. Ол былайша есептелуі мүмкін:

$$Q_b = q_b \cdot A_b \quad (11.2)$$

Мұндағы A_b – қада өзегі қимасының ауданы

$$q_b = \sigma'_v \cdot N_q \quad (11.3)$$

Терең орналасқан іргетас үшін N_q күш көтеру қабілеттілігі коэффициенті 11.4-суретте көрсетілген диаграмманы пайдалана отырып алынуы мүмкін. Диаграммалардың бұл үлгілерін алғаш рет Березанцев және т.б. (1961) ұсынған, ал кейіннен басқа зерттеушілер нақтылаған.



11.4-сурет – Терең орналасқан іргетастар үшін күш көтеру қабілеттілігінің N_q коэффициенті

11.2.2 Бүйірлік беттегі күш көтеру қабілеті

Бүйірлік беттегі күш көтеру қабілеттілігі өзек бойында генерацияланған жылжу кернеуін бағалау арқылы алынады, ол былайша есептелуі мүмкін:

$$\tau_s = K_s \cdot \sigma'_s \cdot \tan \delta \quad (11.4)$$

мұндағы K_s қада мен қондырғы үлгісіне байланысты болады (қағылатын немесе бұрғылап кигізілетін қада), σ'_s – жылжу кернеуі есептелген деңгейдегі тиімді кернеу және δ қада мен топырақ арасындағы үйкеліс бұрышы болып табылады.

Қағылатын қадалар үшін $K_s \leq 1$, консервативті түрде $K_s = 1$ деп қабылдаймыз.

Үйкеліс кезінде өткізу қабілетін алу үшін, мына теңдеуді пайдалана отырып, қада қимасы бетінің ауданы бойынша жылжу кернеуін интегралдау қажет:

$$Q_s = 2\pi r \cdot \int_0^L \tau_s \quad (11.5)$$

мұндағы r – қада радиусы және L – қада ұзындығы.

Қаданың жалпы күш көтеру қабілеті қада түбінің астындағы күш көтеру қабілеті мен бүйірлік беттегі күш көтеру қабілетінің комбинациясы ретінде анықтала алады. Бінеше қада болғанда, қадалардың адымы қаданың 2-ден 3-ке дейінгі диаметрі болуы тиіс екендігін атап өткен жөн; қадалар арасындағы арақашықтық жақын болған сайын, қадалар тармағының жұмысқа қабілеттілігі де төменірек болады.

Бұдан басқа, қадалар, тиісті ұлттық Қосымшаларды есепке ала отырып, ЕС7-де сипатталған үдеріске сәйкес әзірленуі тиіс. Бұл аспект 11.7-бөлімде берілген жобалау мысалында мазмұндалады.

11.3 Сұйылудың қадалы іргетастарға ықпалы

Топырақтың сұйылуы сумен қаныққан борпылдақ топырақтарда беріктіктің жоғалуына алып келетін гидродинамикалық қысымнан топырақтың бұзылуы, топырақтың ісінуі, лай шығаратын жанартау және т.с.с. құбылыстардың бірлесуі болып табылады. Сұйылу тұрғысынан борпылдақ құмды және шаңды топырақтардың әсіресе осал болып табылатындығы белгілі. 8-тараудың 8.3.1-ден 8.3.3-ке дейінгі бөлімдерінде біз топырақты пенетрацияға стандартты сынау (SPT) немесе топырақты зондпен тексеру арқылы статикалық сынау (CPT) сияқты тестілеуді пайдалана отырып, осы учаскенің сұйылуға ұшырайтын-ұшырамайтындығы қалай анықталатындығын көрдік. ЕС8 құрылыс алаңының сұйылуға қарсы осалдығын анықтау үшін оны бағалауды қажет етеді. Қадалы іргетастар бірқатар себептер бойынша айналасындағы топырақтың сұйылуы салдарынан зиян шегуі мүмкін. Ары қарай олар егжей-тегжейлі қарастырылған.

11.3.1 Сұйылатын топырақтағы бойлық иілу кезінде қадалардың орнықтылығын жоғалтуы

Қадалар айналасындағы топырақпен ұсталып тұратын икемді өзектер болып табылады. Әдетте қадалы іргетастар, өте әлсіз топырақта орнатылған және үлкен осьтік жүктемелер түсетін жағдайлардан басқасында, иілуден зиян шекпейді. 11.1-бөлімде айтылғандай, күш көтеретін элементті қаданың беткі үйкелісі мен негізгі күш көтеру қабілеттілігінің көмегімен есептеу қажет. Қаданың беттік ауданының айналасында туындайтын горизонталь кернеулер беттік үйкелісті қалыптастырады, сондай-ақ бүйірлік кедергі күштерін қамтамасыз етеді.

Жер сілкінісі кезінде, топырақ сұйылудан зиян шексе (ЕС8 5-бөлімінің (2003) көмегімен анықталғандай, 8-тараудың 8.3.3-бөлімінде сипатталған үдеріс), бүйірлік кедергі (және беттік үйкеліс) жоғалтылуы мүмкін. ЕС 8 5-бөлімі бойынша кез келген сұйылтылатын топырақ қабатының беріктігіне көңіл аударылмауы тиіс. Бұдан басқа, қадалар үлкен осьтік жүктемелерді қабылдайтын болса, олар орнықтылықтың жоғалуына алып келуі мүмкін. Жақында Кембриджде (Бхаттачария және т.б., 2004, 2005b) жүргізілген зерттеулер көрсеткендей, қаданың иілуі, мына шарттар орындалса, ықтимал бұзылу тетігі болып табылады:

- Егер қадалар шеткі тірегімен жерге толық көмілген, яғни қаданың төменгі шеті байырғы жыныстарға орнатылған болса;
- Егер қада, бағанаға ұқсас, Эйлердің шекті жүктемесімен салыстырғанда айтарлықтай үлкен осьтік жүктеме (орнықтылықтың жоғалуын тудыратын жүктеме) қабылдаса.

Эйлердің шекті жүктемесі мына теңдеудің көмегімен айтарлықтай оңай есептеле алады:

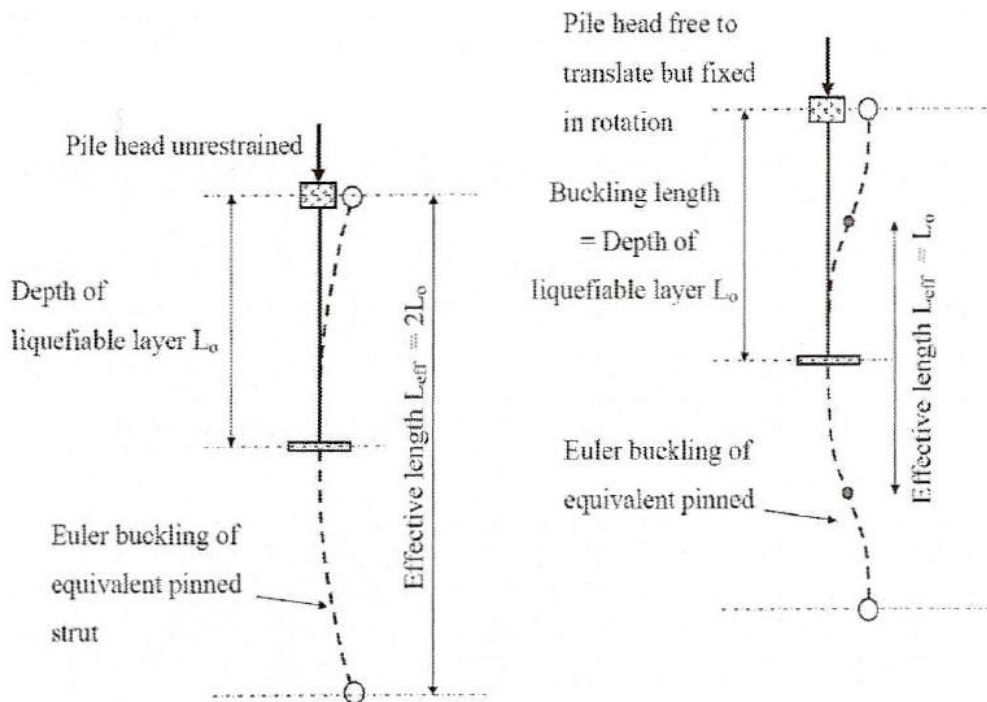
$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (9.6)$$

Мұндағы EI – қаданың иілу қаттылығы және L_e – қаданың келтірілген ұзындығы.

11.3.1.1 Қаттылық шарттары және қаданың келтірілген ұзындығы

L_e келтірілген ұзындығы қада шеттерінің тірелу жағдайларына байланысты болады. Мысалы, қаданың жоғарғы жақ беті үнемі дерлік қадалы ростверкке қосылып тұрады. Бұл айналмалы бекуді қамтамасыз етеді. Дегенмен, қадалы ростверк бір жағына «ауытқу» күйінде болуы мүмкін, әсіресе қадалы ростверк айналасында сұйытылмаған қабаттың бүйірлік таралуы болса. Осылайша, қаданың жоғарғы жақ бетінде біз әдетте ілгерілемелі бекуді емес, айналмалы бекуді күтеміз. Қаданың төменгі жақ шеті байырғы жыныстарда жеткілікті тереңдікте орналасқан болса, қада іргесінде айналмалы шектеу де, ілгерілемелі шектеу де болады. Бұл жағдайларды L_e баламалы ұзындығы береді, ол сұйытылған топырақтағы қада ұзындығы болуы тиіс. Екінші жағынан, қаданың жоғарғы беті еркін айналып, жылжитын және қада іргесі айналу мен жылжудың екеуінде де бекітілетін болса,

онда L_e сұйытылған топырақтағы қада ұзындығынан екі есе артық болады. Бұл 11.5-суретте көрсетілген.



11.5-сурет. Орнықтылықты жоғалту нысаны және есепті ұзындық

Осыған ұқсас, қада орнықтылығын жоғалту нысанын қарастыра отырып, шеткі жағын тіреудің басқа жағдайлары үшін баламалы ұзындықтарды оңай алуға болады. Эйлер шекті жүктемесінің келтірілген ұзындыққа төзімділігін атап өткен жөн. Келтірілген ұзындық анықталып, қаданың иілу қаттылығы белгілі болғаннан кейін Эйлер шекті жүктемесін есептеуге болады.

11.3.1.2 Икемділік коэффициенті

Қаданың икемділік коэффициентінің тұжырымдамасы да кез келген ықтимал орнықтылықты жоғалту кезінде қада есебін тексеру үшін қолданыла алады. Икемділік коэффициентін былайша анықтауға болады:

$$k = \frac{L_e}{r} \quad (11.7)$$

мұндағы: r – қада қимасы инерциясының ең төменгі радиусы $\sqrt{\frac{I}{A}}$ формуласымен беріледі;

I – ең әлсіз оське қатысты қима инерциясының моменті және A – қаданың көлденең қимасының ауданы. Құбырлы қада үшін инерцияның ең төменгі радиусы қаданың сыртқы диаметрінің 0,35 ретінде бағалана алады.

k икемділік коэффициенті, сұйылу ықтималдығы жоғары болса, қаданың иілуге төзімділігін жылдам тексеру үшін қолданыла алады, яғни 8-тараудың 8.3.1-ден 8.3.3-ке дейінгі бөлімдерінде қарастырылған әдіснама негізінде қада айналасында топырақтың сұйылуын күтуге болады. Егер k икемділік коэффициенті 50-ден әлдеқайда аз болса, қадалардың жалпы орнықтылығын жоғалту қаупі жоқ деп есептеуге болады, өйткені қада өзін ұзын бағана сияқты емес, ал қысқа бағана сияқты ұстайды. 50-ден жоғары k икемділік коэффициенті үшін, бұған дейін сипатталғандай, қадаларға қолданылатын және қада шеттерінің сүйенуі кезіндегі және т.б. осьтік жүктемеге байланысты қадалардың орнықтылығын жоғалтуын есепке алу қажет.

11.3.1.3 Қадаларға шекті жүктеме

Әдетте қолданылатын осьтік жүктеме Эйлер шекті жүктемесінен 5 коэффициентіне немесе одан артық шамаға төменірек болуы тиіс. Эйлер шекті жүктемесінің есебі жүктеме толығымен қада осьтеріне шоғырландырылатын және қадада ешқандай ауытқулар болмайтын «кемел» жағдайларға арналған. Осы шарттардан кез келген ауытқу баға белгілейтін шекті жүктеменің төмен құлдырауына алып келуі мүмкін. Сондықтан Эйлердің шекті жүктемесі мен қадаға түсетін есепті осьтік жүктеме арасында үлкен коэффициентті алған жөн болады. Осыған ұқсас, кәдімгі есептеудің қадалы ростверкке қолданылатын моменттен болатын жүктемені есепке алмайтындығын атап өткен жөн. Әрине, қадалы ростверк моментінен жүктеменің болуы қайтадан ию жүктемесін төмендетеді. Бұдан басқа, сұйылудан кейін топырақтың бүйірлік таралуы салдарынан ростверктің кез келген бүйірлік жылжуы қосымша Р-Δ әсерлер тудыра алады. Бұдан басқа, қадаларды орналастырудағы кез келген қателіктер орнату кезіндегі қаданың ауытқуында ию жүктемесін төмендетуге мүмкіндік береді. Бұл жағдайларға тиісінше көңіл бөлінуі тиіс.

11.3.2 Еңістердегі бүйірлік жылжу

Топырақ сұйылуының жанама әсерлерінің бірі топырақтың еңіс бағытында төмен қарай жылжи бастауы болып табылады. Бұны көбіне «бүйірлік жылжу» деп атайды. Тайваньдағы жер сілкіністері және Үндістандағы жер сілкіністері сияқты соңғы жер сілкіністері топырақтың бүйірлік жылжуына көп мысал келтірді. 11.6-дан бастап 11.9-ға дейінгі суреттерде бүйірлік жылжудың кейбір мысалдары көрсетілген. 11.6-суретте еңістің тура көпір тірегіне қарай бүйірлік жылжуын көруге болады. Мұндай бүйірлік жылжудың еңіс бойымен жоғары қарай топырақ танабында пассив кернеулердің пайда болуына байланысты үлкен бүйірлік күштерді туындататындығы анық. Өз салмағынан топырақ, 11.7-суретте көрсетілгендей, еңіс бойымен төмен таралады. Өзен жағасы көбінесе, 11.7-суретте көрсетілгендей, бүкіл еңіс сияқты, өзенге параллель бойлық жарықшақтар түзеді, сұйылуды туғызатын жер сілкіністері салдарынан өзенге қарай орын алмастыруға тырысады.

Осыған ұқсас залал 2001 жылы Үндістанның Bhuj қаласында болған жер сілкінісі кезінде байқалды. 11.8-суретте Gujarat штатындағы Navlakhi портының сусымалы материалдарында салынған темір жол желісімен қатарласа өткен бүйірлік жылжуды көруге болады. Бұл порттық операциялардың елеулі бұзылуына алып келді және темір

жолдың едәуір бөлігі қайта бұрылуы тиіс болды. 11.9-суретте Gujarat штатындағы жер бөгетінің төменгі еңісінде болған бүйірлік жылжуды көруге болады.



11.6-сурет. Тайваньның Taichung қаласындағы жаңа көпірдің аралық тірегі маңындағы бүйірлік жылжу



11.7-сурет. Тайваньның Taichung қаласындағы өзен жағасы еңісінің бүйірлік жылжуы

Қадалар көбіне жер бөгеттерінің жоғарғы және төменгі еңістерін тұрақтандыру үшін қолданылады. Егер бүкіл еңіс бүйірлік жылжуға ұшыраса, мұндай қадалар топырақтың пассив қысымдарынан болатын үлкен бүйірлік күштерге қарсы тұрулары тиіс.



11.8-сурет Gujarat-ғы Navalakhi портындағы теміржол желісінің жанындағы бүйірлік таралу, Үндістан



11.9-сурет Жер тоғанының құлама еңістері бойынша төмен қарай бүйірлік жылжу

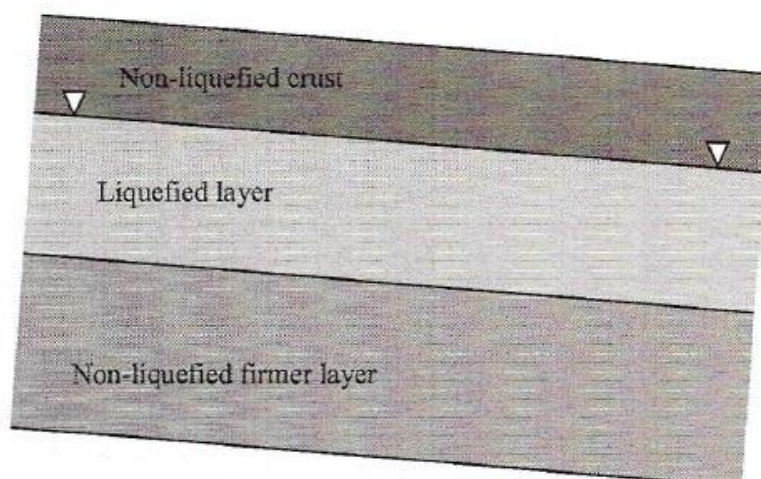
11.3.2.1 Еңістік бұрыш

Сұйылатын топырақтың жылжуға қарсыласуы неге аз болатыны анықталуына қарай түсінкіті болады. Сәл ғана еңіс топырақ бетінің бүйірлік жылжуына алып келеді.

Кембриджде центрифугада жүргізілген динамикалық сынақтардың негізінде Хей және өзгелері (2000) еңісі 3° -тан 6° -қа дейінгі беттің бүйірлік жылжуынан топырақ беті зақымданады деген тұжырымдамаға келді. Ұқсас қорытындылар Rensselaer (RPI) (Dobry және басқа., 2003) политехникалық институтының және Дэвистегі Калифорния университетінің (Brandenberg басқалары., 2005) өзге де зерттеушілерімен алынған болатын. Еңіс бетке байланысты алынған бүйірлі кеңеюдің көлемі, әдетте, бірнеше метр болып келеді. Егер сұйылатын топырақта пайда болған қуыстардағы судың артық қысымы бірнеше он секунд ішінде сақталса, Newmarkian блогының жылжымалы талдауын пайдалана отырып, тиісті өзгеріспен жылжу тегістігіне қолданыстағы кернеуді қоса отырып, бүйірлі кеңеюдің көлемін бағалауға болады. Naigh және өзгелері (2000) осындай есептеулер бүйірлік жылжудың бірнеше метрге баратынын көрсетті. Топырақтың жылжымалы қабаттарын тесіп өтетін қадалы іргетастардың тұрғысында бірнеше метрге бүйірлік жылжу топырақты өзгертеді және топырақтың толық бейтарап қысымдарын жасау үшін жағдайларды қалыптастырады. Бұл сұйылмаған қабаттың сұйылатын қабаттан жоғары орналасқан кезінде маңызды бола түседі. Сонымен қатар, егер осы жоғары қабаттар төменгі гидравликалық өткізгіштігі бар сазды болса, онда олар сұйылатын қабаттардың қуыстарындағы судың артық қысымын ұзақ мерзімге сақтауға көмектесе отырып, проблеманы ұлғайтады.

11.3.2.2 Сұйылмаған беттік қабаттардың болуы және олардың салдары

Беткі қабаттың бүйірлік таралуы олар арқылы өтетін қадалы іргетастарға қосымша жүктемені салуы мүмкін. Маңыздысы, сұйылған қабат үстінде сұйылмаған қабаттың болуы мүмкін, бұл 11.10-суретте көрсетілгендей сұйылған қабатта бүйірлік таралуды бастауы мүмкін.



11.10-сурет Сұйылған топырақ қабатын жауып тұрған сұйылмаған топырақ қабаты

Осындай сұйылмаған беткі қабат осы топырақтар арқылы өтетін қадалы іргетастарда үлкен бүйірлік күштің пайда болуына алып келуі мүмкін. Кейбір жағдайларда, сұйылмаған беткі қабатпен берілетін топырақтың бейтарап қысымы қадаға сұйылған қабатпен салынған бүйірлік күшті салыстырмалы шамалы ғана жасай отырып, қадалы іргетастағы бүйірлік күш үстінен басым бола түседі. Dobry және өзгелері (2003) сұйылған қабатпен пайда болған бүйірлік күштерді жеңілдетіп есептеу үшін сұйылмаған беткі қабаттың салдарынан пайда болған топырақтың бейтарап қысымы ескерілген жағдайда оны елемеуге болады деп болжады.

11.4 Қадалы іргетастардың статикалық және динамикалық функционалдық талаптарын салыстыру

11.2-бөлімде айтылып кеткендей, қадалардың статикалық есебі ЕС7 келтірілген нұсқауларға және оның ережелеріне сәйкес жүзеге асырылуы тиіс. Сонымен қатар, статикалық және динамикалық жүктеме астындағы қадалы іргетастарды пайдалану талаптарын салыстыру маңызды.

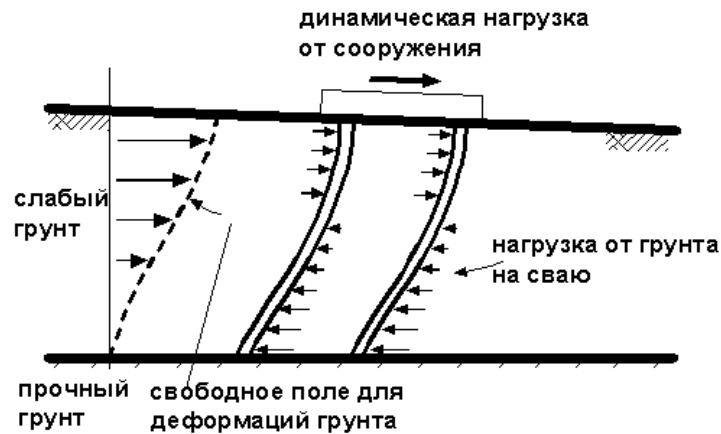
11.4.1 Кинематикалық және инерциялық жүктеме.

Қадалы іргетастарға түсетін статикалық жүктемеге ие конструкциялардың көптеген үлгілері қысудың вертикал күші болып табылады. Жер сілкінісінен болатын жүктеме ары қарай созылмалы күштерді қабылдай отырып, анағұрлым бүйірлі күштерге және сәттерге қарсы тұру үшін қадаға қойылатын талаптарды белгілейді. Қадалардың деформациялануы топырақтың деформациялануына байланысты болуы мүмкін, және соның ішінде, бүйірлік жылжумен туындаған сұйылу қадалы іргетастарға күрделі зиянын тигізуі де мүмкін.

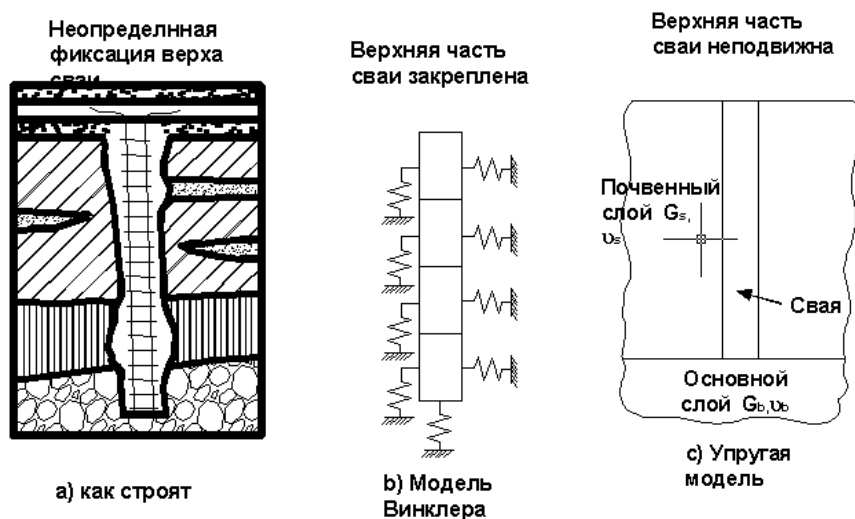
Сейсмикалық ықпалдан қадаға түсетін жүктемелерге қойылатын талаптар статикалық эквивалентпен салыстырғанда осы элементтердің әр түрлі геотехникалық және конструктивтік есебін талап етеді. Жер сілкінісінен болатын жүктеме циклдік жүктелумен туындаған экологиялық және техникалық жүктемелердің басқа нысандарынан ерекшеленеді, себебі топырақтың жылжу орындарында ұсталып тұрған конструкциялардың қозғалуы нәтижесінде алынған қадалық жүктемелерге қосымша қадаға түсетін жүктемелер пайда болады. Топырақтағы қозғалыс қада мен топырақ арасында «кинематикалық өзара әрекетті» жасайды, сонымен қатар, конструкциядан түсетін жүктеме секілді «инерциялық өзара әрекетті» жасайды (11.11-сур.).

ЕС8 5-бөлімде кинематикалық өзара әрекеттен болатын майысу сәттерін барлық мына шарттар сақталғанда ғана қажет деп санау керек:

- D, SL немесе S2 үлгісіндегі топырақ және қаттылығымен ерекшеленетін жүйелі қабаттан тұру.
- Біркелкі немесе жоғары сейсмикалық зона және жауапкершілігі III немесе IV сынып.



11.11-сурет. Кинематикалық және инерциялық өзара әрекет



11.12-сурет. Қадаға түсетін жүктеменің баламалы үлгілері – ауытқу талдаулары

11.4.2 Қаданың жүктемеден ауытқуын статикалық талдау

Қаданың иілуін статикалық талдау өзара толықтырушы ретінде қаралуы тиіс екі негізгі үлгіні пайдаланып орындайды. Бұл үлгілер қада тәуелсіз серіппелердің сериясымен ұсталатын арқалық секілді үлгіленетін Винклер гипотезіне; және серпімді қаданы серпімді топырақ қабатына қағу үшін есептелінген серпімді қада үлгісіне негізделген (11.12-сур.).

Әр түрлі тәсілдердің өзіндік күшті және әлсіз жақтары болады:

- Винклердің серпімді әдісі p -у желілі емес немесе қысық t - z көмегімен оларды оңай енгізу үшін желілі емес жүктелуінде топырақтың қадаға қарай жылжуына әсер етуіне мүмкіндік береді. Бұл майысу қада айналасында енгізілген жер үсті қозғалыстарын көрсету үшін өзгертілуі мүмкін.

Сонымен қатар, аралас топырақ нысанында тік қалыпқа орналасуы мүмкін. Дегенмен, майысулар іргелес жердегі топырақ қозғалысына бір жердегі топырақ қозғалысының салдарын ескермейді. Бұл р-у және t-z қисықтарын алу үшін пайдаланылатын эмперикалық әдістердің сенімділігін шектейді және осы әдіспен қада тармақтарының талдауын жасау күрделі.

- Серпімді топырақ әдісі қада айналасындағы кернеулер мен деформациялар алаңы ретінде дұрыс талданған теоретикалық көзқараста көбірек қанағаттандырылдық. Бұл қада тармақтарындағы қадалардың өзара әрекетін талдау үшін әдісті қолайлы жасайды. Бірақ, бар шешімдер желілі серпімді және жеткілікті қарапайым топырақ пішіндері негізінде басымырақ болып келеді.

Статикалық жүктеме астындағы жалғыз қадаларға арналған шешімдер Poulos және Davis (1980) жұмыстарында және ары қарай Davies және Budhu (1986), Budhu және Davies (1987 және 1988) және Gazetas (1991a және 1991b) жұмыстарында беріледі. Олар Винклердің серпімді әдісі және серпімді үлгілер, қаттылықты бөлу үшін Пендермен (1993) қорытылды. Екі әдістің күшті жақтары жалғыз қаданың горизонталь және вертикаль серпімді талдауы үшін таңдалған топырақтың қаттылығын анықтау бойынша Винклердің серпімді әдісінің көмегімен пайдаланылуы мүмкін.

Серпімді топыраққа қағылған серпімді қаданың статикалық бүйірлік күшіне қада басынан жылжу, u және айналу, θ беріледі:

11.1-кесте Статикалық жүктемеге арналған қада басының икемділік коэффициенті

<i>Flexibility coefficient</i>	<i>Soil stiffness profile</i>		
	<i>Constant</i>	<i>Parabolic</i>	<i>Linear</i>
f_{uH}	$\frac{1.3}{E_s D} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.18}$	$\frac{2.14}{E_{sD} D} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.29}$	$\frac{3.2}{m D^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.333}$
$f_{\theta H} = f_{uM}$	$\frac{2.2}{E_s D^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.45}$	$\frac{3.43}{E_{sD} D^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.53}$	$\frac{5.0}{m D^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.556}$
$f_{\theta M}$	$\frac{9.2}{E_s D^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.73}$	$\frac{12.16}{E_{sD} D^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.77}$	$\frac{13.6}{m D^4} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.778}$

$$u = f_{uH} + f_{uM}M \quad (11.8)$$

$$\theta = f_{\theta H} + f_{\theta M}M \quad (11.9)$$

мұнда H – бұл көлденең күш

M – бұл сәт

$f_{uH}, f_{uM}, f_{\theta H}, f_{\theta M}$ – бұл икемділік коэффициенті $f_{\theta H} = f_{uM}$

11.13-суретінде келтірілген топырақ қаттылығының үш үлгісіне қада басының икемділік коэффициенті 11.1-кестесіндегідей көрсетілген, мұнда m = тереңдігі бар қаттылықты арттыру жылдамдығы.

Қада басының икемділік коэффициенттерінің матрицасы қада басының K_{HH} , K_{HM} , K_{MH} және K_{MM} қаттылық коэффициенттерінің матрицасын алу үшін айналдырылуы мүмкін. Олар мына тәсілмен қада басының реакциясын шығаратын горизонталь және айналмалы майысуларды анықтауға пайдаланылуы мүмкін:

$$\begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} = \frac{1}{(f_{uH} f_{\theta M} - f_{uM}^2)} \begin{bmatrix} f_{\theta M} & -f_{uM} \\ -f_{\theta H} & f_{uH} \end{bmatrix} \quad (11.10)$$

Где $K_{HM} = K_{MH}$

$$K_b = \frac{K_{HH} K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{MM} - e K_{HM}} (\kappa H / \text{мм}) \quad (11.11)$$

$$K_{\theta} = \frac{K_{HH} K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{HH} - \frac{K_{HM}}{e}} (\kappa H \text{м} / \text{мрад}) \quad (11.12)$$

Мұнда $e = M/H$.

Осы жерде қаралатын талдаулардағы топырақ қаттылығының өзгеруі идеализацияланған топырақ жағдайларында қабылдануы мүмкін. Егер топырақ қабаты біртектес болса, онда олар 11.13-суретінде көрсетілген топырақ түрлеріне жақындатылған болар еді. Бірақ, қабат топырақтың әр түрлі үлгілерін қосқанда тиісті жақындатулар ды жасауы тиіс.

11.4.3 Қаданың жүктемеден ауытқуын динамикалық талдау

11.4.3.1 Жалпы жай-күйі

Сейсмикалық жүктемелерге берілетін қада және қада топтарының реакциясын талдауға пайдаланылатын әдістердің қысқаша баяндалуы Gazetas (1984), Новак (1991) және Пендер (1993) берілген. Сандық зерттеулер сейсмикалық жүктемелер астындағы қада реакциясын үш зонада санауға болатынын көрсетті:

1. Беттің маңындағы зона. Бұл зона шамамен алғанда топырақ бетінің астындағы қаданың сегіз диаметріне дейін және инерциялық жүктемелер басым жерде орналасқан.
2. Аралық зона. Бұл зона жақын беттің және терең зонаның арасында орналасқан, инерттік және кинематикалық өзара әрекеттің әсеріне ұшыраған.
3. Тереңдіктегі зона. Бұл зона қада бетінен 12-15 диаметр төмендікте жатыр және осы жерде кинематикалық ықпалдар басым болып келеді.

Инерциялық реакцияға қатысатын, келтірілген қада ұзындығы, L_{ad} , қада мен топырақтың қаттылығына және қада диаметріне байланысты серпімді топырақ жағдайларында (Gazetas, 1984) анықталуы мүмкін. 11.13-суретінде көрсетілген идеализацияланған топырақ жағдайларына сілтеме жасай отырып:

$$L_{ad} = 2D \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.25} \quad \text{тереңдіктегі тұрақты қаттылық} \quad (11.13)$$

$$L_{ad} = 2D \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.22} \quad \text{тереңдіктегі параболалық қаттылық} \quad (11.14)$$

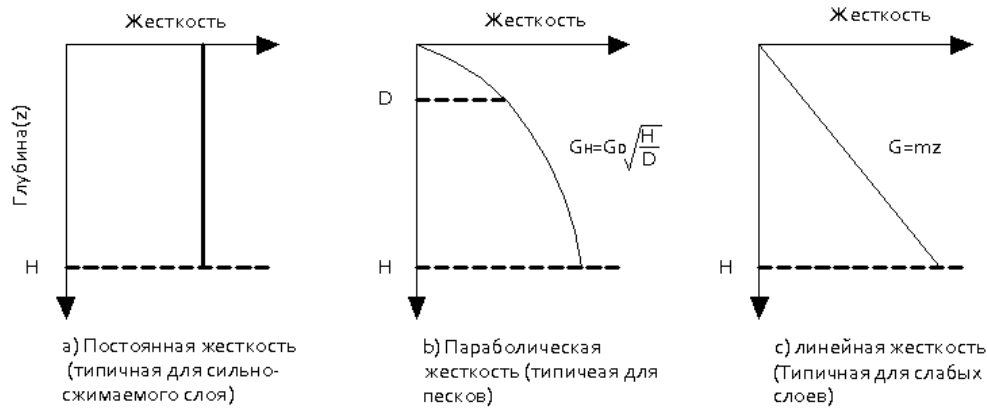
$$L_{ad} = 2D \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.20} \quad \text{қаттылықты желілік арттыру} \quad (.15)$$

Мұнда D = қада диаметрі.

E_p = қаданың Юнга модулі.

E_{sD} = тереңдіктегі топырақтың Юнга модулі.

Осы белсенді ұзындықтар қада үшін статикалық жүктеме астында анықталуы мүмкін эквивалентті ұзындыққа қарағанда бірнеше көбірек. Қадалардың құралдық конструкцияларында Холломмен (1984) және Макрисамен (1996) орындалған далалық зерттеулері сейсмикалық жүктеменің едәуір деңгейлерінде қада тобының қаттылығы жүктеме циклдарының саны артқан кезде едәуір төмендеу үрдісінің бар екенін көрсетеді.



11.13-сурет Топырақ қаттылығының идиализацияланған пішіні

Бұл топырақ қаттылығының азаюы, беткі зона қуыстарындағы су қысымымен туындаған жылжудың артуы және қаданың жоғарғы бөлігі айналасындағы топырақтың тығыз емес жанасуының өсуі секілді әсерлермен байланысты. Бұл әсерлер жүктеменің инерциялық реакциясында қаралатын қаданың келтірілген немесе жұмыс ұзындығын арттырады.

Қаданың келтірілген ұзындығының тұжырымдамасы қаданың «ұзындығын» және «қысқалығын» айыру үшін пайдалы. «Ұзын» қадалардың ұзындығының артуы қаданың көлденең реакциясы инерциялық жүктемеге әсер етпейді. Ұзындығы L_{ad} қарағанда кем «қысқа» қадалар инерциялық жүктемеге әлсіздеу реакция көрсетеді, бұл қада ұзындығының функциясы болып табылады.

11.4.3.2 Қаданың икемділігі

Қаданың икемділігі жоғарыда ұсынылғанға балама әдіс ретінде мына тәсілдің көмегімен анықталуы мүмкін. Қаданың серпімді ұзындығы қаданың серпімді ұзындығын, T пайдалана отырып анықталуы мүмкін:

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0.2} \quad (11.16)$$

Мұнда: $E_p I_p$ - бұл қаданың майысу қаттылығы және k – 200-ден 2000 кН/м³ дейін түрленетін топырақ модулінің градиенті. k топырақтың еркін қаныққан жағдайларында 2000 кН/м³ мәнге ие болады. Осылай, қаданың келтірілген ұзындығы топырақ-қаданың салыстырмалы қаттылығына байланысты анықталады.

T мәнін пайдалана отырып, жоғарыда есептелген Z_{max} , ары қарай:

$$Z_{max} = \frac{L_p}{T} \quad \text{есептелінеді.} \quad (11.17)$$

Егер $Z_{\max} > 5$, қада икемді болып саналса, яғни, оның жай-күйі ұзындығына байланысты болса және орнықтылығын жоғалтуы, пластикалық топсаны жасай отырып, иайысу кезінде бұзылумен ескеріледі.

Егер $5 > Z_{\max} > 2.5$ болса, қада жартылай икемді және егер $Z_{\max} < 2.5$ болса қада, қатты болып келеді.

Икемді деп жіктеліп келген қада айналасындағы топырақпен бірге «қозғалатын» болады, сондықтан жер сілкінісі кезінде конструкциялардан берілген жылжудың инерциялық жүктемесі ретінде қабылданатын болады. Бір жағынан қатты қадалар топырақтың едәуір жүктемесін тартатын болады, себебі, қада бір қалыпта қалады және топырақ жүктелудің балама циклдерінде қаданың екі жағына бейтарап қысымды көрсететін болады. Қадаларды жобалау кезінде осы топырақпен салынған қосымша бүйірлік жүктемені ескеру қажет.

11.5 Кинематикалық ықпал

11.5.1 Классикалық тәсіл

Қадалардың кинематикалық сипаттамаларын немесе инерциялық реакциядан бөлек қада тармақтарын талдау ыңғайлы. Тереңдіктегі кинематикалық реакция қадалардың орташа және төменгі бөлігіндегі конструктивтік шешімдерді бағалау үшін пайдаланылуы мүмкін. Қада басының кинематикалық реакциясы инерциялық реакция талдауына енгізілген.

Терең қабаттарда қадалардың болуы топырақ қозғалысына немесе қабаттың өз жиілігіне аз әсер етеді. Қадалардың және топырақтың қозғалуы жиіліктермен, ең кем дегенде қабаттың өз жиілігінен, f_n , 1,5 есеге сәйкес келуі мүмкін. Бұл бақылаудың маңызды практикалық мәні бар, себебі қадалардың ауытқыған нысаны көлденең толқынның эквивалентті желілі қолданылуының 1D талдауынан шыға отырып алынуы мүмкін. Қадалардың ауытқу нысанын алып, оның майысу сәттерін және көлденең күштерін оңай анықтауға болады. Едәуір майысу сәттері әр түрлі қаттылық зоналары арасындағы интерфейстердің деңгейінде қадада пайда болуы мүмкін. ЕС8 5-бөлім қадалардың серпімді болып қалуын талап етеді, бірақ белгілі бір жағдайларда, олардың бастарында пластикалық төпсалардың өсуі мүмкін. Пластикалық топсалардың орындары ЕС8 5.8.4-бабына, 1-бөліміне сәйкес әзірленуі тиіс.

Реакциялардың инерциялық талдауын орындау үшін қада басының кинематикалық реакциясы қажет. Сандық зерттеулер жалғыз қадалар үшін алынған кинематикалық реакцияның қада тармақтарына да қолдануға болатынын көрсетті және егер қадалардың белгіленген бастарына қолданылатын болса, топырақ пен қаданың еркін басы арасындағы кинематикалық өзара әрекет тұрақты болады.

Пендер (1993) қада басының кинематикалық сипаттамасын бағалауға пайдаланылатын Gazetas-ке (1984) негізделген технологияны сипаттайды. Біріншіден, топырақ қалыңдығының жоғарғы бөлігіндегі еркін реакция қада тармақтарынан

алыстатылған нүктеде анықталады. Еркін өріс қозғалысының көлденең амплитудасы u_0 болғанда, жиілікке байланысты көлденең өзара әрекет I_u , мынау секілді анықталады:

$$I_u = \frac{u_p}{u_0} \quad (11.18)$$

Мұнда u_p = қада басы қозғалысының көлденең амплитудасы.

Тереңліктегі тұрақты қаттылық үшін:
$$F = \left(\frac{f}{f_n} \right) \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.30} \left(\frac{L}{D} \right)^{-0.5} \quad (11.19)$$

Тереңліктегі параболалық қаттылық үшін:
$$F = \left(\frac{f}{f_n} \right) \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.16} \left(\frac{L}{D} \right)^{-0.35} \quad (11.20)$$

11.2-кесте Көлденең кинематикалық коэффициенттердің өзара әрекетіне арналған мән

Коэффициент	Топырақ қаттылығының түрі		
	Тұрақты	Параболалық	Желілі
a	0	3.64×10^{-6}	-6.75×10^{-5}
b	0	-4.36×10^{-4}	-7.0×10^{-3}
c	-0.21	6.0×10^{-3}	3.3×10^{-2}

Қаттылықтың желілік артуы:
$$F = \left(\frac{f}{f_n} \right) \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.10} \left(\frac{L}{D} \right)^{-0.4} \quad (11.21)$$

Мұнда f = спектрдің қабылданған жиілігі

f_n = қабаттың өз жиілігі

E_p = қаданың Юнга модулі

$E_{sD} = D$ тереңдігіндегі топырақтың Юнга модулі

L және D = қаданың ұзындығы мен диаметрі.

F мәні тиісті теңеуді пайдалана отырып, мәндердің жиілік диапазоны бойынша (яғни, 0,5 Гц-тен 40 Гц-ке дейін) дискреттік жиіліктерге есептелінген. I_u тиісті мәндер мына формуладан шыға отырып есептелінеді:

$$I_u = aF^4 + bF^3 + cF^2 + 1.0 \quad (11.22)$$

Минимал мәнде $I_u = 0.5$.

Жоғарыда берілген теңеудегі a , b және c коэффициенттері 11.2-кестесінде беріледі.

Осы әдіспен берілген өзара әрекет ету коэффициенттері тек Фурье спектіріне қатаң қолданылады. Бірақ, жуықтатылған нәтижелер жиілік сипаттама спектріне қарсы тікелей спектрлік үдетудің еркін өрісінде өзара әрекет ету коэффициенттерін қолдана отырып алынуы мүмкін.

Қада басының көлденең спектральді үдеуі еркін өріс үдеуін әр қаралатын жиіліктің I_u мәніне көбейту жолымен алынады. Жоғарыда сипатталған әдісте берілген үдеудің спектральдік сипаттамасын зерделеу қаданың еркін өрісте көрінетін ықпалдың жоғарғы жиілігін өшіретіні көрсетілген. Осы өшірудің деңгейі қаданың топырақ қаттылығына қатыстығына және әсіресе топырақ қаттылығының түріне байланысты. Желілі ұлғайатын қаттылық көрінісі көбіне төменгі жиіліктерде басқа қаттылық пішіндеріне қарағанда өшіп қалады. Pender (1993) жер сілкінісінде өлшеу аспаптарымен жабдықталған қада реакциясы әдетте, егер учаскенің (SI) осы зерттеулері тұрақты немесе параболалық пішінді қабылдауды ұсынса да қаттылық артатын пішінге қолданылады. Бұл сейсмикалық жүктеме ықпалынан жақын беттегі топырақтың жұмсаруына байланысты қарастырылады.

11.5.2 Топырақтың бүйірлік жылжуынан болған кинематикалық жүктеме

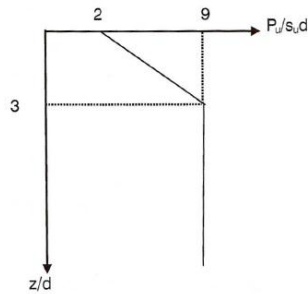
Қадалы іргетастар саздың жұқа қабаты арқылы және сұйылған қабат арқылы ғимараттан жүктемені топырақтың қатты қабатына немесе тереңдеу орналасқан байырғы жыныстарға беру үшін пайдаланса, айтарлықтай таралған проблема болып табылады. Егер топырақ еңісі бар учаскеде орналасса (азырақ ылдилау бұрышы бар), топырақты сұйылтатын жер сілкінісі саз қабатының бүйірлік жылжуына алып келуі мүмкін, сонысымен қадаға және қада роствергіне бүйірлік жүктемені түсіреді. Осындай жағдайларда, қадаларды жобалау кезінде сұйылмайтын беттен түсетін бүйірлік жүктеме маңызды рөл атқарады және сұйылған топырақпен көрсетілетін қарсыласуды елемеуге болады.

Осылай, сазды бетке түсірілген көлденең күш таяз орналасқан іргетастардың көтеру қабілеттілігі коэффициенттерінің көмегімен анықталуы мүмкін. Мысалы, егер сұйылған қабатты жабатын саз қабаты топырақтың сорғытылмаған беріктігіне S_u , ие болса, осы саладағы қада роствергіне және қадаға салынған бүйірлік қысым мына түрде есептелуі мүмкін:

$$q = (\pi + 2) \cdot S_u \quad (11.23)$$

Жоғарыда келтірілген формула топырақтың басқа түрлерінде тиісте дәрежеде өзгеруі мүмкін.

Қада ростверкінің бүйірлік ауытқуы және қада роствергінің және басының айналуы қарсыласу бетінің алаңы бойынша (осы саладағы қада роствергі және бөлігінің қырылары) q жүктемесінен болған көлденең күш әрекетінен анықталуы мүмкін. Жоғарыда келтірілген формула Созылымдылық Теоремасының Жоғарғы Шегіне негізделген, сәйкесінше қауіпсіз мәнді қамтамасыз етуі тиіс.



11.14-сурет Нормаланған тереңдікті өзгертіп, нормаланған бүйірлі жүктемені өзгерту

Сонымен қатар, бүйірлік қарсыласуға арналған созылмалдылық теоремасынан шығатын жоғарғы шек байланған топырақта пайдаланылуы мүмкін (11.14-суретінде көрсетілген, мұнда P_u бүйірлік қарсыласу). Бұл формула құрғатылмаған жылу күшіне топырақ бетінен бастап терең жерлерге дейін тереңдікте біртіндеп өзгеруге мүмкіндік береді, сондықтан егер сұйылмаған топырақ жеткілікті тереңдікте болмаса, оны пайдалану керек.

Гимараттың инерциясына байланысты бүйірлік жүктеме және топырақтың бүйірлік таралуынан болатын кинематикалық жүктеме біруақытта болмайды. Дегенменен, есептеу үшін олар бірге қолданылуы мүмкін, бұл кертартпа болжам болып табылады. Салынған жүктеме қада бастарының және олардың айналуларының бүйірлік ауытқуын бағалау үшін пайдаланылуы мүмкін.

11.5.3 Қада басы қаттылығының статикалық тұжырымдамасын қабылдау

ЕС8 5-бөлім Г қосымшасы 11.13-суретте берілген топырақ қаттылығының үш түріне арналған қада басы қаттылығының коэффициенттері туралы ұсынымды береді. Олар 11.3-кестесінде келтірілген және 11.4.2-бөлімінде, 11.1-кестесінде пайдаланылуы мүмкін. Бұрынғыдай негізгі параметрлері:

$E = 3G$ тең топырақ моделінің Юнга модулі

E_p = қада материалының Юнга модулі

E_s = бір диаметр тереңдіктегі қада топырағының Юнга модулі

d = қада диаметрі

z = қада тереңдігі болып табылады.

Қада басының және ростверктің жүктемесі 11.4.3-бөлімінде сипатталғандай анықталғаннан кейін 11.3-кестесіндегі қаттылық коэффициенті қада басының бүйірлі

және көлденең жылжуын және ростверктің айналуын анықтау үшін пайдаланылуы мүмкін.

11.3-кесте – Топырақтың үш моделіне салынған қаданың статикалық қаттылығы

Топырақ моделі	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
$E = E_s \frac{z}{d}$	$0.6 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.35}$	$0.14 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.8}$	$-0.17 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.6}$
$E = E_s \sqrt{\frac{z}{d}}$	$0.79 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.28}$	$0.15 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.77}$	$-0.24 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.53}$
$E = E_s$	$1.08 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$0.16 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.75}$	$-0.22 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.5}$

11.6 Инерциялық реакция

Реакциялардың инерциялық талдауы қада басының немесе конструкциялардың сейсмикалық жылжуларын және айналуын бағалау үшін өзара әрекетті кинематикалық зерделеуден алынған динамикалық реакцияны пайдаланады. Қада басының жылжу күштері салмақ және қаттылық конструкцияларының туындысы болып табылады.

Әдетте конструкция, еркіндіктің бір деңгейі бар жүйеге дейін жеңілдетілуі мүмкін, сонымен қатар қадалы іргетас келетін және айналатын еркіндік деңгейлеріне ие.

11.6.1 Қада-топырақ салыстырмалы қаттылық жүйесі

Іргетастың көлденең инерциялық жүктемеге және сәтке реакциясы таяз орналасқан іргетас реакциясына ұқсас қаттылықты және демпфирлеуді үйлестіру әдісімен анықталады. Сонымен қатар, бір қаданың қаттылығы жиілікке сезімтал болмайды, қада тармақтарының өзара әрекет ету шарттары және сәулелендірудің өшуі жиілікке байланысты.

Жалғыз қаданы немесе қада тобын инерциялық жүктемеге бағыттаудың таралған тәсілі қарсыласу тұжырымдамасын пайдалану болып табылады:

$$S(\omega) = \frac{R(t)}{U(t)} \quad (11.24)$$

$$C S(\omega) = K(\omega) + i\omega C$$

Мұнда $S(\omega)$ = реакция түріне қарсыласу (жылжу, тербелу және т.б.)

$R(t)$ = динамикалық күш немесе сәт

$U(t)$ = динамикалық жылжу немесе айналу

$K(\omega)$ = қаданың динамикалық қаттылығы (кН/м)

ω = жиілік (рад/с)

C = демпфирлеу коэффициенті (кН.с/м)

$i = (-1)^{0.5}$.

Қарсыласу функциясы – кешенді ауыспалы түрде білдіру ыңғайлы, себебі жылдамдық функциясы болып табылатын өшу компоненті фазасы бойынша серпімді қаттылықпен сәйкес келмейді. Өшу реакциялардың әр түрі үшін өлшемсіз жиілік коэффициенттеріне, $\xi(\omega)$ байланысты көрсетілуі мүмкін, мұнда:

$$\xi(\omega) = \frac{\pi f C}{K} = \frac{\omega C}{2K} \quad (11.25)$$

Бұл қарсыласуды анықтау үшін балама формуланы әзірлеуге мүмкіндік береді:

$$S(\omega) = K[k(\omega) + 2\xi(\omega)i] \quad (11.26)$$

Жоғарыда келтірілген теңеулермен анықталған қарсыласу функцияларының көмегімен жалғыз қада немесе қада тобы жүктемесі реакциясының кез келген тиімді статикалық формуласы олардың статикалық ұқсастығына жағдайлар жиынтығын өзгерте отырып, динамикалық жүктелу жағдайларында пайдаланылуы мүмкін.

Көптеген зерттеулер көлденең, тербеліс және тік түрдегі жиілік мәндеріне берілетін қада-топырақтың салыстырмалы қаттылығының практикалық мәнінің көпшілігі үшін $k(\omega)$ шамамен алғандағы шама екенін көрсетті.

11.6.2 Өшу коэффициенті

Гэйзетаспен (1991a) берілген өшу коэффициентінің мәні ζ , 11.13-суретінде, 11.4-кестесінде көрсетілгендей қаттылық пішіні бар серпімді топыраққа салынған жалғыз қадалар үшін келтірілген. ζ_{HH} бұл горизонталь жүктеме астындағы көлденең қозғалыс болғандықтан өшу ζ_{HM} салынған сәттің болуынан горизонталь қозғалысқа жатады және салынған сәттің болуынан айналу қозғалысына жатады.

11.4-кестесіндегі барлық формулалар $f > f_n$ қабатында ғана қолданылады. Егер жиілік қабаттың өз жиілігінен төмен болғанда, сәуленің өшуі болмайды және өшу коэффициенттері әр жағдайда теңеудің сол бөлігінің мәніне тең болады.

11.4-кестесіндегі формулаларға негізделген есептер далалық нәтижелердің шектеулі санымен салыстырылған, негізінде діріл орнатылған жеке қадалардағы эксперименттерден алынған (Пендер, 1993). Бұл нәтижелер осы формулалардан алынған өшу коэффициенттері мәнінің нақты өшуін шамамен 30 пайызға болжайды.

11.4-кестесі Қада басын демпфирлеудің өлшемсіз коэффициенттері

Damping coefficient	Soil stiffness profile		
	Constant	Parabolic	Linear
ζ_{HH}	$0.8\beta = \frac{1.10fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.17}$	$0.7\beta = \frac{1.20fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.08}$	$0.6\beta = \frac{1.8fD}{v_s}$
ζ_{HM}	$0.8\beta = \frac{0.85fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.18}$	$0.6\beta = \frac{0.70fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.05}$	$0.3\beta = \frac{1.0fD}{v_s}$
ζ_{MM}	$0.35\beta = \frac{0.35fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.2}$	$0.22\beta = \frac{0.35fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.1}$	$0.2\beta = \frac{0.4fD}{v_s}$

Қарсыласу жағдайларын пайдалана отырып, қада басының жай-күйі түсетін және айналатын майысуларға дейін азаюы мүмкін. Инерциялық жүктеме конструкция еркіндігінің бір дәрежесін пайдалана отырып анықталуы мүмкін. Осындай SDOF жүйесінің реакциясын шешуге қажетті теңеулер Уолфоммен (1985) беріледі. Пайдалы әзірленген мысалдар Пендермен (1993) берілген.

Себебі қарсыласу жағдайлары – бұл сандардың жиынтығы, есептік жылжулар, сондай-ақ шынайы және жалған бөліктер. Максимал (нақты) реакция Квадрат сомасынан шыққан Квадрат түбір әдісін (SRSS) қолдану жолымен оңай анықталады.

Қада топтарының реакциясына арналған есептер қада тобының өзара әрекет етуінің динамикалық коэффициентін пайдалануды талап етеді. Олар кешенді функциялардың жиілігіне байланысты. Жүктемелердің әр түрлі бағыттарына арналған өзара әрекет ету коэффициенттеріне жауаптар Газетаспен (1991a); Gazetas және б. (1991); және Makris және Gazetas (1992) беріледі.

11.6.3 Үйлесу ережелері

Топырақ пен конструкциялардың өз жиілік реакциялары әр түрлі болатындықтан ЕС8 1-бөлімінде 4.3.3.5-тармағында келтірілген үйлесу ережелері күшті кинематикалық және инерттік өзара әрекеттен есептеу үшін пайдаланылуы мүмкін.

А ҚОСЫМШАСЫ

(акпараттық)

Таспалы іргетас іргесінің күш көтеру қабілетін есептеу мысалы

Бастапқы деректер. Іргетас табанының ені $h = 2$ м тереңдікке орнату кезінде $b = 6$ м болып қабылданған. Іргетас шаңды ылғалды құммен қатталған іргеге сүйенеді, ол үшін физика-механикалық қасиеттердің келесі сипаттамалық мәндері анықталған: үлес салмағы $\gamma_0 = 15,0 \text{ кН/м}^3$; ішкі үйкеліс бұрышы $\varphi = 26^\circ$; үлестік ілінісуі $c = 4 \text{ кН/м}^2$. Іргетас табанынан жоғары үйілген топырақтың салмақ көлемі $\gamma'_0 = 14 \text{ кН/м}^3$. Іргетас табанына ықпалдардың мына сипаттамалық мәні салынған: вертикал ықпал $N = 1040 \text{ кН/м}$, горизонталь ықпал $T = 130 \text{ кН/м}$ және сәт $M = 980 \text{ кНм/м}$. Іргенің күш көтеру қабілетін тексеру керек.

а) шешімі. Қолданыстағы әдістеме бойынша есептеу мысалы.

10.2-суреттегі кесте бойынша $F_1 = 12$; $F_2 = 8,2$; $F_3 = 16,8$ анықтаймыз. 10.1-кесте бойынша $k_0 = 0,2$ қабылдаймыз. Таспалы іргетас табанының жиектеріндегі шекті қысым эпюраларының ординаттары (10.2) және (10.3) формулалары бойынша есептейміз:

$$p_0 = 1 \cdot 12 \cdot 1,2 \cdot 10^4 \cdot 2 + (12 - 1)0,4 \cdot 10^4 / 0,49 = 45 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 45 \cdot 10^4 + 1 \cdot 1,5 \cdot 10^4 \cdot 6(8,2 - 0,2 \cdot 16,8) = 80,3 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3.$$

(10.4) және (10.5) формулаларына сәйкес есептік жүктеменің эксцентриситеттері және шекті қысым эпюралары мынаған тең:

$$\varepsilon_\alpha = \frac{98 \cdot 10^4}{104 \cdot 10^4} = 0,94 \text{ м};$$

$$\varepsilon_n = \frac{6(80,3 - 45)10^4}{6(80,3 + 45)10^4} = 0,28 \text{ м};$$

$l_p < (e/6)b$ шамасы, сәйкесінше іргетас табаны толығымен топыраққа тіреледі.

Себебі $e_n < e_p$ іргенің күш көтеру қабілетін (10.8) формула бойынша анықтаймыз:

$$N_{u.eg} = \frac{6 \cdot 1 \cdot 80,3 \cdot 10^4}{1 + 6 \cdot 0,94/6} = 248 \cdot 10^4 \text{ Н/м};$$

$\gamma_{ceg} = 0,8$ деп қабылдаймыз және (10.1) формула бойынша соңғы мәнді аламыз:

$$N_\alpha = 104 \cdot 10^4 \text{ Н} < 1 \cdot 248 \cdot 10^4 / 1,5 = 166 \cdot 10^4 \text{ Н/м},$$

Сәйкесінше, елеулі қоры бар жүктемелердің негізгі үйлесуіне есеп бойынша қабылданған іргетас өлшемдері жүктемелердің ерекше үйлесуінде бірінші шекті жағдай бойынша тексеруді қанағаттандырады.

б) шешімі. Еврокод 8 әдістемесі бойынша есептеудің мысалы

Бастапқы деректер А мысалындағыдай. Біртекті топырақтың бетіндегі таяз орналасқан таспалы іргелердің сейсмикалық күш көтеру қабілетін жоғалтуға қарсы іргетас

деңгейінде және топырақтағы инерция күшіне есептік ықпалдардың әсерін (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) топырақ беріктігін байланыстыратын мына формуланың көмегімен тексеруге болады:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0, \quad (A.1)$$

$$\text{мұнда } \bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{\max}} \quad (A.2)$$

$N_{\max}$ — F.2 және F.3 т. анықталатын вертикал орталық жүктеменің әсері бойынша іргетастың шекті күш көтеру қабілеті;

$B=6\text{м}$ — іргетастың ені;

$\bar{F}$ — F.2 және F.3-т. анықталатын топырақ инерциясының өлшемсіз күші;

$\gamma_{Rd}=1.50$ —модельдің жеке коэффициенті (бұл параметрдің мәні F.6-т. берілген);

a, b, c, d — F.4-т. анықталатын топырақ түріне байланысты сандық параметрлер.

$e, f, m, k,$

$k', c_T, c_M,$

c'_M, β, γ

Толығымен құрғақ байланбаған топырақтар үшін немесе қуыстық қысымның елеулі өсуі жоқ қаныққан байланбаған топырақтар үшін вертикал орталық жүктеменің $N_{\max}$ әсерінен іргетастың шекті күш көтеру қабілеті мына түрде есептелінеді:

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma, \quad (A.3)$$

мұнда g — ауырлық күшінің үдеуі;

a_v — $0,5a_g \cdot S$ -ге тең алуға болатын топырақтың вертикал үдеуі;

N_γ — күш көтеру қабілетінің коэффициенті, топырақтың жылжуға қарсыласуының есептік бұрыш функциясы ϕ'_d (ол 3.1(3) т. шығатын γ_M материал қасиеттері үшін өзіне жеке коэффициентті қосады, E.4 қарау).

Ғимарат пен имараттың бұзылуын болдырмауға қойылатын талаптарды тексеру кезінде есепке алынатын сейсмикалық ықпалды (a_g) үдетудің есептік мәндерін ОСЗ I-1₄₇₅ және I-1₂₄₇₅ карталары бойынша анықталған $a_{gR(475)}$ және $a_{gR(2475)}$ үдеулерінің шекті референттік мәндерінің және құрылыс жауапкершілігінің коэффициент мәнінің есебімен анықтаймыз. [Ицков И.Е.] құралында берілген.

Объектілердің бұзылуы болмағанда қойылатын талаптарды тексеру кезінде ескерілетін a_g үдеуінің есептік мәні ретінде мына екі мәnnің үлкенін қабылдау керек:

$$\gamma_I \cdot a_{gR(475)} \quad (A.4)$$

немесе

$$\gamma_I \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)} \quad (A.5)$$

мұнда:

γ_I – жауапкершілік коэффициенті, оның мәнін ғимарат немесе имараттың жауапкершілік сыныбына байланысты қабылдау керек;

I-1₄₇₅ картасы бойынша анықталған $a_{gR(475)}$ мәні 0,2g құрайды;

I-1₂₄₇₅ картасы бойынша анықталған $a_{gR(2475)}$ мәні 0,3g құрайды;

жауапкершілік коэффициентінің мәні γ_I 1,0-ге тең.

Осы мәнге сүйеніп a_g табамыз:

$$\frac{2}{3} a_{gR(2475)} \cdot \gamma_I = \frac{2}{3} \cdot 0,3 \cdot 1,0 = 0,2g = a_{gR(475)} \cdot \gamma_I = 0,2.$$

a_g мәні 0,2g-ге тең.

$$a_v = 0,5 a_g S = 0,5 \cdot 0,2g \cdot 1,0 = 0,98$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_{\gamma}, = \frac{1}{2} (15,0 \cdot 9,8 (1 + 0,98/9,8) \cdot 6^2 \cdot 0,488 / 1,25 = 1136,3 \text{ кН}$$

Топырақ инерциясының өлшемсіз күші $\bar{F}$ келесі жолмен анықталады:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d} = 0,2g/9,8 \cdot \tan \phi'_d = 0,2 \cdot 9,8/9,8 \cdot 0,488 = 0,41 \quad (A.6)$$

Мына шектеу жалпы мәнге қойылған:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}. m=0,96; k'=0,39.$$

$$0 < N < (1 - 0,96 \cdot 0,41) = 0,823 \quad (A.7)$$

Байланған топыраққа арналған күш көтеру қабілетінің жалпы теңдеуіндегі сандық параметрлердің мәні А.1-кестесінде берілген.

А1 кесте – Тендеуде қолданылатын сандық параметрлердің мәндері

	Толығымен байланбаған топырақ
a	0,92
b	1,25
c	0,92
d	1,25
e	0,41
f	0,32
m	0,96
k	1,00
k'	0,39
c_T	1,14
c_M	1,01
c'_M	1,01
β	2,90
γ	2,80

Жалпы жағдайларда $\bar{F}$ байланған топырақтар үшін 0 тең қабылдануы мүмкін. Байланбаған топырақтар үшін $\bar{F}$ елемеуге болады, егер $a_g \cdot S < 0,1$ г (яғни, егер $a_g \cdot S < 0,98$ м/с²).

$\gamma_{Rd=1,5}$ моделінің жеке коэффициенті борпылдақ қаныққан құм үшін секілді қабылданған.

$$N = \frac{1.5 * 1040}{1136.3} = 1.37$$

$$V = \frac{1.5 * 130}{1136.3} = 0.171$$

$$M = \frac{1.5 * 980}{6 * 1136.3} = 0.245$$

$$\frac{(1-0.41*0.41)^{1.14}*(2.9*0.171)^{1.14}}{1.37^{0.92}*((1-0.96*0.41)^{0.39}-1.37)^{1.25}} + \frac{(1-0.32*0.41)^{1.01}*(2.8*0.245)^{1.01}}{1.37^{0.92}*((1-0.96*0.41)^{0.39}-1.37)^{1.25}} - 1 \leq 0$$

Б ҚОСЫМШАСЫ

(акпараттық)

Б.1 Бағаналы іргетас іргесінің күш көтеру қабілетін есептеу мысалы

Бастапқы деректер. Табан өлшемі $b=2,8$ м және $l=4,4$ м іргетасы $h=1,8$ м тереңдікте $\gamma_0 = 16,3 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 23^\circ$; $c = 12 \text{ кН/м}^2$ есептік сипаттамалары бар сазды топырақпен салынған іргеге тіреледі.

Фундаменттен жоғары топырақтың көлемдік салмағы $\gamma'_0 = 15,5 \text{ кН/м}^3$. 8 балл сейсмикалықты ескере отырып, жүктемелердің ерекше үйлесімділігінің алғашқы шекті жағдайы бойынша ірге есебін жүргізу қажет. Бұл ретте, іргетас іргесіне тік жүктеме $N = 2560 \text{ кН}$, көлденең жүктеме $T = 380 \text{ кН}$ және сәт $M = 1860 \text{ кНм}$ салынған.

Табан өлшемі $b=2,8$ м және $l=4,4$ м іргетасы $h=1,8$ м тереңдікте $\gamma_0 = 1,63 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$; $\varphi = 23^\circ$; $c = 1,2 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2$ есептік сипаттамалары бар сазды топырақпен салынған іргеге тіреледі.

а) шешімі. Есептің дәстүрлі әдістемесі.

Фундаменттен жоғары топырақтың көлемдік салмағы $\gamma'_0 = 1,55 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$. 8 балл сейсмикалықты ескере отырып, жүктемелердің ерекше үйлесімділігінің алғашқы шекті жағдайы бойынша ірге есебін жүргізу қажет. Бұл ретте, іргетас іргесіне тік жүктеме $N = 256 \cdot 10^4 \text{ Н}$, көлденең жүктеме $38 \cdot 10^4 \text{ Н}$ және сәт $186 \cdot 10^4 \text{ Нм}$ салынған.

(8) формула бойынша есептік жүктеменің эксцентриситетін анықтаймыз:

$$e_p = 186 \cdot 10^4 / (256 \cdot 10^4) = 0,73 \text{ м.}$$

Бұл ретте, (12) шарты ($e_p < (1/3)b = 0,93 \text{ м}$) орындалады, алайда іргетастың ішінара ажырауы орын алады себебі,

$$e_p > (1/6)b = 0,47 \text{ м.}$$

Сондықтан (13) формуласына сәйкес есептеуді іргетастың шарттық еніне жасау керек:

$$b_c = 3(2,80/2 - 0,73) = 2,01 \text{ м.}$$

10.2-суреттің кестесі бойынша (10.6) формуласы бойынша анықтаймыз:

$$F_1 = 8,4; F_2 = 5,4; F_3 = 12,7;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 \cdot 2,01/4,40 = 1,69;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 \cdot 2,01/4,40 = 1,4;$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 \cdot 2,01/4,40 = 0,89.$$

ҚР НТҚ 08-05.1-2013

$k_0 = 0,1$ (1-кесте) кезінде шекті қысымның эпюра ординаттарын (4) және (5) формулалары бойынша шығарамыз:

$$p_0 = 1,69 \cdot 8,4 \cdot 1,55 \cdot 10^4 \cdot 1,8 + 1,14(8,4 - 1) \cdot 1,2 \cdot 10^4 / 0,42 = 65,9 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 65,9 \cdot 10^4 + 0,89 \cdot 1,63 \cdot 10^4 \cdot 2,01(5,4 - 0,1 \cdot 12,7) = 77,4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2.$$

Іргетас табанының жиектері астындағы максималды кернеу:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 296 \cdot 10^4}{3 \cdot 4 \cdot 4 \cdot (\frac{2,8}{2} - 0,73)} = 67 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2$$

яғни (14) шарты орындалады.

(9) формуласы бойынша шекті қысым эпюрасының эксцентриситетін табамыз:

$$e_n = \frac{2,01 (77,4 - 65,9) \cdot 10^4}{6 (77,4 + 65,9) \cdot 10^4} = 0,027 \text{ м}$$

$e_n < e_p$ кезінде күш көтеру қабілетін келесі формуламен анықтаймыз:

$$N_{u.eg} = 2,01 \cdot 477,4 \cdot 10^4 / 2 = 342 \cdot 10^4 \text{ Н}$$

$\gamma_{с.ег} = 0,8 \cdot 1,15 = 0,92$, и $\gamma_n = 1,15$ қабылдай отырып,

$$N_{\alpha} = 296 \cdot 10^4 \text{ Н} > 0,92 \cdot 342 \cdot 10^4 / 1,15 = 274 \cdot 10^4 \text{ Н} \text{ аламыз.}$$

Сәйкесінше, ірге тұрақтылығы қамтамасыз етілмеген және іргетас өлшемін үлкейтуді талап етеді.

Іргетастың басқа өлшемдерін бастапқыдай қалдырып, $b = 3$ м деп аламыз. Сонда:

$$b_c = 3(3/2 - 0,73) = 2,31 \text{ м};$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 \cdot 2,31/4,40 = 1,79;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 \cdot 2,31/4,40 = 1,16;$$

$$\xi_{\gamma} = 1 - 0,25 \cdot 2,31/4,40 = 0,87;$$

$$p_0 = 1,79 \cdot 8,4 \cdot 1,55 \cdot 10^4 \cdot 1,8 + 1,16(8,4 - 1) \cdot 1,2 \cdot 10^4 / 0,42 = 68,6 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 68,6 \cdot 10^4 + 0,87 \cdot 1,63 \cdot 10^4 \cdot 2,31(5,4 - 0,1 \cdot 12,7) = 81,4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 296 \cdot 10^4}{4 \cdot 4 \cdot 2,31} = 58,3 \cdot 10^4 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2} < p_b;$$

$$e_n = \frac{2.31 (81.4 - 68.6) \cdot 10^4}{6 (81.4 + 68.6) \cdot 10^4} = 0.034 \text{ м} < e_a$$

$$N_{u.eg} = 2.31 \cdot 4.4 \cdot 81.4 \cdot 10^4 / 2 = 414 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$N_a = 296 \cdot 10^4 \text{ Н} < 0.92 \cdot 414 \cdot \frac{10^4}{1.15} = 330 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

Іргетас ені 3,3 м тең қабылданды.

Б.2 Таяз орналасқан іргетасты – жеке тұрған бағаналы іргетасты жобалау мысалдары

Бастапқы деректер:

Осы мысалдағы ғимараттың жауапкершілік коэффициенті $\gamma_1=1$ қабылданады. Құрылыс алаңының алдын ала инженерлік-неологиялық зерттеулері барлық орындарда жүргізілді. Ұңғымаларды және SPT сынау және қалақшамен алдын ала тексере отырып топырақты далалық сынау әр учаскеде жүргізілді. Мәліметтер Б.2.1-суретінде көрсетілген. Топырақтың есептік үдеуі $\alpha g R=0,3 g$ қабылданады.

Болжалды практикалық жағдайда, бастапқа нұсқа ретінде А, В, С D учаскелері үшін деректер келтірілген.

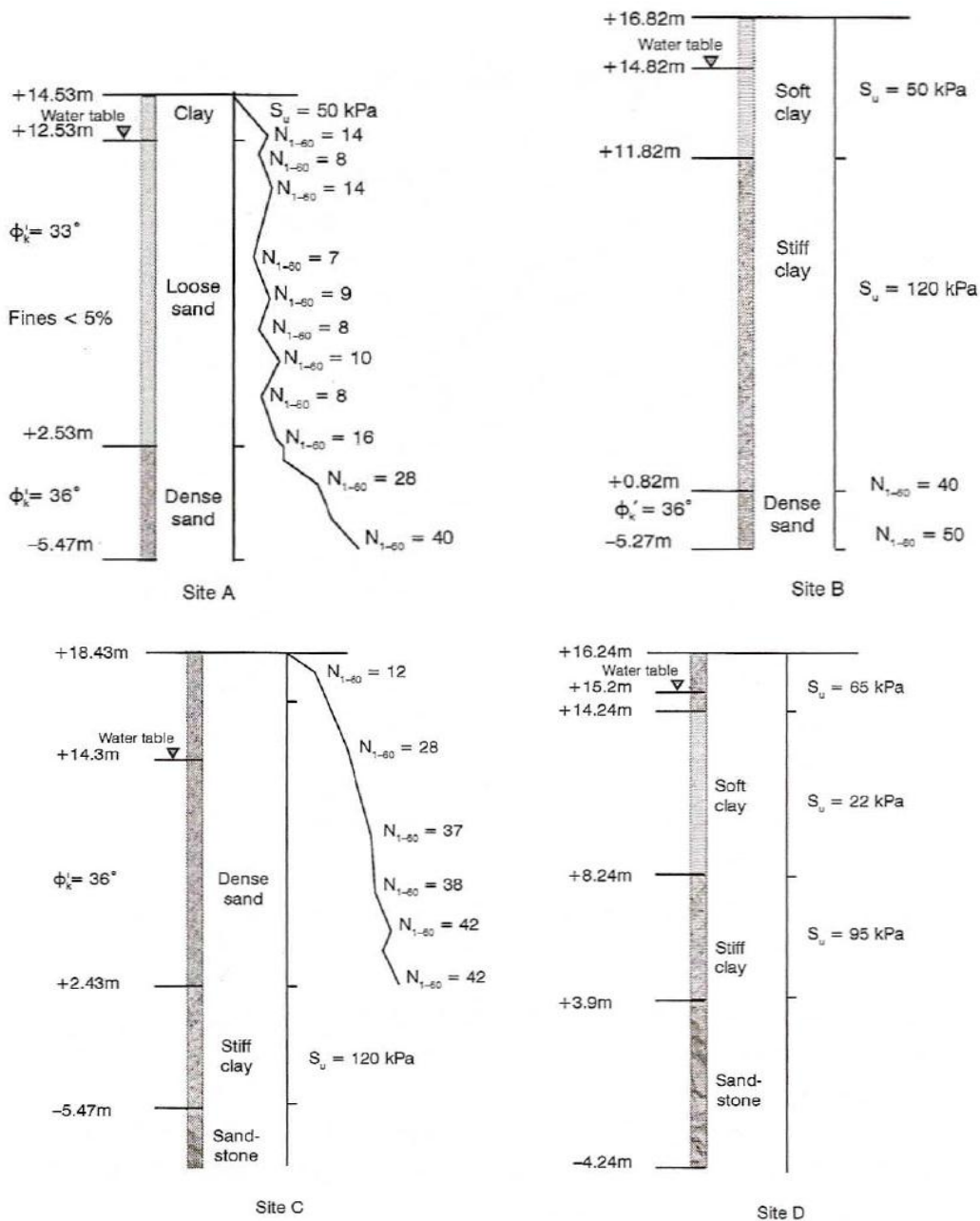
Бірақ, осы мысалда тек С учаскесі қаралатын болады.

Шекті жағдайлар бойынша есеп:

1 жылжумен бұзылу

2 көтеру қабілетін жоғалту

(EC8 «Параметрлерді тексеру және анықтау» EC8 5.4-бөлімін қарау)



Б.2.1-сурет – Төрт зерттелген учаскенің ұңғыма деректері

С және D біліктерінің бойындағы 3 м қадаммен бөлінген бағана көбірек жүктелген, сондықтан осы екі бағананың жалпы іргетастарын қараймыз.

Алғашқы жақындау ретінде С және D желілері біліктерінің бойындағы екі бағананы ұстау үшін жер деңгейінен 1 м төмен орналасқан іргетастың 10 м x 4 м табанын қабылдаймыз. Көп жүктеме ғимарат тұрғысында 4 м қашықтықта орналасқан С және D біліктері бойындағы аралықтағы екі бағанаға әсер етеді.

Бұл жүктемелер жобалау мысалында рұқсат етілген жүктемелерді ескере отырып есептелінеді және 8.7-кестеде көрсетілген.

Деректерді пайдалана отырып мына есептік жүктемелерді аламыз:

Б.2.1-кесте Іргетасқа түсетін жүктемелер

	С бағанасы	D бағанасы	Іргетасқа түсетін толық есептік жүктеме
Бойлық күш	5978 кН	862 кН	6480 кН
Көлденең күш	826 кН	826 кН	1562 кН
Майысу сәті	2405 кН·м	2088 кН·м	4493 кН·м

$N_{ed} = 6840$ кН есептік бойлық күш

$V_{ed} = 1652$ кН есептік көлденең, бойлық күш

$M_{ed} = 4493$ кН·м есептік майысу сәті

F.6 (EC8 p 43) теңеуін қарастырамыз:

$$N_{\max} = \frac{1}{2} pg \left[1 \pm \frac{\alpha_v}{g} \right] B^2 N_\gamma$$

Құмның тығыз салмағы 1650 кг/м^3 тең (Үлесті салмағы $16,19 \text{ кН/м}^3$).

$$\alpha_v = 0,5 \cdot S \cdot \alpha_g$$

ЕС 8-де 3.1 және 3.2-кесте бойынша топырақ түрінің $S = 1,15$ коэффициентін таңдаймыз. Сондай-ақ $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$

Мұнда γ_I бұл ғимараттың жауапкершілік коэффициенті, ол осы ғимарат үшін 1-ге тең деп қабылданады.

$\alpha_{gR} = 0,3g$ бастапқы деректерден:

$$\alpha_v = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 0,3g = 0,1725g$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} 1650 \cdot 9,81 [1 \pm 0,225] B^2 N_\gamma$$

Құмға арналған ішкі үйкеліс бұрышы бұрын алынған γ_m коэффициентінің көмегімен азайтылуы тиіс (EC8 23-б. қарау).

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_m} \right)$$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 36^\circ}{1,25} \right) = 30^\circ$$

Күш көтеру қабілеті мына түрде есептелуі мүмкін:

$$N_{\gamma} = 2 \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_d}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi_d} + 1 \right] \tan \varphi_d$$

$$N_{\gamma} = 38.8 \cdot \tan 30^{\circ} = 22.4$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 1650 \cdot 9.81 \cdot 0.8275 \cdot 22.4 \cdot B^2$$

$$N_{\max} = 150 B^2 \kappa H / \text{м}$$

$$N_{\max, tot} = 150 \cdot B^2 \cdot L \kappa \kappa$$

Табан өлшемдерін (10м х 4м) қоя отырып, мынаны аламыз

$$N_{\max} = 15000 \kappa H / \text{м}$$

$$N_{\max, tot} = 60,000 \kappa H$$

Б.2.2 Жылжудан бұзылу

Топырақ суынан жоғары тұрған табанға арналған үйкеліске есептік қарсыласуды есептеу:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta_d}{\gamma_m}$$

5.1 (EC8 p 23) теңеуінен γ_m мәнін қабылдаймыз.

$$\gamma_m = 1,25 \text{ и } \delta_d = \varphi_k.$$

5.2 (EC8 p 23) теңеуін пайдаланамыз.

$$V_{Ed} = F_{Rd} + E_{Rd}$$

V_{Ed} бұл есептік көлденең күш

E_{Rd} бұл жылжуға қарсыласу. EC8 сәйкес топырақтың бейтарап қысымынан 30 пайыз болуы мүмкін.

Б.2.2.1 Үйкеліске қарсыласу

Мына құмға арналған ішкі үйкеліс бұрышы:

$$\Phi_k = 360$$

$$F_{Rd} = 6840 \cdot \frac{\tan 36^{\circ}}{1,25}$$

$$F_{Rd} = 3975,6 \kappa H$$

Сәйкесінше

$$V_{Ed} < F_{Rd}$$

$$(1652 \text{ кН} < 3975,6 \text{ кН})$$

Демек, үйкелісті тексеру шарты орындалып жатыр. Осы мысалда біз EC8 шығатын бейтарап қарсыласудың 30 пайызын пайдаланбауымыз тиіс еді, бірақ бұл қажет болғанда, біз іргетастың салыну тереңдігін жер деңгейінен төмен орнатқаннан кейін іргетас үшін бейтарап қарсыласудың 30 пайызын қарастыра алатын едік.

Б.2.3 Күш көтеру қабілетін тексеру

F.2 (EC8 бөлімі, 5 p42) теңеуін пайдалана отырып, $\bar{N}, \bar{V}, \bar{M}$ есептейміз.

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 6840 \text{ кН}}{60000 \text{ кН}} = 0,114$$

$$\bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 1652 \text{ кН}}{60000 \text{ кН}} = 0,0275$$

$$\bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 4493 \text{ кН}}{60000 \text{ кН}} = 0,0075$$

F.7 (EC8 43с) теңеуін пайдалана отырып, $\bar{F}$ есептейміз.

$$\bar{F} = \frac{\alpha_g S}{g \tan \phi_d}$$

$$\bar{F} = \frac{0,3_g \cdot 1,15}{g \tan 30^\circ} = 0,598$$

F.8 (EC8 p43) теңеуін тексереміз.

$$0 \leq \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$$

m және k' тұрақты өлшемдерін сәйкесінше F.1 (EC8-бөлім 5 44-сур) кестесінен қабылдаймыз.

m=0.96 и k'=0.39 мәні.

$$0 \leq 0,114 \leq (1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39}$$

$$0 \leq 0,114 \leq 0,7169$$

Шарт орындалады.

Table 8.8 Parameters for dense sand

Parameter	Value	Parameter	Value
a	0.92	k	1.00
b	1.25	k'	0.39
c	0.92	C _T	1.14
d	1.25	C _M	1.01
e	0.41	C' _M	1.01
f	0.92	γ	2.90
m	0.96		2.80

Көтеру қабілетін тексереміз (EC8-бөлім 5 F.1 теңеуі):

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{C_T} (\beta\bar{V})^{C_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{C_m} (\gamma\bar{M})^{C_m}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Құмға арналған тұрақты өлшемдер 8.8-кестесінде көрсетілгендей ЕС8 бөлімі бойынша қабылдануы мүмкін.

Мәндерді қоямыз және теңсіздіктерді тексереміз.

$$\frac{(1 - 0,41 \cdot 0,598)^{1,14} (2,9 \cdot 0,0275)^{1,14}}{(0,114)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,114 \right]^{1,25}} = 0,56375$$

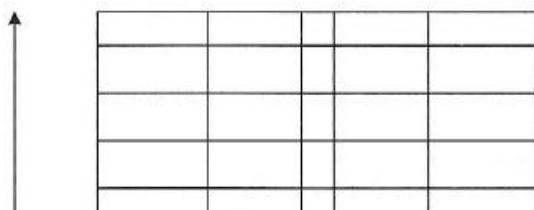
$$\frac{(1 - 0,32 \cdot 0,598)^{1,01} (2,8 \cdot 0,0275)^{1,01}}{(0,114)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,114 \right]^{1,25}} = 0,22628$$

$$0,564 + 0,226 - 1 \leq 0$$

$$-0,2099 < 0$$

Шарт орындалуда. Іргетас максималды жүктемені ұстайды. ЕС8-гі есеп жеке коэффициенттерге негізделгенін ескертеміз және сәйкесінше қауіпсіздіктің өзге ғаламдық коэффициенті қабылданбауы тиіс.

Ғимараттың жоспарын қарастырамыз (Б.2.2-суретті қараймыз). С және D біліктері бойындағы бағаналар арасындағы қадам 3 м. В және Е біліктері бойындағы бағаналар арасындағы қадам 20 м. Іргетастың қажетті өлшемдері 10м x 4м деп жобаланған.



Б.2.2-сурет – Ғимарат жоспарындағы іргетастың орналасуы

В қосымшасы (ақпараттық)

В.1 Тақталы іргетасты есептеу мысалы

Алдыңғы бөлімде С және D біліктері бойында тұрған жеке іргетастарға арналған есеп орындалды. Осы бөлім пилоттық іргетастың есептелуін көрсетеді. Тақталы іргетасқа түсетін есептік жүктемелер құрылымдық талдаудан қабылданады. Есептеудің осы мысалында жүктемелерді бұрын жобаланған болат қаңқаға арналған құрылысқа пайдаланатын боламыз. (Ескертпе: Конструкцияның жалпы салмағы бетоннан қабылданған конструкцияға қарағанда бірнеше үлкен болады, бірақ мына есептерді салмақтың артуын назарға ала отырып қабылдау керек). Пилоттық іргетасты есептеу үшін біз барлық бағаналардағы жүктемені қарастыруымыз тиіс. Сондай-ақ, біз жүктемені 7 есе арттыруымыз тиіс, себебі ғимаратта жеті аралық бар. Жүктемелер жиынтықталады және төменде көрсетілген:

Есептік бойлық күш $N_{ed} = 80,522 \text{ МН}$

Есептік майысу сәті $M_{ed} = 414,4 \text{ МН} \cdot \text{м}$

Есептік көлденең, бойлық күш $V_{ed} = 21,5 \text{ МН}$

В.2 Жылжудан бұзылу

В.2.1 Жылжуға қарсыласу

Құмға арналған ішкі үйкелу бұрышы: $\varphi_k = 36^\circ$

$$F_{Rd} = 80,5 \cdot 10^3 \frac{\tan 36^\circ}{1,25}$$

$$F_{Rd} = 46,802 \text{ кН}$$

Сәйкесінше

$$V_{Ed} < F_{Rd} (21,5 \text{ МН} < 46,8 \text{ МН})$$

Демек, жылжуға тексеру шарттары орындалуда.

(Ескертпе: жеке тұрған іргетас жағдайындағы секілді, ЕС 8 бойынша бейтарап қарсыласудың 30 пайызы осында пайдаланылуы тиіс, бірақ қажет болған жағдайда, біз ірге үшін іргетасты салу тереңдігін орната салысымен, бейтарап қарсыласудың 30 пайызын бағалай алатын едік).

В.3 Көтеру қабілетін тексеру

Жеке тұратын іргетастың салынған тереңдігінде С учаскесі тек байланбаған топыраққа ие.

F.6 (ЕС8 p43) теңеуін қарастырамыз.

$$N_{\max} = \frac{1}{2} p g \left[1 \pm \frac{\alpha_v}{g} \right] B^2 N_\gamma$$

Құм салмағының тығыздығы 1650 кг/м^3 тең (Үлестік салмағы $16,19 \text{ кН/м}^3$).

$$\alpha_v = 0.5 \cdot S \cdot \alpha_g$$

ЕС 7-де 3.1 және 3.2-кестесі бойынша топырақ түрінің $S = 1.15$ коэффициентін таңдаймыз. Сондай-ақ, $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$

Мұнда γ_I бұл ғимараттың жауапкершілік коэффициенті, ол осы ғимарат үшін 1 тең қабылданған.

$\alpha_{gR} = 0,3g$ бастапқы деректерден мынау шығады:

$$\alpha_v = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 0,3g = 0,1725g$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} 1650 \cdot 9,81 [1 \pm 0,1725] B^2 N_\gamma$$

Құмның ішкі үйкеліс бұрышы бұрын алынған (ЕС8 қар. 23 с.) γ_m коэффициентінің көмегімен азайтылуы тиіс. $\gamma_m = 1,25$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_m} \right)$$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 36^\circ}{1,25} \right) = 30^\circ$$

Көтеру қабілеті мына түрде есептелуі мүмкін:

$$N_\gamma = 2 \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_d}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi_d} + 1 \right] \tan \varphi_d$$

$$N_\gamma = 38,8 \cdot \tan 30^\circ = 22,4$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1650}{1000} \cdot 9,81 \cdot 0,8275 \cdot 22,4 \cdot B^2$$

$$N_{\max} = 150 B^2 kH / m$$

Егер тақталы іргетастың «В x L» шамалары бар деп болжасақ, біз бұрынғыдай мына теңеуді пайдалана аламыз:

$$N_{\max, tot} = 150 \cdot B^2 \cdot L kH$$

Біліктен 1 м шығып тұрған барлық ғимаратты ұстау үшін жер деңгейінен 1 м төмен орналасқан 42 м x 58 м тақталы іргетасты қабылдаймыз.

$$N_{\max} = 264600 kH / m$$

$$N_{\max, tot} = 15346800 kH$$

Е.2 теңеуін пайдалана отырып (ЕС8 бөлімі 5.42с), $\overline{N}$, $\overline{V}$, $\overline{M}$ есептейміз.

F.2 кестесі бойынша (EC8 қарау 44 с) $\gamma_{rd}=1$ қабылдаймыз.

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max,tot}} = \frac{1 \cdot 80522 \kappa H}{15346800 \kappa H} = 0,0052$$

$$\bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max,tot}} = \frac{21500 \kappa H}{15346800 \kappa H} = 0,0014$$

$$\bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{max,tot}} = \frac{1 \cdot 414500 \hat{I}}{42 \cdot 15346800 \hat{I}} = 0,00064$$

Себебі $\bar{F}$ мәні жүктемемен өзгермейді, есептеуге $\bar{F} = 0,598$ қабылдаймыз.

Тығыз құмға арналған 8.8-кестесіндегі констант кесте мәндерін пайдаланамыз, ол жеке тұрған іргетастың көтеру қабілетін есептеуде пайдаланылған.

F.8 теңеуін тексереміз (EC8 43с):

$$0 \leq \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$$

m және k тұрақты шамаларын сәйкесінше алдыңғы есептен қабылдаймыз, себебі олар өзгермейді.

m=0.96 и k'=0.39 мәні.

$$0 \leq 0,0052 \leq (1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39}$$

$$0 \leq 0,0052 \leq 0,7169 \text{ Шарт орындалуда.}$$

Көтеру қабілетін тексереміз (EC8 5 бөлім F.1 теңеуі):

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{C_T} (\beta\bar{V})^{C_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{C_m} (\gamma\bar{M})^{C_m}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Мәндерді қоямыз және теңсіздіктерді тексереміз.

$$\frac{(1 - 0,41 \cdot 0,598)^{1,14} (2,9 \cdot 0,0014)^{1,14}}{(0,052)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,0052 \right]^{1,25}} = 0,263264844$$

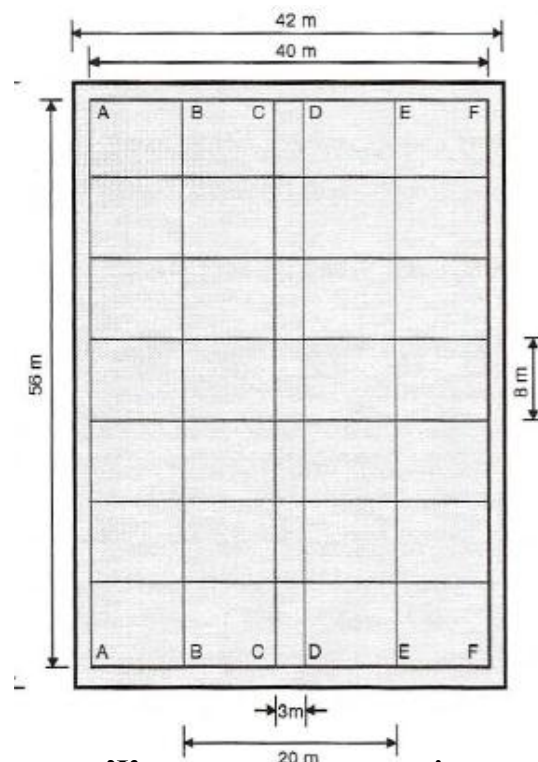
$$\frac{(1 - 0,32 \cdot 0,598)^{1,01} (2,8 \cdot 0,00064)^{1,01}}{(0,0052)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,0052 \right]^{1,25}} = 0,262201923$$

$$0,263 + 0,262 - 1 \leq 0$$

$$-0,475 < 0$$

Шарт орындалуда. Тақталы іргетас максимал жүктемені ұстайды.

Сәйкесінше, жер деңгеінен 1 м төмен орналасқан өлшемдері 42 м x 58 м тақталы іргетасты осы ғимаратқа пайдалануға болады. Ғимарат артынан 1 м шығып тұрған тақталы іргетастың орналасу жоспары В.1-суретінде көрсетілген.



В.1-сурет – Жоспардағы тақталы іргетасты орналастыру

Г ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

С.1 Қадалы іргетастарды жобалау мысалы

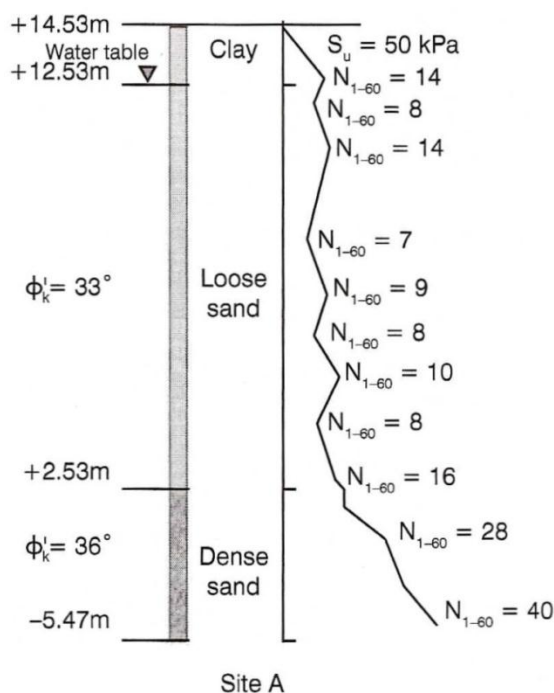
Бұл бөлімде сейсмикалық ықпалдарды ескере отырып есептеу алдыңғы бөлімдерде орындалған ғимараттың үлгілік бағанасы астындағы қада іргетасының есебін қысқаша қараймыз. Әрине, шынында қадалы іргетастарды есептеу бағанаға түсетін есептік жүктемеге сәйкес қаданың тиісті ұзындығымен және/немесе диаметрімен жеке бағаналарға жүргізілетін болады. Бұл жерде ғимарат жоспарындағы D білігінің бойындағы бір ғана үлгілік бағананы қараймыз.

Осы есепте қабылданатын тағы бір шарт қадалы іргетастарға қойылатын талаптар болып табылады. Экономикалық және пайдалану түсінігі бойынша ғимарат N объектісінде орналасатын болады.

С.1.1 Геологиялық шарттарды сипаттау

8-тарауда сұйылу ықтималдығын анықтау үшін N учаскесінде ЕС8-дің 5-бөліміндегі ережелер пайдаланған. Ұңғыма деректерінен шыға отырып орындалған осы учаскенің геологиялық қимасы С.1-суретінде берілген. Нәтижелердің негізінде осы учаскеде мыналар белгіленді:

- Жер бетіне жақын орналасқан 2 м қалыңдықтағы сұйылмаған қатты саз қабаты.
- Сұйылу талдауы саз қабатынан төмен жатқан қуаттылығы 10 м борпылдақ құм қабатын растайды, қабат жер сілкіністерінің құбылыстарында «сұйылатын» болып келеді.



С.1 – А учаскесінің геологиялық қимасы

С.1-кесте Іргетасқа түсетін жүктеме

	С бағанасы	D бағанасы
Бойлық күш	5978 кН	862 кН
Көлденең күш	826 кН	826 кН
Майысу сәті	2405 кН·м	2088 кН·м

Осы учаскенің жоғарыда көрсетілген топырақ жағдайлары қадалы іргетастарды қолдануды талап етеді. Қада борпылдақ құм қабаты арқылы өтетін болады және қаданың төменгі шеті тығыз құм қабатына батырылуы тиіс.

С.1.2 Қадаға түсетін жүктемелер

3-тарауда ғимарат қаңқасын есептеу қаралды. Бұл жерде, осы есептеуден алынған (3,9 коэффициентті қабылдай отырып және батудың ең қиын жағдайына ие бола отырып, ғимараттың темірбетон қаңқасын таңдап) жүктемелерді пайдаланып отырмыз. Бұл жүктемелер ұзартуға арналған есептеуді мұқият қарап, С.1-кестесінде көрсетілген. Жүктеме көбінесе В және Г қатары бойындағы бағаналарға әсер етеді, басқасына минимал әсер етіп жатқанда, әр қатар максимал жүктемеге жетеді.

Сәйкесінше, қада тармағына түсетін жүктеме мынау:

Есептік бойлық күш $N_{ed} = 5978 \text{ кН}$

Есептік майысу сәті $M_{ed} = 2505 \text{ кН·м}$

Есептік горизонталь, көлденең күш $V_{ed} = 826 \text{ кН}$

Жоғарыда келтірілген талаптардың негізінде келесі қадам қадалы іргетастарды алдын ала құрастыру болып табылады.

Таңдаймыз:

- D білігі бойынша баға астындағы 2x2 қада тармағы
- Қағылатын құбырбетонды қада
- Қаданың ұзындығы 15м
- Қада диаметрі 800 мм; болат құбыр қабырғасының қалыңдығы 20 мм
- Қада қадамы $= 2d = 1,6 \text{ м}$
- Қада тармағының көтеру қабілетінің тиімділік көрсеткіштері $\eta=70\%$ (үлкен қорымен).

Осы қосымшада басқа әр түрлі қадаларды есептеуге болады, мысалы, бұрғылау-тығыздау бетон қадалары, қағылатын темірбетон қадалары немесе қада тіреулері секілді.

С.1.3 Қадаларды статикалық есептеу

Қадалар Еурокод 7 шарттарына сәйкес жобалануы қажет. Бұл жерде, Ұлыбританияның Ұлттық Қосымшасының ережелері назарға алынған.

С.1.3.1 Болжамдар мен қысқартулар

Қадалардың тығыздығы топырақтың тығыздығына тең деп ұйғарайық.

Қадалардағы сәт жұппен әсер етеді деп есептейік.

Қадалардың өзіндік біліктік жүктемесі, Q_A , беріледі:

$$Q_A = \frac{N_{Ed}}{4} \pm \frac{M_{Ed}}{2 \cdot 1,6m}$$

$$Q_A = 1495 \pm 752 \text{ кН}$$

$$Q_{A\max} = 2247 \text{ кН}$$

Топырақпен саздың жоғарғы қабатын қаданың бүйір бетіне үйкеуін ескермеу.

Қада қағылған және толық көтеру қабілетіне жетуі мүмкін деп ұйғарайық.

С.1.4 Бойлық күшке есептеу

BS EN 1997 шығатын есептің DA-1 әдістерін пайдаланамыз.

Екі комбинация қаралуы тиіс. 1-комбинацияда қадаға түсірілетін жүктемеге жеке коэффициенттер қолданылады. 2-комбинацияда жеке коэффициенттер қаданың қарсыласу күшіне қолданылады. Ескертпе: қадаларды жобалауда жеке коэффициенттерді анықтау үшін Ұлыбританияның Ұлттық Қосымшаларын анықтау.

С.1.4.1 1-комбинация

A1+M1+R1 коэффициенттерінің жүйесі қолданылады.

A1 шығатыны $\gamma_G = 1,35$ коэффициентін қабылдау (Ескертпе: бұл жеңілдетілген формула. Жеке коэффициенттер тұрақты және өтпелі жүктемелерге қолданылады).

M1 үшін $\gamma_M=1$ материал беріктігі қорының коэффициенті.

R1 үшін $\gamma_R=1$ қарсыласу коэффициенті.

Сондай-ақ M_F конструкцияларының үлгісін ескеретін коэффициент қажет. Егер жүктемелерді ескерусіз осы топырақ зерттеулері негізінде жобаланған болса, Ұлыбританияның Ұлттық Қосымшасында конструкция үлгісінің коэффициенті 1,4 тең болады. Егер қаданың көтеру қабілеті сыналатын жүктемені ескере отырып анықталған болса, конструкция үлгісінің коэффициенті 1,2 тең болады.

BS EN 1997 қаданың көтеру қабілетін есептеу әдісіне қатысты регламенттемейді, тек әдістің біреу ғана болуға тиіс екенін талап етеді, атап айтқанда қадаларды сынау жүктемесімен тексеріледі.

Қаданың төменгі шетін қарастырамыз

Қаданың төменгі тіреуі:

$$Q_b = N_q \sigma'_v \text{ есептелуі мүмкін.}$$

Мұнда $Ab = Qa$ да толығымен қағылды деп көзделген өзек негізінің алаңы.

$\varphi_k = 36^\circ$ тығыз құмдардың ішкі үйкеліс бұрышы.

Тереңге салынған іргетастың N_q көтеру қабілетінің коэффициентін бұрын 11.4-суретінде көрсетілген Berezzantzev және б. (1961) берілген диаграммаларды пайдалана отырып алуға болады. Осы суретте 36° үйкеліс бұрышына арналған N_q мәнін қарастырып:

$$N_q = 65 \text{ аламыз.}$$

Қада ростверктің 1 м биіктігін қамтамасыз ету үшін жер деңгейінен төмен 1 м басталады деп ұйғарайық.

Ұзындығы 15 м қада үшін ірге жер деңгейінен 16 м төмен орналасқан (ростверктің 1 м биіктігін ескере отырып). Сонда 16 м тереңдіктегі орташа кернеуді есептейміз.

Қаданың диаметрі 800 мм (қада қағылды деп ұйғарайық).

$$\sigma'_v = 16 \times 20 - 14 \times 10 = 180 \text{ кПа}$$

$$q_b = \sigma'_v \pm N_q$$

$$q_b = 180 \times 65 = 11700 \text{ кПа}$$

$$Q_b = \pi r^2 \times q_b = \frac{\pi \cdot 0.4^2 \cdot 11700}{1000} = 5881 \text{ кН}$$

Бүйірлі үйкелісті қарастырамыз

Өткізу қабілетін бағалауда қадалы ростверктен аздап төмен 1 м сазды ескермеуімізге болады (ескі болжам):

$$\tau_s = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

Мынаны болжасақ:

$K_s \leq 1$ қағылатын қадалар үшін, $K_s = 1$ қабылдаймыз.

Борпылдақ құмдар үшін ішкі үйкеліс бұрышы, $\varphi_k = 30^\circ$.

Себебі, біз қағылатын, жылтыр, құбыр бетон қаданы пайдаланамыз:

$$\delta_d = \frac{2}{3} \phi_{cud} = \frac{2}{3} \times 30^\circ = 20^\circ$$

Сонымен қатар, +12,53 м деңгейінде:

$$\tau_s = 1 \times 40 \times \tan 20^\circ = 14.55 = 15 \text{ кПа}$$

1,47 м деңгейінде (қада ұзындығы 15м):

$$\tau_s = 1 \times 180 \times \tan 20^\circ = 65.5 = 66 \text{ кПа}$$

$$q_s = 2\pi r \cdot \int_0^L \tau_s$$

$$Q_s = 2\pi \cdot 0.4 \cdot \frac{15 + 66}{2 \cdot 1000} \cdot 15 = 1527 \text{ кН}$$

1- комбинация үшін қолданылатын есепту жүктемесі $2247 \cdot 1,35 = 3033$ кН тең (С.2-суретіндегі қада ұзындығы бойындағы жылжу кернеуін бөлуді қар.).

С.2-сурет – Қада ұзындығы бойындағы қатысты кернеу

(Практикада жылжу кернеуі 100 кПа, $\tau_s < 100$ кПа дейін шектеледі)

1-комбинация үшін 1 толық есептік қарсыласу мына түрде есептелінеді:

$$R_{cd1} = R_{bd1} + R_{sd1}$$

$$\text{Мұнда } R_{bd1} = \frac{Q_b}{M_F}$$

$$R_{sd1} = \frac{Q_s}{M_F}$$

$$R_{cd1} = \frac{5881 + 1527}{1.4} = 5291 \text{ кН} > 3033 \text{ кН}$$

С.1.4.2 2-комбинация

A2+M1+R4 коэффициенттер жүйесі қолданылады.

A2 үшін $\gamma_G = 1$ коэффициентін қабылдау.

M1 үшін $\gamma_M = 1$ материал беріктігінің қор коэффициенті.

R4 үшін бүйірлі бет және іргеге қарсыласу үшін қолданылатын түрлі коэффициенттер.

Қағылатын қадалар үшін сынамалы жүктемеге тексерусіз Шекті Жағдай Қызметінің (ШЖҚ) мына коэффициенттері қолданылады (Ұлыбританияға арналған Ұлттық Қосымшаны қарау):

$$\gamma_b = 1,7$$

$$\gamma_s = 1,5$$

$$M_F = 1,4 \quad 1\text{- комбинацияға арналған секілді.}$$

Бұрын болғандай, қаданың төменгі шетінің және бүйірлі үйкелістің қарсыласуы:

$$Q_b = 5881 \text{ кН}$$

$$Q_s = 1527 \text{ кН} \quad \text{секілді беріледі.}$$

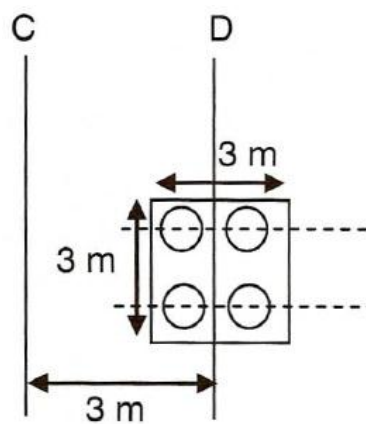
2-комбинация үшін толық есептік қарсыласу мына түрде есептелінеді:

$$R_{cd2} = R_{bd2} + R_{sd2}$$

$$\text{Где } R_{bd2} = \frac{Q_b}{\gamma_b \cdot M_F}$$

$$R_{sd1} = \frac{Q_s}{\gamma_s \cdot M_F}$$

$$R_{cd1} = \frac{5881 + 1527}{1.7 \cdot 1.4} + \frac{1527}{1.5 \cdot 1.4} = 2471 + 727 = 3918 \text{ кН} > 2247 \text{ кН}$$



С.3-сурет – Ростверк жоспары

Мына есептеу 2-комбинация 1-комбинацияға қарағанда маңыздырақ болып келеді, бірақ, сонымен қатар қанағаттандырылғандай теңсіздік талап етіледі. Борпылдақ құм қабаты сұйылуға ұшырағанда, сұйылған қабаттағы көтеру қабілеті уақытша жоғалатын болады. Қуыстарда артқан қысым орта кернеуді төмендеті отырып және сәйкесінше осы қабат бетіндегі үйкелісті азайта отырып, тығыз құмдарда араласады. Борпылдақ құмның ары қарай қалпына келуінде қарсыласу күштері қада өзегіне әсер ететін болады. Жобалаушы қаданың талап етілетін ұзындығын қабылдауда осы мәселелерді назарға алуға ынталанатын болады.

С.3-суретінде көрсетілгендей қадалардың 2d қадамы бар 3м x 3м өлшемдері бар қада роствергін қабылдаймыз.

С.1.5 Қаданың көлденең майысуына беріктік қорының коэффициенті

Әдетте, қада топырақпен берілетін көлденең күшке қарсыласуға есептелінеді. Бірақ, қада айналасындағы топырақ сұйылатын болса, бұл бүйірлі қарсыласу едәуір төмендейді.

Центрифуганы динамикалық үлгілеу негізіндегі соңғы зерттеулерден шыға отырып, сұйылған топырақтардағы ұзын, қысқа қадалар төзімділігін жоғалтуға ұшырауы мүмкін (Bhattacharya и др, 2004).

Қада орнықтылығын жоғалтуға ұшырағанын көру үшін тексеру жүргізілуі мүмкін. Эйлер жүктемесінде орнықтылығын жоғалту, бұл:

$$P = \frac{\pi^2 EL}{L_e^2}$$

Мұнда EL – қаданың майысу қаттылығы және L_e – қада ұзындығының баламасы, ол шетінің тірелу жағдайларына байланысты. Біздің жағдайда, қада іргесі тығыз құмда ұзындығымен жеткілікті тереңдетілуімен белгіленеді (қаданың 5 диаметрі = $5 \cdot 0,8 = 4$ м). Қада басы роствергісінің айналуы қозғалмай айналады, бірақ, алдыға қарай жылжымайды. Бұл пішіннің орнықтылығын жоғалтуына алып келеді, ол қаданың қажетті ұзындығының қаданың ұзындығына баламалы болуы үшін анықталады.

Сұйылған қабат үстіндегі 1 м сазға назар аудармай және тығыз құмдардағы бату ұзындығын ескере отырып:

$$L_E = 1 + 10 + 4 = 15\text{ м}$$

$E = 210$ ГПа болатқа арналған. Сондай-ақ, болат құбыр бетон қадалары сыртқы диаметрі 0,8 м және қабырға қалыңдығы 20 мм деп көзделеді.

$$I_p = \frac{\pi}{64} (D_o^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{64} (0.8^4 - 0.76^4) = 0.00373 \text{ м}^4$$

$$P_E = \frac{\pi^2 EL_p}{L_e^2} = \frac{3.14^2 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 0.00373}{15^2} = 34355450.66 \text{ Н}$$

$$P_E = 34,35 \text{ МН}$$

Бұл салынған тік жүктемеге қарағанда анағұрлым үлкен, сондықтан, қада майысудан қорғалуы тиіс. Бірақ, Эйлер майысуы қададағы кез келген ақауды немесе бату кезіндегі қаданың ауытқуын назарға алмайды. Ескерілуі қажет кез келген P - Δ ұқсас.

С.1.6 Қадалардың майысуы

Икемді серпімді T өзегі

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0.2} \quad \text{мұнда}$$

$E_p I_p$ қаданың майысу қаттылығы

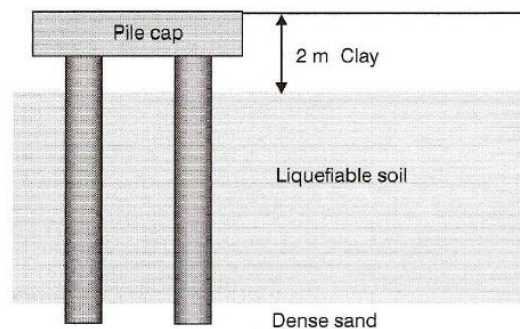
$$E_p = 210 \text{ ГПа}$$

$$I_p = \frac{\pi}{64} (D_o^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{64} (0.8^4 - 0.76^4) = 0.00373 \text{ м}^4$$

k – топырақ еңісінің бұрышы (k суға қанықпаған топырақ жағдайларында 2000 кН/м^3 мәнін қабылдайды және 200 -ден 2000 кН/м^3 -ға дейін өзгере алады).

Осы жағдай үшін $k=5000 \text{ кН/м}^3$ және қаданың ұзындығы $L_p=15 \text{ м}$.

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0.2} = \left(\frac{210 \cdot 10^9 \cdot 0.00373}{5000 \cdot 10^3} \right)^{0.2} = 2.75$$



С.4-суреті – Ростверк қимасы

$$Z_{\max} = \frac{L_p}{T} = \frac{15}{2.75} = 5.46$$

Себебі $Z > 5$, қада икемді болып табылады, яғни, оның жай-күйі ұзындығына байланысты емес және орнықтылығын жоғалту майысу кезінде пластикалық деформациялардың пайда болуына байланысты бұзылыстармен пайда болған.

Егер $5 > Z_{\max} > 2.5$ болса, жартылай қатты қада және егер $Z_{\max} < 2.5$ болса, қатты қада.

Икемді ретінде жіктелетін қада айналасындағы топырақпен жылжыйтын болады, сондықтан, жер сілкінісінің ықпалында құрылыстың жер үсті бөлігімен берілген күштің инерциялы жылжу күшімен туындайтын болады.

С.1.7 Сазды топырақ қабатындағы іргетас табанының астындағы бүйірлі бетке түсетін жүктеме

$$\text{Ростверктің бүйір жағы} = 1 \cdot 3 = 3 \text{ м}^2$$

$$\text{Бір қаданың 1 м арналған есептік алаңы} = 1 \cdot 0.8 = 0.8 \text{ м}^2$$

Сазды бөлгенде када роствергінің бүйір бетіне түсетін максимал жүктеме саз қабаты ростверктің өзіне жүктемені сала алмағанда болады.

Бүйір бетке түсетін жүктеме (жоғарғы шегі) $= (\pi+2) \cdot s_u \cdot \text{Area}$

$$= 5.14 \cdot 50 \cdot (3 + 4 \cdot 0.8) = 1593.4 \text{ кН}$$

Сонымен қатар, бүйірлі қарсыласуға арналған Мерффтің және Гамильтонның (1993) жоғарғы шек туралы теориясы байланған топырақта пайдаланылуы мүмкін (11,14-суретінде көрсетілгендей, мұнда Р бүйірлі қарсыласу болып табылады).

Жоғарыда орындалған есептеудің 5.14 т. келетініне назар аударамыз, ол 11.14-суретіндегі х білігі бойынша 2 және 9 тармақтардың орташа мәнімен ұқсас.

Біздің конструкцияда топырақтың сұйылған учаскесі қосымша жүктемені қамтамасыз етпейді деп ұйғарайық, бұл када тармағының жылжуына себепші болады. Бұл болжалды есептеу ретінде Dobry және б. (2003) ұсынылды. Сонымен қатар, Жапон жолдары қауымдастығы (JRA) 1990 тік кернеудің жалпы көлемінің 30% қарсыласуы топырақтың толығымен сұйытылған учаскелері үшін пайдаланылуы мүмкін. Жалпы алғанда саздың беткі қабаты када роствергіне жүктеменің көп үлесін енгізеді.

Топыраққа 11.3-кестесінен шығатын тереңдіктегі беріктіктің квадрат түбірі нұсқаларынан шығатын нормаланған коэффициентті таңдаймыз.

$$E = E_s \sqrt{\frac{z}{d}}$$

$$E_p = 210 \text{ ГПа}$$

Бұл серпімділік модулі тікелей салмақты кадаға пайдаланылуы мүмкін. Сонымен қатар, біздің када құбыр бетон қаданы білдіреді. Осылай, серпімділік модулі қима инерциясы сәтінің төмендеуі тепе-тең азаюы тиіс. Бұл мына түрде жасалуы мүмкін:

$$E_{p_corrected} = \frac{E_p}{\left(\frac{I_{solid}}{I_{tubular}} \right)}$$

$$E_{p_corrected} = \frac{E_p}{\left(\frac{D_0^4}{D_0^4 - D_i^4} \right)}$$

Қаданың сыртқы диаметрі 800 мм, ал ішкі диаметрі 760 мм. Осы мәндерді қоя отырып, мынаны аламыз:

$$E_{p_corrected} = \frac{210}{\left(\frac{0.8^4}{0.8^4 - 0.76^4} \right)} = 38.95 \text{ ГПа}$$

Қаданың бір диаметріне эквивалентті бір тереңдіктегі саз үшін $E_s = 30$ МПа аламыз. (Ескертпе: бұл бүйірлік жылжуға және ростверктің айналуына әсер ететін едәуір сыни параметр. Біз оны практикада саздың беткі қабатын зерттеуден шығатын зертханалық деректердің негізінде нақты анықтауымыз тиіс).

$$\frac{K_{HH}}{dE_s} = 0.79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.28}$$

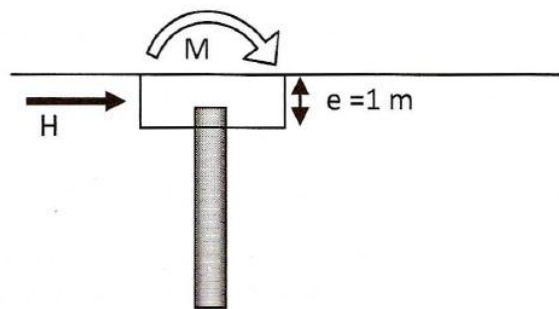
$$K_{HH} = 0.8 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0.79 \cdot \left[\frac{38.95 \cdot 10^3}{30} \right]^{0.28} = 1.41 \cdot 10^8 \text{ Н / м}$$

$$\frac{K_{MM}}{d^3 E_s} = 0.15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.77}$$

$$K_{MM} = 0.8^3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0.15 \cdot \left[\frac{38.95 \cdot 10^3}{30} \right]^{0.77} = 5.75 \cdot 10^8 \text{ Нм / рад}$$

$$\frac{K_{HM}}{d^2 E_s} = -0.24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.53}$$

$$K_{HM} = 0.8^2 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot (-0.24) \cdot \left[\frac{38.95 \cdot 10^3}{30} \right]^{0.53} = -2.06 \cdot 10^8 \text{ Нм / рад}$$



С.5-сурет Ростверкке көлденең жүктемені және майысу сәтін салу

С.2.8 Ростверктің ауытқуы және айналуы

Есептік көлденең жүктеме, көлденең күш $V_{ed} = 826$ кН

Есептік майысу сәті $M_{ed} = 2405$ кНм

Бүйір бетке түсетін жүктеме = 1593,4 кН

Құрылыстың жер асты бөлігіне байланысты сазды қабаттың (кинематикалық жүктеме) және қатысты кернеудің (инерциялық жүктеме) көлденең күші бір уақытта болмайды. Сондықтан жылжуды есептегенде осы жүктемелердің ең көбін қараған жеткілікті. Бірақ, болжалды есептеу ретінде екі жүктемені қараймыз.

$$\text{Әр қада үшін көлденең күш} = \frac{1593,4 + 826}{4} = 604,85 \text{ кН}$$

$$\text{Әр қада үшін майысу сәті} = \frac{2405}{4} = 601,25 \text{ кН}$$

С.2.8.1 Ростверктің жылжуы

Ростверктің жылжуы мына формула бойынша есептелінуі мүмкін:

$$\delta_{HH} = \frac{H}{K_{HH}} + \frac{\frac{M}{h}}{K_{HM}}$$

мұнда h – горизонталь күші M сәтін тудыратын биіктік эквиваленті. Ғимараттың бірінші қабатының деңгейіне сәйкес эквивалентті биіктік 6 м деп алайық:

$$\delta_{HH} = \frac{604,85 \cdot 10^3}{1,41 \cdot 10^8} + \frac{61,25 \cdot 10^3 / 6}{2,06 \cdot 10^8} = 0,004776 \text{ м}$$

Сонда қада роствергінің бүйірлік жылжуы 4,78 мм болады, бұл өте аз.

С.2.8.2 Ростверктің айналуы

Ростверктің айналуы мына теңеуді пайдалана отырып есептелуі мүмкін:

$$\theta_{HH} = \frac{M}{K_{MM}} + \frac{H}{K_{HM}}$$

$$\theta_{HH} = \frac{601,25 \cdot 10^3}{5,75 \cdot 10^8} + \frac{604,85 \cdot 10^3}{2,06 \cdot 10^8} = 3,982 \cdot 10^{-3} \text{ рад}$$

Сонда ростверктің айналуы 0,228 градус болады, бұл өте аз.

(Ескертпе: ростверктің ауытқуы және айналуы аз болса да, жоғарыда көрсетілген есептеулер бір қада диаметрі тереңдігіндегі топырақтың серпімді модулін болжай отырып негізделген болатын. Сондықтан, ауытқу біз есептегеннен бірнеше көп болуы мүмкін).

Библиография

1. ҚР ҚНЖЕ 5.01–01–2002 Ғимараттар мен имараттардың іргелері;
2. ҚР ҚНЖЕ 5.01–03–2002 Қадалық іргетастар;
3. ҚР ҚНЕН 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылыстық жобалаудың негіздері;
4. МЕЖ 5.01–101–2002 Қадалы іргетастарды жобалау және орнату;
5. ҚР НТҚ 07-01.1-2012 Геотехникалық жобалау. Бөлім. Геотехникалық жобалаудың негіздері;
6. ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 ҰҚ ҚР ҚН 1990:2002+A1:2005/2011 «Құрылыстық жобалаудың негіздері» берілген ұлттық қосымша;
7. МЕЖ 5.01–102–2002 Ғимараттар мен имараттардың іргелері мен іргетастарын жобалау және орнату;
8. ҚР ҚН EN 1997–1:2004/2011 Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер;
9. ҚР ҚН EN 1997–1:2004/2011 Геотехникалық жобалау. 2-бөлім. Топырақты зерттеу және сынау;
10. ЕЖ50-101-2004 Ғимараттар мен имараттардың іргелерін және іргетастарын жобалау және орнату;
11. ЕЖ 50-102-2003 Қадалық іргетастарды жобалау және орнату;
12. ЕЖ 52-103-2007 Ғимараттардың темірбетон монолиттік конструктивтік жүйелері мен көтеру конструкциялары;
13. ҚНЖЕ 2.01.07-85* Жүктемелер мен ықпалдар;
14. ҚНЖЕ II-7-81*Сейсмикалық аудандардағы құрылыс;
15. МемСТ 27751-88 Құрылыс конструкциялары мен іргелерінің сенімділігі. Есептеу бойынша негізгі қағидалар;
16. ЕЖ 31-114-2004 Сейсмикалық аудандардағы құрылыс үшін тұрғын және қоғамдық ғимараттарды жобалау;
17. «Іргелер, іргетастар мен жерүстілік имараттар» жобалаушының анықтамасы. Мәскеу, Стройиздат, 1985, 479 б.;
18. ҚР ҚН EN 1998-5 Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау – 5-бөлім: Іргетастар, сүйеу құрылыстары мен геотехникалық аспектілер;
19. ҚНЖЕ берілген анықтамалық құрал. Сериясы 1989 жылы негізделген. Сүйеу қабырғалары мен жертөле қабырғаларын жобалау. Мәскеу, Стройиздат 1990. ҚНЖЕ 2.09.03-85 «Өнеркәсіптік кәсіпорындардың имараты» әзірленген;
20. K.J. McManus, University of Canterbury., Christchurch, N.Z., J.P. Turner, University of Wyoming, Laramie, Wyoming, U.S.A., G. Charton, University of Canterbury, Christchurch, N.Z. Inclined reinforcement to prevent soil liquefaction, 2005.
21. Adrian Rodriguez-Marek. Fhwa supported structures research seismic behavior of micropiles / Adrian Rodriguez-Marek, Balasingam Muhunthan // Civil and Environmental Engineering Department Washington State University. – Washington, 2005

ӘОЖ 63:699.841

МКС 01.120:91.040

Түйін сөздер: сейсмикалық төзімділік, конструкциялық жүйелер, сейсмикалық оқшаулау жүйелері, сейсмикалық оқшаулау тіреулер, алаңның сейсмикалығы, жауапкершілік сыныптары, тербеліс нысандары, ең жоғарғы үдеу, сейсмикалық ықпал, жерсілкінісінің акселерограммасы, реакциялар спектрі, есептеу үлгісі, топырақ жағдайларының түрі

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	V
1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ.....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	5
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	6
4 СИМВОЛЫ И УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ	8
5 СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ	10
5.1 Определение сейсмического воздействия.....	10
5.2 Методы анализа	11
5.3 Проверка надёжности для псевдостатического метода.....	12
5.4 Потенциально ожидаемые грунты	12
5.5 Представление изменения динамики во времени	14
5.6 Чрезмерная осадка грунтов под действием циклических нагрузок	14
6 СВОЙСТВА ГРУНТА.....	15
6.1 Общие критерии	15
6.2 Определение типа грунта для описания сейсмического воздействия.....	15
6.3 Зависимости жесткости и демпфирования грунта от уровня деформации	17
6.4 Параметры жесткости и демпфирования	19
6.5 Параметры прочности	20
7 ТРЕБОВАНИЯ К ВЫБОРУ ПЛОЩАДКИ И К ГРУНТАМ ОСНОВАНИЯ.....	21
7.1 Общие положения	21
7.2 Близость к сейсмически активным разломам	21
7.3 Подвижность склонов.....	22
7.4 Эффект влияния рельефа местности.....	23
7.5 Разжижение.....	24
7.5.1 Влияние разжижения грунтов на сооружения	24
7.5.2 Вероятность разжижения	25
8 Грунтовые условия площадок строительства	27
8.1 Общие положения.....	27
8.2 Типы грунтовых условий.....	29
9.ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ.....	31
9.1 Фундаменты мелкого заложения.....	33
9.1.1 Обзор.....	33
9.1.2 Предельная несущая способность фундаментов мелкого заложения.....	34
9.4.3 Скольжение.....	34
10. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ.....	35
10.2 Методика, предложенная в Еврокоде.....	35
10.2.1 Устойчивость против потери сейсмической несущей способности.....	35
10.2.2 Полностью связный грунт.....	37
10.2.3 Полностью несвязный грунт.....	38
10.2.4 Численные параметры.....	39
11 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.....	40

НТП РК 08-05.1-2013

11.1 Общие данные.....	40
11.1.1 Примеры разрушений свайных фундаментов в период землетрясения.....	40
11.1.2 Уроки, извлеченные из разрушений свайного фундамента.....	42
11.1.3 Положения ЕС8.....	42
11.2 Проектирование свайного фундамента при статической нагрузке.....	43
11.2.1 Несущая способность под концом сваи.....	43
11.2.2 Несущая способность по боковой поверхности.....	43
11.3 Действие разжижения на свайные фундаменты.....	44
11.3.1 Потеря устойчивости свай при продольном изгибе в сжижаемых грунтах.....	44
11.3.1.1 Условия жесткости и приведенная длина сваи.....	45
11.3.1.2 Коэффициент гибкости.....	46
11.3.1.3 Критическая нагрузка на сваи.....	47
11.3.2 Боковое перемещение на склонах.....	47
11.3.2.1 Угол уклона.....	50
11.3.2.2 Наличие несжиженных поверхностных слоёв и их последствия.....	50
11.4 Сравнение статических и динамических функциональных требований свайных фундаментов.....	51
11.4.1 Кинематическая и инерционная нагрузка.....	51
11.4.2 Статический анализ отклонения сваи от нагрузки.....	52
11.4.3 Динамический анализ отклонения сваи от нагрузки.....	54
11.4.3.1 Общее поведение.....	54
11.4.3.2 Гибкость сваи.....	56
11.5 Кинематическое воздействие	57
11.5.1 Классический подход.....	57
11.5.2 Кинематическая нагрузка, вызванная боковым перемещением грунта.....	59
11.5.3 Принятие статической концепции жесткости оголовка сваи.....	60
11.6 Инерционная реакция.....	61
11.6.1 Система относительной жёсткости сваи-грунта.....	61
11.6.2 Коэффициент затухания.....	62
11.6.3 Правила сочетания.....	63

ПРИЛОЖЕНИЕ А (информационное) Пример расчета несущей способности основания ленточного фундамента.....	64
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (информационное) Пример расчета несущей способности основания столбчатого фундамента	68
ПРИЛОЖЕНИЕ В (информационное) Пример расчета плитного фундамента.....	75
ПРИЛОЖЕНИЕ Г (информационное) Пример проектирования свайных фундаментов.....	78
Библиография	90

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее пособие подготовлено Акционерным обществом «Казахский научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт сейсмостойкого строительства» (АО «КазНИИИСА»), и вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан».

В настоящем пособии приведены:

- Принципы и Правила проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений в сейсмических зонах, содержащиеся в разделах СН РК EN 1998-5:2004/2012;
- положения, развивающие Принципы и Правила, приведенные в разделах СН РК EN 1998-5:2004/2012;
- рекомендации и альтернативные правила, дополняющие Принципы и Правила, приведенные в разделах СН РК EN 1998-5:2004/2012;
- примеры, иллюстрирующие применение положений разделов СН РК EN 1998-5:2004/2012 в практике проектирования.

При разработке настоящего пособия, помимо положений СН РК EN 1998-5:2004/2012, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1998-1:2004/2012;
- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;
- соответствующие положения СН РК EN 1998-5:2004/2013 «Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений»;
- некоторые общепризнанные положения теории сейсмостойкости, дополняющие требования СН РК EN 1998 и не противоречащие им;
- апробированные результаты исследований, выполненных АО «КазНИИИСА» и зарубежными организациями, специализирующимися в области сейсмостойкого строительства.

Пособие предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

**БЕЛГІ ҮШІН
ДЛЯ ЗАМЕТОК**

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ НОРМАТИВТІК-
ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

**DESIGN OF THE BASES AND THE FOUNDATION OF BUILDINGS AND
CONSTRUCTIONS IN SEISMIC REGIONS**

Дата введения 2015–07–01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее пособие разработано в развитие положений СН РК EN 1998-5:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 5: - Фундаменты, подпорные стенки и геотехнические аспекты» и предназначено для применения при проектировании новых зданий и сооружений в сейсмических зонах.

1.2 Настоящее пособие «Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений в сейсмических районах» содержит и развивает Принципы и Правила, приведенные в следующих разделах СН РК EN 1998-5:2004/2012:

- раздел 1 «Общие положения»;
- раздел 2 «Сейсмическое воздействие»;
- раздел 3 «Свойства грунта»;
- раздел 4 «Требования к размещению и к грунтам основания»;
- раздел 5 «Система фундамента»;

1.3 Принципы и Правила, приведенные в СН РК EN 1998, подразделяются на общие и специальные.

В разделах 2-5 СН РК EN 1998-5:2004/2012 и в настоящем пособии приведены Принципы и Правила, являющиеся общими для оснований и фундаментов зданий и других инженерных сооружений в части требований к их характеристикам и к параметрам учитываемых сейсмических воздействий.

Общие требования к проектированию оснований и фундаментов зданий в сейсмических зонах и к требованиям по их размещению и к грунтам основания приведены в разделе 4 СН РК EN 1998-1:2004/2012 и в пособии, составленном к указанному разделу.

Специальные Принципы и Правила проектирования зданий и сооружений в сейсмических зонах, дополняющие общие Принципы и Правила, содержатся:

– для фундаментов и подпорных сооружений – в СН РК EN 1998-5:2004/2013 и в Пособии к этой части СН РК EN 1998.

Специальные Принципы и Правила оценки сейсмостойкости существующих зданий и сооружений, а также требования к проектам их восстановления, усиления, ремонта или реконструкции, дополняющие общие Принципы и Правила СН РК EN 1998-5:2004/2012, содержатся в СН РК EN 1998-3:2005/2013 и в Пособии к указанному документу.

НТП РК 08-05.1-2013

1.4[1.1(1)P] Основной целью СН РК EN 1998-5:2004/2011 и настоящего Пособия является:

- защита жизни людей при землетрясениях;
- ограничение ущерба от сейсмических воздействий;
- обеспечение сохранности эксплуатационных качеств зданий и сооружений, функционирование которых необходимо для защиты населения после сейсмических событий.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Случайный характер сейсмических событий и ограниченные возможности противодействия их последствиям делают достижение вышеуказанной цели осуществимым лишь частично и измеримым лишь в вероятностном смысле. Степень защиты, которая может быть обеспечена для различных категорий зданий и сооружений и оценена в вероятностном смысле, связана с проблемой оптимального распределения имеющихся ресурсов и значимости сейсмических рисков по отношению к рискам другой природы.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Стратегия обеспечения безопасности людей при сейсмических событиях и смягчения их последствий, принятая в СН РК EN 1998, подразумевает отказ от детерминистских оценок сейсмической опасности и сейсмического риска и предусматривает переход к вероятностным оценкам, базирующимся на результатах статистического анализа. В этом отношении СН РК EN 1998 принципиально отличается от предшествовавших норм Республики Казахстан.

1.5 Пособие предназначено для использования:

- заказчиками проектной документации (например, для формулирования основных требований к сейсмостойкости оснований и фундаментов зданий и сооружений);
- специалистами, осуществляющими проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений;
- специалистами, осуществляющими контроль качества проектирования и строительства оснований и фундаментов зданий и сооружений;
- соответствующими административными органами.

1.6 Положения СН РК EN 1998 и настоящего Пособия, не распространяются на следующие сооружения и условия строительства:

- на специальные сооружения, например, атомные установки, морские платформы, крупные дамбы [1.1.1(2) P СН РК EN 1998-1:2004/2012];
- на оснований и фундаментов, расположенные в зонах возможного проявления тектонических разломов на дневной поверхности;
- на основания и фундаменты здания и сооружения, расположенные на площадках с грунтовыми отложениями, содержащими слой мощность более 10 метров, в пределах которого скорости распространения поперечных волн составляют менее 100 м/с;
- на основания и фундаменты здания и сооружения, расположенные на площадках с грунтовыми отложениями, способными к ожижению.

1.7 Проектирование оснований и фундаментов зданий, сооружений и конструкций, требования к которым не оговорены в СН РК EN 1998-5:2004/2012 и в соответствующих Пособиях, составленных в развитие СН РК EN 1998-5:2004/2012, до разработки соответствующих нормативов следует осуществлять на основании специальных технических условий, основанных на результатах специальных исследований.

1.8[1.1(3)P]СН РК EN 1998-5:2004/2012 и настоящее Пособие содержат только те положения, которые должны соблюдаться при проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений в сейсмических зонах. В этом отношении они дополняют другие СН РК EN.

1.9 Здания и сооружения, а также их отдельные элементы, проектируемые в соответствии с положениями СН РК EN 1998-5:2004/2012 и настоящего Пособия, должны удовлетворять всем Принципам и Правилам, изложенным в СН РК EN 1990 – СН РК EN 1997, СН РК EN 1999 и в соответствующих Пособиях к ним, если иное не оговорено в СН РК EN 1998-1:2004/2012, в настоящем Пособии и/или в специальных технических условиях.

1.10 В настоящем Пособии, помимо общих Принципов и Правил, содержащихся в разделах 2, 3, 4, 5 СН РК EN 1998-5:2004/2012, приведены;

- национально установленные параметры, принятые в Национальном Приложении к СН РК EN 1998-5:2004/2012 и необходимые для проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений в сейсмических зонах Республики Казахстан;

- некоторые положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и СН РК EN 1998-5:2004/2013, способствующие однозначному толкованию положений СН РК EN 1998-1:2004/2012 и удобству применения Пособия на практике;

- дополнительные правила и информация, не противоречащие Принципам и Правилам СН РК EN 1998-5:2004/2012;

- альтернативные формулировки, определения, требования, аналитические модели и правила, не противоречащие Принципам и Правилам СН РК EN 1998-5:2004/2012;

- примеры, иллюстрирующие применение положений разделов 2 и 5 СН РК EN 1998-5:2004/2012 на практике;

- ПРИМЕЧАНИЕ, разъясняющие или обосновывающие некоторые положения разделов 2 и 5 СН РК EN 1998-5:2004/2012 и настоящего Пособия;

- ссылки на документы, применяемые при проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений совместно с СН РК EN 1998-5:2004/2012;

- примеры применения положений СН РК EN 1998-5:2004/2012;

1.11 Альтернативные формулировки, определения, требования, аналитические модели и правила, приведенные в настоящем Пособии, подразделяются на два типа:

- содержащиеся в СН РК EN 1998-5:2004/2012 и включенные в состав Пособия без изменений и дополнений;

- отсутствующие в СН РК EN 1998-5:2004/2012 и включенные в состав Пособия в дополнение к тем положениям, для которых в СН РК EN 1998-5:2004/2012 такая возможность предусмотрена.

1.12 Положения документов, составленных в развитие СН РК EN 1998-5:2004/2012 и настоящего Пособия (территориальных строительных норм, пособий, рекомендаций, стандартов, специальных технических условий и др.):

- не должны противоречить Принципам и Правилам СН РК EN 1998-5:2004/2012 и настоящего Пособия;

- должны обеспечивать надежность оснований и фундаментов зданий и сооружений надежность, как минимум, равнозначную надежности, предусмотренной в СН

НТП РК 08-05.1-2013

РК EN 1998-5:2004/2012;

– должны базироваться на обоснованных и признанных научных принципах и/или на апробированных и экспериментально проверенных технических решениях.

1.13 Специальные технические условия на проектирование сооружений, требования к характеристикам, свойствам, габаритам и конструктивным решениям которых в части обеспечения сейсмостойкости не оговорены в СН РК EN 1998-5:2004/2012 и соответствующих Пособиях, должны разрабатываться с привлечением научно-исследовательских и (или) специализированных проектных организаций, аккредитованных уполномоченным государственным органом по делам архитектуры, градостроительства и строительства.

Разработанные специальные технические условия должны носить адресный характер.

ПРИМЕЧАНИЕ Требования к содержанию, порядку согласования и утверждению специальных технических условий должны соответствовать положениям РДС 1.02-00-2012 «Порядок разработки, согласования, утверждения и состав проектной документации на строительство».

1.14 При проектировании и строительстве оснований и фундаментов зданий и сооружений необходимо учитывать, что их сейсмостойкость обеспечивается комплексом мероприятий:

- выбором площадок строительства с наиболее благоприятными в сейсмическом отношении условиями;
- использованием надлежащих объемно-планировочных и конструктивных решений;
- применением соответствующих материалов и технологий строительства;
- конструированием несущих и ненесущих элементов в соответствии с результатами расчетов;
- соблюдением специальных конструктивных требований, назначаемых вне зависимости от результатов расчета;
- надлежащим качеством выполнения проектов и строительных работ;
- системой контроля качества проектов и строительных работ.

1.15 Процесс проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений, предназначенных для строительства в сейсмических зонах, как правило, включает в себя следующие основные этапы:

- концептуальное проектирование: предварительный выбор типа фундамента, глубины заложения и геометрических размеров;
- выбор типа грунта, предельного состояния, расчетной модели грунтового основания и основных механических характеристик;
- определение расчётных сейсмических нагрузок и значения расчётного ускорения грунта в зависимости от типа и физико-механических свойств грунта основания;
- расчет: определение расчетных сейсмических и статических нагрузок, соответствующих рассматриваемой геотехнической ситуации, а также расчётных эффектов (напряжений в основании, деформаций, перемещений фундамента) от сейсмических и статических воздействий;

– анализ результатов расчёта: проверка несущей способности основания и размеров фундамента по отношению к вычисленным эффектам сейсмических и статических воздействий;

1.16 Цель проектирования, оговоренная в 1.3 настоящего Пособия, достигается соблюдением общих условий, изложенных в 1.3(2) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, и предпосылками, приведенными в СН РК EN 1998-5:2004/2012.

1.17 К общим условиям, изложенным в 1.3(2) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, относятся следующие:

– выбор строительной площадки и оценка свойств грунтового основания и расчёт оснований и фундаментов зданий и сооружения;

– строительство осуществляется персоналом, имеющим соответствующие навыки и опыт;

– надзор и контроль качества осуществляется на всех этапах проектирования и строительных работ, включая изготовление конструкций в заводских условиях и на площадке;

– применяемые строительные материалы и изделия соответствуют требованиям СН РК EN 1991– СН РК EN 1999, или находятся в соответствии с требованиями соответствующих стандартов на производство работ, материалы и изделия;

– фундаменты зданий или сооружений должны поддерживаться в исправном состоянии надлежащим образом;

1.18[1.3(2)P] В соответствии с предпосылкой, принятой в 1.3.(2)P СН РК EN 1998-1:2004/2012, в ходе строительства и при последующей эксплуатации здания или сооружения в нем не следует производить какие-либо изменения, за исключением случаев, когда такие изменения надлежащим образом обоснованы и проверены. Из-за специфической природы реакций сооружений на сейсмические воздействия эта предпосылка применяется также в отношении изменений, приводящих к увеличению сопротивляемости конструкции.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

2.1 В настоящем Пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы и стандарты:

СН РК EN 1990	Основы строительного проектирования;
СН РК EN 1991	Воздействия на несущие конструкции;
СН РК EN 1997	Геотехническое проектирование;
СН РК EN 1998-1	Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 1: Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий;
СН РК EN 1998-5	Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 5: Фундаменты, подпорные сооружения и геотехнические аспекты;
EN ISO 22476-3:2005	Геотехнические исследования и испытания – Полевые

НТП РК 08-05.1-2013

	испытания – Часть 3 Стандартный тест на пенетрацию.
СНиП 2.01.07-85*	Нагрузки и воздействия
СНиП 22-02-2003	Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования
СНиП РК 5.01-01-2002	Основания зданий и сооружений
СНиП РК 5.01-03-2002	Свайные фундаменты
СНиП РК 2.03.-30-2006	Строительство в сейсмических районах
СНиП 3.01.01-85*	Организация строительного производства
СНиП 3.02.01-87	Земляные сооружения, основания и фундаменты
СП 11-102-97	Инженерно-экологические изыскания для строительства.
СП 11-105-97	Инженерно-геологические изыскания для строительства (ч. I, II, III)
ГОСТ 12248-96	Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
ГОСТ 20276-99	Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
ГОСТ 23061-90	Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности.
ГОСТ 24846-81	Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений.
ГОСТ 25100-95	Грунты. Классификация.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем Пособии применяют следующие термины с соответствующими определениями.

3.1 Общие термины

3.1.1 Землетрясение (тектоническое): Колебания земной поверхности в результате прохождения сейсмических волн.

3.1.2 Гипоцентр землетрясения : Положение очага землетрясения в земной коре на глубине.

3.1.3 Интенсивность землетрясения (сейсмическая интенсивность): Мера величины движений грунта при прохождении сейсмических волн, определяемая степенью разрушения строительных объектов, характером изменений земной поверхности и реакцией людей, испытавших землетрясение. Измеряется в баллах макросейсмической шкалы интенсивности, а также в ускорениях, скоростях, смещениях и других единицах, характеризующих сейсмические воздействия, и зависит не только от величины магнитуды, но и от расстояния до очага землетрясения, от грунтовых условий и от других факторов.

3.1.4 Сейсмическое воздействие: Тип динамического воздействия, возникающего в конструкциях зданий и сооружений в связи с движением основания объекта во время землетрясений

3.1.5 Сейсмическая реакция: Параметры колебательного движения объекта при землетрясении (ускорения, скорости, перемещения и др.)

3.1.6 Сейсмостойкость здания/сооружения: Способность объекта выполнять предназначенные функции после действия землетрясения расчетной интенсивности и повторяемости (отсутствие остановки производства и травматизма людей, предотвращение нежелательных экологических последствий и т.д.)

3.1.7 Фоновая сейсмичность (сейсмичность района строительства): Интенсивность землетрясения, устанавливаемая для сейсмоопасной территории по картам общего сейсмического районирования, для грунтов II категории - по сейсмическим свойствам

3.1.8 Виброразжижение грунта: Потеря несущей способности мелкодисперсных песчаных грунтов вследствие резкого увеличения порового давления при динамических воздействиях.

3.1.9 Эпицентр землетрясения: Проекция очага землетрясения на земной поверхности.

3.1.10 Антисейсмический пояс: Железобетонная обвязка по каменным стенам, объединяющая их в пространственную конструкцию, способствующую совместной работе стен и перекрытий при сейсмическом воздействии.

3.1.11 Коэффициент надежности по материалу: Учитывает возможное неблагоприятное отклонение характеристик материала от их нормативных значений.

3.1.12 Коэффициент надежности по нагрузке: Учитывает возможный разброс нагрузок и воздействий.

3.1.13 Коэффициент сочетаний: Учитывает вероятность одновременного достижения несколькими видами нагрузок их расчетных значений в определенный момент времени

3.1.14 Коэффициент условий работы: Учитывает возможные отклонения принятой расчетной модели от реальных условий работы элементов конструкций, а также изменения свойств материалов под влиянием среды (коррозия, биологические воздействия и др.), не учитываемые непосредственно в расчётах.

3.1.15 Особые нагрузки: Временные нагрузки и воздействия, возникающие в исключительных ситуациях, вероятность возникновения которых чрезвычайно мала, но последствия могут быть катастрофическими (сейсмические воздействия, нагрузки от взрыва и пожаров, воздействия от просадок грунта и т.п.).

3.1.16 Период колебаний: Интервал времени, за который колеблющаяся система совершает один цикл перемещения, заканчивающийся ее возвращением в исходное состояние.

3.1.17 Расчётная схема: Идеализированная конструктивная схема объекта, используемая в расчётах.

3.1.18 Расчётные значения нагрузок: Значения, получаемые путём умножения нормативного значения на соответствующий коэффициент надёжности по нагрузке.

3.1.19 Расчётные значения прочности материалов: Значения, получаемые путём деления нормативного значения на коэффициент надёжности по материалу.

3.1.20 Куст свай: Компактно размещаемая группа свай, объединённая ростверком и передающая нагрузку на основание, как правило, от одиночной колонны или опоры.

3.1.21 Несущая способность свай: Предельное сопротивление основания одиночной сваи по условию ограничения развития в нем чрезмерных деформаций сдвига.

3.1.22 Основание свай: Часть массива грунта, воспринимающая нагрузку, передаваемую сваями, и взаимодействующая со сваями.

3.1.23 Отрицательные (негативные) силы трения: Силы, возникающие на боковой поверхности свай при превышении осадкой около свайного грунта осадки свай и направленные вниз.

3.1.24 Расчётная нагрузка, передаваемая на сваю: Нагрузка, равная продольному усилию, возникающему в свае от проектных воздействий на фундамент при наиболее невыгодных их сочетаниях.

3.1.25 Ростверк: Распределительная балка или плита, объединяющая головы свай и перераспределяющая на них нагрузку от вышерасположенных конструкций. Различают высокий ростверк, если его подошва располагается выше поверхности грунта, и низкий ростверк, если его подошва опирается на грунт или заглубляется в нем.

3.1.26 Свайное поле : большая группа свай, объединённая общим ростверком, передающая нагрузку на основание от системы колонн или опор.

3.1.27 Свайный фундамент: Комплекс свай, объединённых в единую конструкцию, передающую нагрузку на основание.

3.1.28 Свая: Погруженная в грунт или изготовленная в грунте вертикальная или наклонная конструкция, предназначенная для передачи нагрузки на основание.

3.1.29 Свая висячая: Свая, передающая нагрузку на основание через боковую поверхность и пятую.

3.1.30 Свая-стойка: Свая, передающая нагрузку на основание только через пятую из-за практического отсутствия смещений ее ствола по отношению к окружающему грунту

3.2 Дополнительные термины, используемые в настоящем пособии.

Действуют термины и определения, приведенные в стандарте EN 1990:2002, п. 1.5. К терминам, общим для всех Еврокодов, применяется стандарт EN 1998-1:2004, п. 1.5.1.

Действует определение грунта, которое дается в стандарте EN 1997-1:2004, п. 1.5.2; определения других геотехнических терминов, в особенности относящихся к землетрясениям, таких как разжижение, дается в тексте.

4 СИМВОЛЫ И УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

В настоящем Пособии приняты следующие символы и обозначения:.

4.1 Общие символы

E_d —эффект расчетного воздействия;

E_{pd} —боковое расчётное воздействие на стенку от пассивного давления грунта;

E_R —коэффициент использования энергии при стандартном испытании на погружение;

F_H —расчетная сейсмическая горизонтальная сила инерции;

F_V —расчетная сейсмическая вертикальная сила инерции;

F_{Rd} —расчетное сопротивление сдвигу между горизонтальным основанием подошвы и грунтом;

G —модуль сдвига;

G_{max} —средний модуль сдвига при малой деформации;
 Le —расстояние анкеров от стены в динамическом состоянии;
 Ls —расстояние анкеров от стены в статическом состоянии;
 M_{Ed} —расчетное воздействие, выраженное моментом;
 $N_{1(60)}$ —количество ударов при стандартных испытаниях на погружение, нормированное по эффектам налегающих пород и по коэффициенту использования энергии;
 N_{Ed} —расчетное нормальное усилие на горизонтальное основание;
 N_{SPT} —количество ударов при стандартных испытаниях на погружение;
 P_I —показатель пластичности грунта;
 R_d —расчетное сопротивление грунта;
 S —коэффициент грунта, определенный в EN 1998-1:2004, п. 6.2.2;
 S_T —топографический коэффициент усиления;
 V_{Ed} —расчетное горизонтальное усилие сдвига;
 W —вес оползающего массива;
 c' —сцепление грунта, выраженное эффективным напряжением;
 c_u —недренированная прочность грунта на сдвиг;
 d —диаметр свай;
 d_r —перемещение подпорных стен;
 g —ускорение силы тяжести;
 q_u —неограниченная прочность на сжатие;
 γ —удельный вес грунта;
 γ_d —удельный вес сухого грунта;
 γ_I —коэффициент значимости;
 γ_M —частный коэффициент для свойства материала;
 γ_{Rd} —частный коэффициент модели;
 γ_w —удельный вес воды;
 δ —угол трения между грунтом и подошвой либо подпорной стеной;
 ϕ' —угол сопротивления сдвигу, выраженный эффективным напряжением;
 ρ —удельная масса;
 σ_{vo} —полное давление налегающих пород, то же что и общее вертикальное напряжение;
 σ'_{vo} —эффективное давление налегающих пород, то же что и эффективное вертикальное напряжение;
 $\tau_{cy,u}$ —циклическая недренированная прочность грунта на сдвиг;
 τ_e —сейсмическое напряжение сдвига.

4.2 Дополнительные символы, используемые в Разделах 2 и 3 EN 1998-1 и в настоящем Пособии

k_h — горизонтальный сейсмический коэффициент;
 k_v — вертикальный сейсмический коэффициент;
 a_g — расчетное ускорение грунта для грунта типа А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);
 a_{gR} — номинальное пиковое ускорение грунта для грунта типа А;

- a_{vg} — расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;
 r — коэффициент для вычисления горизонтального сейсмического коэффициента (Таблица 7.1);
 v_s — скорость распространения поперечной волны;
 $v_{s,max}$ — среднее значение v_s при малой деформации ($< 10^{-5}$);
 α — отношение расчётного ускорения грунта для грунта типа А, a_g , к ускорению силы тяжести;

4.3 Международная система единиц СИ

(1)Р Должны использоваться единицы СИ согласно ISO 1000.

(2) При вычислениях рекомендуется применять следующие единицы измерений:

- | | |
|---------------------------------|--|
| – силы и нагрузки: | кН, кН/м, кН/м ² |
| – удельная масса (плотность): | кг/м ³ , т/м ³ |
| – масса: | кг, т |
| – удельный вес: | кН/м ³ |
| – напряжения и прочность: | Н/мм ² (= МН/м ² или МПа), кН/м ² (= кПа) |
| – моменты (изгибающие, и т.д.): | кНм |
| – ускорение: | м/с ² , g (= 9,81 м/с ²) |

5 СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

5.1 Определение сейсмического воздействия

5.1 (1)Р Сейсмическое воздействие должно соответствовать основным принципам и определениям, приведенным в EN 1998-1:2004, п. 3.2, с учетом положений, приведенных в п. 4.2.2.

Базовое представление сейсмического воздействия основывается на описании параметров сейсмических колебаний грунта с помощью спектров реакций в ускорениях, построенных в предположении линейно-упругого деформирования систем с одной степенью свободы (далее «спектров упругих реакций»).

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Базовое представление сейсмического воздействия предполагает поле ускорений постоянным во времени.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Сооружения, для которых может потребоваться учет колебаний грунта во времени и в пространстве, указаны в СН РК EN 1998-2, СН РК EN 1998-4 и СН РК EN 1998-6

5.2 (2)Р Комбинирование сейсмического воздействия с другими воздействиями должно выполняться в соответствии с EN 1990:2002, п. 6.4.3.4 и EN 1998-1:2004, п. 6.4.

5.3 (3) Где возможно, в Европейском стандарте предложено упрощение выбора сейсмического воздействия.

5.4 (1)Р Расчетное сейсмическое воздействие, принимаемое для проверки устойчивости, должно соответствовать определениям, приведенным в п. 2.1. СН РК EN 1998-5:2004/2012.

5.5 (2)Р Необходимо ввести повышающую поправку к расчетному сейсмическому

воздействию посредством топографического коэффициента усиления при проверках устойчивости грунта для конструкций с коэффициентом значимости γ_I более 1,0 на склонах либо вблизи них.

ПРИМЕЧАНИЕ Некоторые указания по значениям топографического коэффициента усиления даются в справочном Приложении А. СН РК EN 1998-5:2004/2012.

(3) Сейсмическое воздействие может быть упрощено, с использованием приведённых ниже методов.

5.2 Методы анализа

5.2.1 (1)Р Ответ грунтовых склонов на расчетное землетрясение должен быть вычислен либо с использованием известных методов динамического анализа, таких как модели на основе конечных элементов или жестких блоков, либо посредством упрощённых псевдостатических методов при условии ограничений (5.2.3) и (5.2.8) данного параграфа.

5.2.2 (2)Р При моделировании механических характеристик почвенных сред необходимо учитывать смягчение ответа с увеличением уровня деформации, а также возможные эффекты роста порового давления под воздействием циклического нагружения.

5.2.3 (3) Проверка устойчивости может выполняться с использованием упрощённых псевдостатических методов, при которых топография поверхности и стратиграфия грунта не представляют очень резкой неравномерности.

5.2.4 (4) Псевдостатические методы анализа устойчивости подобны методам, указанным в EN 1997-1:2004, п. 11.5, за исключением учета горизонтальных и вертикальных сил инерции, приложенных к каждой части грунтового массива и ко всем гравитационным нагрузкам, действующим на верхнюю часть склона.

2.2.5 (5)Р Расчетные сейсмические силы инерции F_H и F_V , действующие на грунтовый массив, соответственно в горизонтальном и вертикальном направлении, при псевдостатическом анализе записываются в виде:

$$F_H = 0,5\alpha \cdot S \cdot W, \quad (5.1)$$

$$F_V = \pm 0,5F_H, \text{ если отношение } a_{vg}/a_g \text{ больше } 0,6 \quad (5.2)$$

$$F_V = \pm 0,33F_H, \text{ если отношение } a_{vg}/a_g \text{ меньше либо равно } 0,6, \quad (5.3)$$

где α — отношение расчетного ускорения грунта для грунта типа А, a_g , к ускорению силы тяжести;

a_{vg} — расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;

a_g — расчетное ускорение грунта для грунта типа А;

S — параметр грунта по EN 1998-1:2004, п. 6.2.2;

W — вес оползающего массива.

Необходимо учесть топографический коэффициент усиления для a_g в соответствии с п. 4.1.3.2 (2). СН РК EN 1998-5:2004/2012.

5.2.6 (6)Р Условие предельного состояния должно затем быть проверено по

наименее надежной потенциальной поверхности оползания.

5.2.7 (7) Условие предельного состояния по эксплуатационной пригодности может быть проверено путем вычисления остаточного перемещения оползающего массива с использованием упрощенной динамической модели, состоящей из жестких блоков, скользящих против действия силы трения по склону. В этой модели сейсмическое воздействие должно быть представлено в динамике по времени в соответствии с п. 2.2.5 и основано на расчетном ускорении без уменьшения.

5.2.8 (8)Р Упрощенные методы, такие как псевдостатические упрощенные методы, упомянутые в пп. с (5.2.3) по (5.2.6)Р данного параграфа, не должны использоваться для грунтов, в которых возможно возникновение высоких величин давления поровой воды или значительное ослабление жесткости под действием циклического нагружения.

5.2.9 (9) Рост порового давления следует оценить с использованием соответствующих испытаний. В отсутствие таких испытаний и с целью предварительного проектирования его можно оценить посредством эмпирических корреляций.

5.3 Проверка надёжности для псевдостатического метода

(1)Р Для насыщенных грунтов в зонах, где $\alpha \cdot S > 0,15$, необходимо рассмотреть возможное ослабление прочности и рост порового давления из-за циклического нагружения при условии ограничений, указанных в п. 5.2.8.

(2) При спокойном оползании, когда вероятность реактивации землетрясения выше, следует использовать значения параметров прочности грунта при большой деформации. В несвязных материалах, склонных к циклическому росту порового давления, последнее можно учесть, снизив противодействующую силу трения посредством соответствующего коэффициента порового давления, пропорционального максимальному возрастанию порового давления. Это возрастание можно оценить, как указано в п. 5.2.9.

(3) Применение уменьшения прочности на сдвиг не является необходимым для сильно дилатантных несвязных грунтов, таких как плотные пески.

(4)Р Проверка надежности грунтового склона должна выполняться в соответствии с принципами EN 1997-1:2004.

5.4 Потенциально ожижаемые грунты

(1)Р Понижение прочности на сдвиг и/или жесткости, вызванное увеличением давления поровой воды в насыщенных несвязных материалах в процессе таких колебаний грунта при землетрясении, которые приводят к значительным остаточным деформациям или даже к состоянию почти нулевого эффективного напряжения в грунте, далее именуется разжижением.

(2)Р Оценка склонности к ожижению должна производиться, если грунты основания содержат протяженные слои или толстые линзы рыхлого песка, содержащие или не содержащие мелкие фракции ила/глины, ниже уровня водного зеркала, а также если уровень водного зеркала находится близко к поверхности грунта. Эта оценка должна выполняться в условиях площадки в свободном поле (высота поверхности грунта, высота водного зеркала), действующих в течение срока службы конструкции.

(3)Р Необходимые для этого исследования должны как минимум включать в себя проведение стандартных испытаний на погружение (SPT) на месте или испытаний на

погружение конуса (СРТ), а также определение кривых распределения размера зерна в лаборатории.

(4)Р Для стандартных испытаний на погружение измеренные значения количества ударов $N_{\text{СРТ}}$, выраженные в ударах/30 см, должны быть нормированы по номинальному давлению налегающих пород 100 кПа и по отношению энергии удара к теоретической энергии свободного падения 0,6. Для глубин менее 3 м измеренные значения $N_{\text{СРТ}}$ следует уменьшить на 25 %.

(5) Нормирование по отношению к эффектам налегающих пород может быть выполнено путем умножения измеренного значения $N_{\text{СРТ}}$ на коэффициент $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, где σ'_{vo} (кПа) — эффективное давление налегающих пород, действующее на глубине, на которой выполнялось измерение при стандартных испытаниях на погружение, во время его проведения. Значение нормирующего коэффициента $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ должно быть не менее 0,5, но не более 2.

(6) Нормирование энергии требует умножения значения количества ударов, полученного в п. (5) данного параграфа, на коэффициент $ER/60$, где ER — величина, в сто раз превышающая коэффициент использования энергии, характерный для испытательного оборудования.

(7) Для зданий на фундаментах мелкого заложения оценку склонности к ожижению можно не проводить, если насыщенные песчаные грунты обнаруживаются на глубинах более 15 м от поверхности грунта.

(8) Опасностью разжижения можно пренебречь, если $\alpha \cdot S < 0,15$ и выполняется хотя бы одно из следующих условий:

- пески имеют содержание глины более 20 % с показателем пластичности $PI > 10$;
- пески имеют содержание ила более 35 %, и, в то же время, значение количества ударов при стандартных испытаниях на погружение, нормированное по эффектам налегающих пород и коэффициенту использования энергии, $N_1(60) > 20$;
- пески являются чистыми при значении количества ударов при стандартных испытаниях на погружение, нормированном по эффектам налегающих пород и коэффициенту использования энергии, $N_1(60) > 30$.

(9)Р Если опасностью разжижения нельзя пренебречь ее необходимо как минимум оценить общепринятыми методами инженерной геотехники на основании полевых корреляций между измерениями на месте и критическими циклическими напряжениями сдвига, которые, как установлено, вызвали разжижение во время прошлых землетрясений.

(10) Эмпирические графики разжижения, иллюстрирующие подход полевой корреляции в условиях ровной площадки, применимые к различным типам измерений на месте, приводятся в Приложении В. СН РК EN 1998-5:2004/2012. При этом подходе сейсмическое напряжение сдвига τ_e можно оценить по упрощенному выражению:

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo}, \quad (5.4)$$

где σ_{vo} — общее давление налегающих пород, а другие параметры — как в выражениях (5.1) — (5.3).

Это выражение нельзя применять для глубин более 20 м.

(11)Р При использовании подхода полевой корреляции грунт должен считаться склонным к ожижению в условиях ровной площадки, когда вызванное землетрясением напряжение сдвига превышает определенную долю λ критического напряжения, которое, как установлено, вызвало разжижение при прошлых землетрясениях.

ПРИМЕЧАНИЕ Принятое значение λ для использования в данной стране можно найти в ее национальном приложении. Рекомендуемое значение $\lambda = 0,8$, что соответствует коэффициенту запаса 1,25.

(12)Р Если грунты признаны склонными к ожижению и считается, что возникающие эффекты способны повлиять на несущую способность или устойчивость фундаментов, нужно принять меры к обеспечению устойчивости фундамента, такие как улучшение грунта или забивка свай (для передачи нагрузок слоям, не подверженным ожижению).

(13) Улучшение грунта против разжижения должно заключаться либо в уплотнении грунта для увеличения его сопротивления погружению за пределы опасного диапазона, либо в использовании дренажа для уменьшения чрезмерного давления поровой воды, создаваемого сотрясением грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ Обоснованность уплотнения главным образом определяется содержанием мелкой фракции и глубиной грунта.

(14) Возможность использования только свайных фундаментов следует рассматривать с осторожностью из-за больших усилий, возникающих в сваях по причине потери поддержки грунта в ожижаемом слое или слоях, а также из-за неизбежных неточностей определения положения и толщины такого слоя или слоев.

5.5 Представление изменения динамики во времени

(1)Р Если выполняется анализ во временной области, могут использоваться как искусственные акселерограммы, так и реальные записи сильных колебаний. Их пиковое значение и частотное содержание должны соответствовать EN 1998-1:2004, п. 6.3.1.

(2) При проверках динамической устойчивости, использующих вычисления остаточных деформаций грунта, возмущение должно предпочтительно состоять из акселерограмм, записанных на грунтовых площадках при реальных землетрясениях, поскольку они содержат реалистичные низкочастотные колебания и правильную временную корреляцию между горизонтальной и вертикальной составляющими движения. Продолжительность сильных колебаний должна быть выбрана способом, соответствующим EN 1998-1:2004, п. 6.3.1.

5.6 Чрезмерная осадка грунтов под действием циклических нагрузок

(1)Р Склонность грунтов основания к уплотнению и чрезмерной осадке, вызванная циклическими напряжениями от землетрясений, должна быть учтена, если на малой глубине имеются протяженные слои или толстые линзы рыхлых, ненасыщенных несвязных материалов.

(2) Чрезмерная осадка может также происходить в очень мягких глинах по причине

циклического ослабления их прочности на сдвиг под воздействием длительного сотрясения грунта.

(3) Оценка потенциала уплотнения и осадки предшествующих грунтов должна выполняться имеющимися методами инженерной геотехники с обращением, при необходимости, к соответствующим статическим и циклическим лабораторным испытаниям репрезентативных образцов исследуемых материалов.

(4) Если осадки, вызванные уплотнением или циклическим ослаблением, оказываются способными повлиять на устойчивость фундаментов, следует рассмотреть способы улучшения грунта.

6 СВОЙСТВА ГРУНТА

6.1 Общие критерии

(1)Р Исследование и изучение материалов фундамента в сейсмических зонах должно следовать тем же критериям, которые приняты для несейсмических зон, как определено в EN 1997-1:2004, Раздел 3.

(2) За исключением зданий класса значимости I, полевые исследования по возможности должны включать испытания на погружение конуса, возможно с измерениями порового давления, поскольку они обеспечивают непрерывную регистрацию механических характеристик грунта по глубине.

(3)Р Дополнительные сейсмические исследования могут потребоваться в случаях, указанных в п. 4.1 и 4.2.2. СН РК EN 1998-5:2004/2012.

6.2 Определение типа грунта для описания сейсмического воздействия

(1)Р Геотехнические или геологические данные по строительной площадке должны иметься в наличии в достаточном количестве, чтобы обеспечить определение среднего типа грунта и/или соответствующего спектра ответа, как описано в EN 1998-1:2004, п. 3.1, 3.2.

Таблица 6.1 - Типы грунтовых условий

Типы грунтовых условий по сейсмическим свойствам	Грунты стратиграфического профиля (описательные данные)	Средние значения скоростей распространения поперечных волн в поверхностных 10-метровых и 30-метровых толщах $V_{S,30}$ (м/с)	Значения недренированной прочности грунта на сдвиг, C_u , кПа
IA	Скальные грунты всех видов невыветрелые и слабыветрелые с маломощным (до 5 м) покровом рыхлых отложений.	$V_{S,30} \geq 800$	

Таблица 6.1 - Типы грунтовых условий (продолжение)

IB	Скальные грунты выветрелые (обломочная зона) с маломощным (до 5 м) покровом рыхлых отложений. Крупнообломочные грунты преимущественно из магматических пород (более 70%), плотные (плотность грунта $\rho \geq 2,2$ т/м³, содержание песчано-глинистого заполнителя до 30%, перекрытые маломощным покровом (до 5,0 м) рыхлых отложений	$V_{s,10} \geq 350$ $550 \leq V_{s,30} < 800$	>250
II	Скальные грунты сильновыветрелые; крупнообломочные грунты преимущественно из осадочных пород (более 70%) независимо от содержания заполнителя. Крупнообломочные грунты всех видов с содержанием заполнителя более 30%. Пески гравелистые крупные и средней крупности плотные независимо от степени водонасыщения. Пески крупные и средней крупности со средней плотностью с малой и средней степенью водонасыщения. Пески мелкие и пылеватые плотные со средней плотностью и малой степенью водонасыщения. Глинистые грунты с показателем текучести $\leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ – для глин и суглинков и $e < 0,7$ – для супесей.	$V_{s,10} \geq 250$ $270 \leq V_{s,30} < 550$	70-250
III	Пески рыхлые независимо от степени водонасыщения и крупности. Пески крупные и средней крупности средней плотности водонасыщенные. Пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности средней степени водонасыщения и водонасыщенные. Глинистые грунты с показателем текучести $> 0,5$ независимо от значения коэффициента пористости. Глинистые грунты с показателем текучести $\leq 0,5$ при значении коэффициента пористости $e \geq 0,9$ – для глин и суглинков, и $e \geq 0,7$ – для супесей.	$V_{s,10} < 250$ $V_{s,30} < 270$	<70

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Грунтовые условия площадок строительства следует определять с учетом двух экспериментально установленных значений скоростей распространения поперечных волн – $V_{s,10}$ и $V_{s,30}$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если один из показателей экспериментально установленных значений скоростей распространения поперечных волн в поверхностной толще – $V_{s,10}$ или $V_{s,30}$ – имеет значение меньшее, чем указанное в таблице 6.1, то грунтовые условия следует относить к типу более неблагоприятному по сейсмическим свойствам.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 При использовании описательных данных для определения типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам:

- отнесение грунтовых условий площадки строительства к типам IА и IБ допускается, если мощность слоев, соответствующих этим категориям, составляет более 25 м в пределах поверхностного 30-метрового слоя, считая от планировочной отметки, а механические свойства грунтов по глубине (в т.ч. ниже 30-метрового поверхностного слоя) постепенно увеличиваются;
- при неоднородном составе стратиграфического профиля грунтовые условия относятся к более неблагоприятному типу по сейсмическим свойствам, если в пределах верхней 10-метровой толщи (считая от планировочной отметки) слои, относящиеся к этому типу, имеют суммарную толщину более 5 метров.
- в случае прогнозирования подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов тип грунтовых условий площадки строительства следует определять в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии.
- в случае отсутствия данных о значениях показателя текучести или влажности песчаных и глинистых грунтов, грунтовые условия площадки строительства при уровне грунтовых вод выше 5 м следует относить к типу III по сейсмическим свойствам.

(2) С этой целью данные по месту могут быть объединены с данными по прилегающим зонам с похожими геологическими характеристиками.

(3) Должны быть учтены существующие карты или критерии сейсмического микрорайонирования при условии, что они соответствуют п. (1)Р данного параграфа и подтверждаются исследованиями грунта на строительной площадке.

(4)Р Профиль скорости поперечной волны v_s в грунте должен рассматриваться в качестве наиболее надежного показателя зависимых от площадки характеристик сейсмического воздействия на устойчивых площадках.

(5) Измерения профиля v_s на месте скважинными геофизическими методами следует использовать для ответственных конструкций в регионах высокой сейсмичности, в особенности при наличии грунтовых условий типа D, S1 или S2.

(6) Для всех других случаев при необходимости определения периодов естественных колебаний грунта профиль v_s может быть оценён посредством эмпирических корреляций с использованием сопротивления погружению по месту или других геотехнических свойств с поправкой на дисперсию таких корреляций.

(7) Внутреннее демпфирование грунта следует измерить посредством соответствующих лабораторных или полевых испытаний. В случае нехватки прямых измерений и если произведение $ag \cdot S$ меньше $0,1 \text{ g}$ (т.е. меньше $0,98 \text{ м/с}^2$), следует использовать коэффициент демпфирования 0,03. Структурированные и цементированные грунты, а также мягкие горные породы, могут потребовать особого рассмотрения.

6.3 Зависимость жесткости и демпфирования грунта от уровня деформации

Реакция фундамента на сейсмические нагрузки зависит от жёсткости и мощности слоя грунта, на который опирается подошва фундамента.

Сейсмические нагрузки воздействуют на основную границу слоя грунта, которая в свою очередь влияет на увеличение движений коренных пород к поверхности и на

характеристики демпфирования грунта при опирании фундамента. На рисунке 6.1 показаны 3 типа жёсткости. Основные частоты слоёв задаются формулами:

$$\text{Постоянная жёсткость с глубиной: } f = \frac{0.25v_s}{H} \quad (6.1)..$$

$$\text{Жёсткость с параболической зависимостью: } f = \frac{0.22v_s}{H} \quad (6.2)$$

$$\text{Линейно-возрастающая жёсткость: } f = \frac{0.19v_s}{H} \quad (6.3)$$

Где v_s - скорость поперечных волн нижней границы слоя, расположенного на глубине H .

Жёсткость, демпфирование и прочностные характеристики грунта с ненарушенной структурой влияют на смещение грунта от коренных пород к поверхности земли. Используются различные методы для определения смещений грунта в уровне залегания подошвы фундамента. Точные значения могут быть получены на площадке строительства, или, на другой строительной площадке, с аналогичными характеристиками грунта. Однако необходимо иметь в виду, что они соответствуют фактическим, если напряженные состояния в грунтах совпадают.. Необходимо соблюдать требования для типа местности (как правило на основе глубины заложения фундамента и скорости сдвига колебаний волны) и для расположения фундамента в этой местности. Различают три типа жёсткости оснований, приведенных на рисунке 6.1.

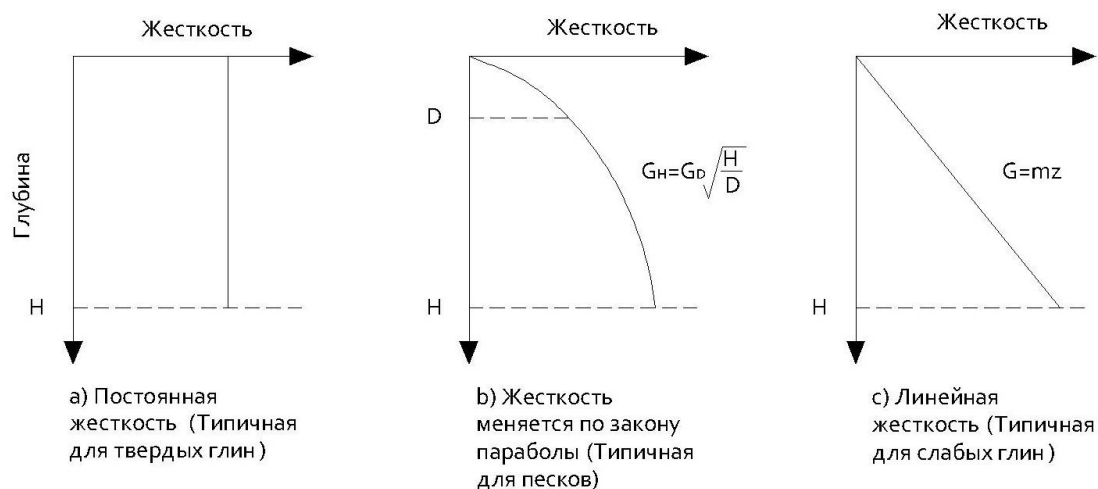


Рисунок 6.1 Типовые жесткости оснований

(1) Разница между значениями v_s при малой деформации, например, измеренными в ходе испытаний на месте, и значениями, соответствующими уровням деформации, наведённой расчётным землетрясением, должна быть учтена во всех вычислениях, содержащих динамические свойства грунтов в устойчивом состоянии.

(2) Для локальных грунтовых условий типа С или D с неглубоким водным зеркалом и без материалов с показателем пластичности $P_I > 40$ в отсутствие специальных данных это можно выполнить с использованием понижающих коэффициентов для v_s , приведённых в Таблице 6.1. Для более жёстких профилей грунта и более глубоких водных зеркал

величина ослабления должна быть пропорционально меньшей (и диапазон изменений должен быть сокращен).

(3) Если произведение $ag \cdot S$ больше либо равно 0,1 g (т. е. больше либо равно 0,98 м/с²), то в отсутствие специальных измерений следует использовать коэффициенты внутреннего демпфирования, приведённые в Таблице 6.2.

Таблица 6.2 — Средние коэффициенты демпфирования грунта и средние понижающие коэффициенты ($\pm$ одно среднее квадратическое отклонение) для скорости поперечной волны v_s и модуля сдвига G в пределах глубины 20 м

Коэффициент ускорения грунта, $\alpha \cdot S$	Коэффициент демпфирования	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90($\pm 0,07$)	0,80($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70($\pm 0,15$)	0,50($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60($\pm 0,15$)	0,36($\pm 0,20$)

$v_{s,max}$ — среднее значение v_s при малой деформации ($< 10^{-5}$), не превышающее 360 м/с;

G_{max} — средний модуль сдвига при малой деформации.

ПРИМЕЧАНИЕ Посредством диапазонов $\pm$ одно среднее квадратическое отклонение проектировщик может вносить различный уровень осторожности оценки в зависимости от таких факторов, как жесткость и расслоение профиля грунта. Значения $v_s/v_{s,max}$ и G/G_{max} выше среднего можно, например, использовать для более жёстких профилей, а значения $v_s/v_{s,max}$ и G/G_{max} ниже среднего могут использоваться для более мягких профилей.

6.4 Параметры жесткости и демпфирования

(1) Благодаря своему влиянию на расчётные сейсмические воздействия основным параметром жёсткости грунта при сейсмическом нагружении является модуль сдвига G , вычисляемый по формуле:

$$G = \rho v_s^2, \quad (3.1)$$

где ρ — удельная масса;

v_s — скорость распространения поперечной волны в грунте.

(2) Критерии для определения v_s , включая ее зависимость от уровня деформации грунта, приводятся в п. 4.2.2 и 4.2.3 СН РК EN 1998-5:2004/2012.

(3) Демпфирование следует рассматривать в качестве дополнительного свойства грунта в случаях, когда нужно учесть эффекты взаимодействия «грунт-конструкция», указанные в Разделе 6.

(4) Внутреннее демпфирование, вызванное неупругой работой грунта под воздействием циклического нагружения, и демпфирование излучением, вызванное распространением сейсмических волн в направлении от фундамента, следует рассматривать отдельно.

6.5 Параметры прочности

(1) Как правило, можно использовать значения параметров прочности грунта, применяемые в статическом недренированном состоянии. Для связных грунтов соответствующим параметром прочности является недренированная прочность на сдвиг c_u , скорректированная для высокой скорости нагружения и эффектов циклического ослабления под действием сейсмических нагрузок, если такая корректировка необходима и обоснована соответствующими экспериментальными данными. Для несвязного грунта соответствующим параметром прочности является циклическое недренированная прочность на сдвиг $\tau_{cu,u}$, которое должно учитывать возможный рост порового давления.

Пример 6.1 По результатам консолидированно-недренированных испытаний в стабилометре определить параметры прочности в эффективных и полных напряжениях. Основные результаты трехосных испытаний:

№ опыта	Давление в камере, кПа	Девiatorное предельное давление, кПа	Предельное поровое давление, кПа
1	20	20,2	5,2
2	40	30,4	8,3

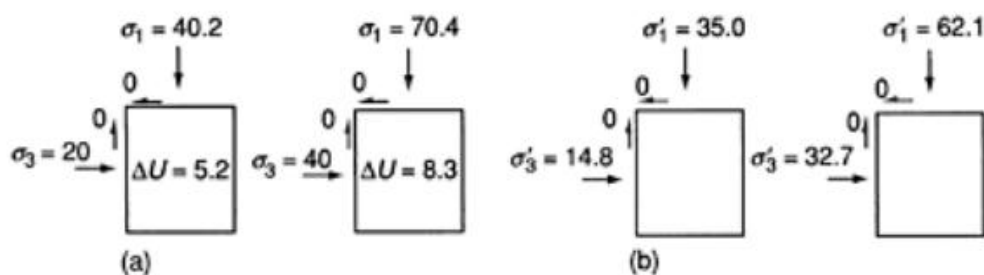


Рис. 6.1 Схематическая иллюстрация результатов испытаний.

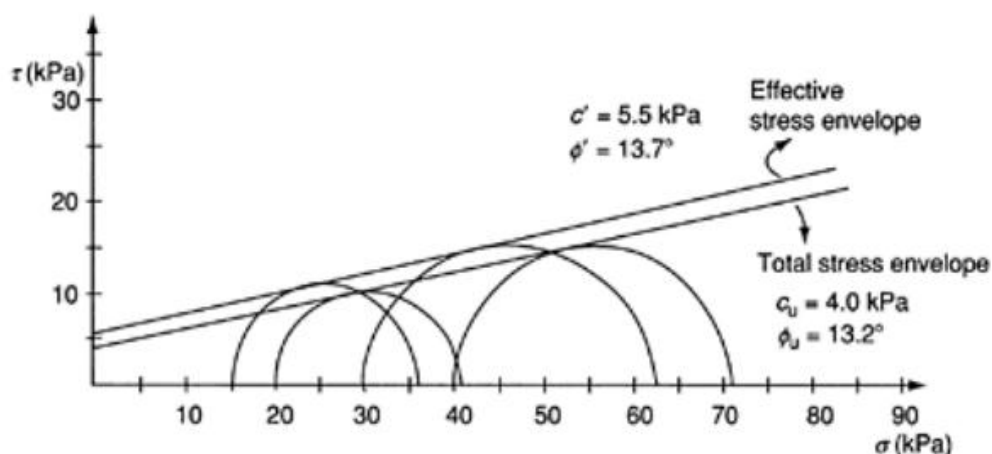


Рис.6.2 Примеры диаграмм Мора для определения недренированной прочности на сдвиг c_u по результатам трёхосных испытаний грунтов.

(2) В качестве альтернативы можно использовать эффективные параметры прочности с соответствующим давлением поровой воды, создаваемом в процессе циклического нагружения. Для скальных пород можно использовать неограниченную прочность на сжатие, q_u .

(3) Частные коэффициенты (γ_M) для свойств материала c_u , $\tau_{cu,u}$ и q_u обозначаются γ_{cu} , $\gamma_{\tau cu}$ и γ_{qu} , а для $\tan\phi'$ обозначаются $\gamma_{\phi'}$.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения, задаваемые γ_{cu} , $\gamma_{\tau cu}$, γ_{qu} и $\gamma_{\phi'}$, для использования в данной стране можно найти в ее национальном приложении. Рекомендуемые значения $\gamma_{cu} = 1,4$, $\gamma_{\tau cu} = 1,25$, $\gamma_{qu} = 1,4$ и $\gamma_{\phi'} = 1,25$.

7 ТРЕБОВАНИЯ К ВЫБОРУ ПЛОЩАДКИ И К ГРУНТАМ ОСНОВАНИЯ

7.1 Общие положения

(1)Р Необходимо произвести оценку строительной площадки для определения природы грунтового основания, чтобы свести к минимуму опасности разлома, неустойчивости склона, разжижения и высокой склонности к уплотнению в случае землетрясения.

(2)Р Возможность возникновения этих отрицательных явлений должна быть исследована, как указано в следующих параграфах.

7.2 Близость к сейсмически активным разломам

(1)Р Здания классов значимости II, III, IV, определенных в EN 1998-1:2004, п. 4.2.5, не должны возводиться в непосредственной близости от тектонических разломов, которые признаны сейсмически активными в официальных документах, выданных компетентными государственными органами.

(2) Отсутствие движения в Позднечетвертичный период может использоваться для определения неактивных разломов для большинства конструкций, не являющихся особо важными для общественной безопасности. Требования по минимальному расстоянию между зданиями и активным разломом не регламентируются. В таких странах, как Новая Зеландия, Россия и США допустимый диапазон примерно от 15 до 200м.

(3)Р Необходимо провести специальные геологические исследования для градостроительного проектирования и для значимых конструкций, возводимых вблизи потенциально активных разломов в зонах высокой сейсмичности, чтобы определить возникающие опасности, связанные с разломом грунта и интенсивностью сотрясения грунта.



Рис. 7.1 Отрыв здания в результате сбросового разрыва – Землетрясение Ji-Ji, 1999

7.3 Подвижность склонов

Здания и сооружения, прилегающие к склонам, могут быть подвержены двум разным явлениям, во-первых – неустойчивость склона, во-вторых – эффект влияния рельефа.

В ходе естественного процесса, склоны подвергаются испытанию оползнем, в целях уменьшения угла наклона и восстановления равновесия. Этот процесс происходит в разных формах, таких, как оползание грунта, выпуклость и поворотное скольжение. Они оказывают разное влияние на конструкцию зданий, но степень влияния будет также зависеть от влияния на фундамент здания. Можно выделить три возможные ситуации нарушения устойчивости.

Ситуация 1. Плоское оползание склона и фундаменты здания размещаются над плоскостью, вдоль которой происходит скольжение, как показано на рисунке 7.2(а).

Ситуация 2. Фундаменты глубокого заложения остаются в устойчивом состоянии и стабилизируют зону сдвига, как показано на рисунке 7.2(б). Однако, грунт, может подняться и оказать на фундамент горизонтальное давление. Все возможные последствия этого должны быть приняты во внимание.

Ситуация 3. Происходят глубокие оползни и возникает риск разрушения фундаментов по низу или движение по склону, как показано на рисунке 7.2(в). В то время, как предыдущие ситуации могут быть частично стабилизированы, например, путем выполнения дренажа и/или изменения уклона, строительство в этих областях по возможности следует избегать.

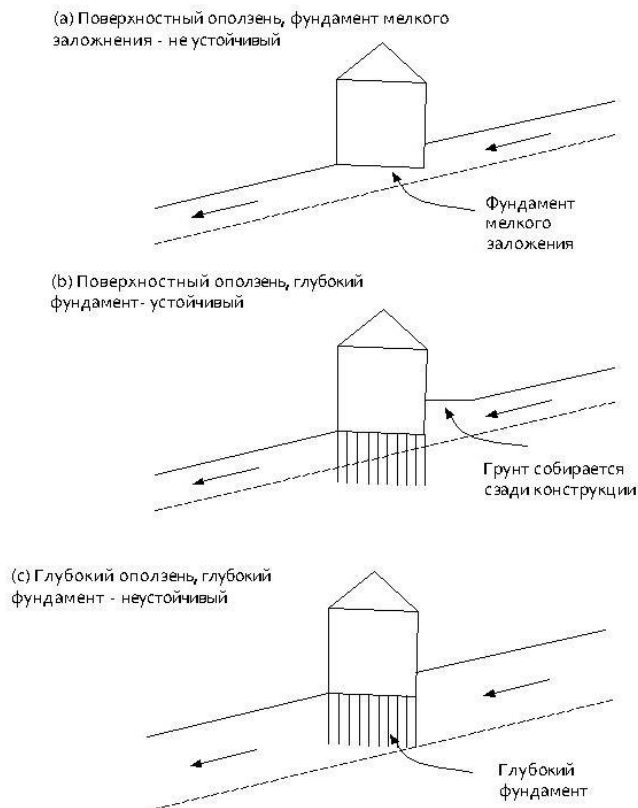


Рис. 7.2 Уязвимость конструкции к оползневой опасности

В этих случаях для определения коэффициента неустойчивости правила рекомендуют псевдостатический метод анализа.

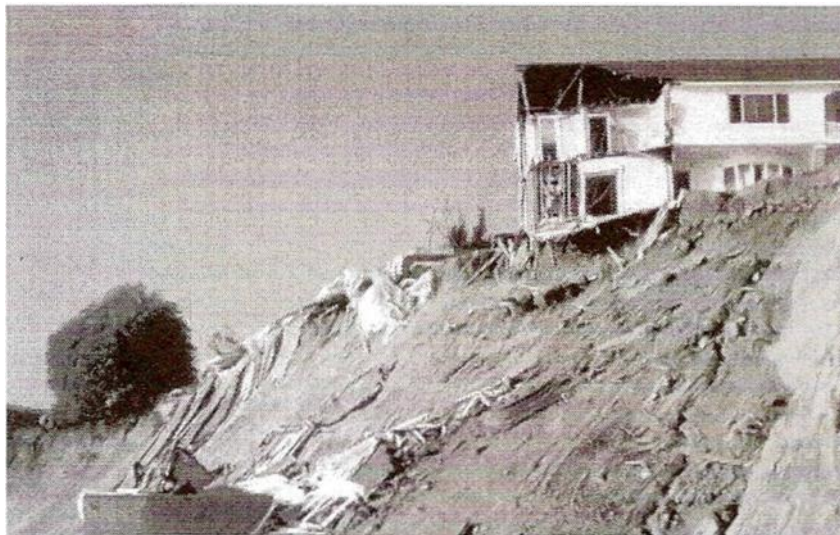


Рис. 7.3 Разрушение здания вблизи крутого склона – землетрясение в Northridge, 1994

7.4 Эффект влияния рельефа местности

(1) При землетрясении колебания, полученные на поверхности уклона или выступа земли – часто превышают колебания на ровной поверхности земли, при условии, что грунтовые условия подобные. Это явление называется влиянием рельефа местности и

подразумевается как зависимость от высоты и уклона рельефа местности и от длины волны колебаний. Исследования влияния рельефа земли впервые были проведены после землетрясения Сан-Фернандо в Калифорнии в 1971 году. Амплитуда движений грунта на вершине возвышенности была от 2 до 3 раз больше, чем амплитуда, измеренная у подошвы склона (Finn, и др, 1995). Подобные результаты были получены от Matsuzak в Японии, Northidgeв Калифорнии и многих других частях мира.

(2) Для средних углов склона менее 15° топографическими эффектами можно пренебречь, однако, в случае сильно неоднородной локальной топографии рекомендуется провести специальное исследование. Для больших углов действуют следующие указания.

а) Одиночные скалы и склоны. Для площадок вблизи верхнего края следует использовать значение $S_T \geq 1,2$;

б) Хребты с шириной гребня, существенно меньшей ширины основания. Следует использовать значение $S_T \geq 1,4$ вблизи вершины склонов для средних углов склона более 30° , а для меньших углов склона следует использовать значение $S_T \geq 1,2$;

с) Наличие рыхлого поверхностного слоя. При наличии рыхлого поверхностного слоя наименьшее значение S_T , приведенное в а) и б), следует увеличить не менее чем на 20 %;

д) Пространственное изменение коэффициента усиления. Можно сделать допущение, что значение S_T уменьшается как линейная функция высоты над основанием скалы или хребта, но является единичным у основания.

(3) В целом, сейсмическое усиление также быстро уменьшается с глубиной в пределах хребта. В связи с этим топографические эффекты, принимаемые во внимание при анализе устойчивости, являются наибольшими и главным образом поверхностными вдоль гребней хребтов и гораздо меньшими на глубинных оползнях, где поверхность разрушения проходит вблизи основания. В последнем случае при использовании псевдостатического метода анализа топографическими эффектами можно пренебречь.

(4) Следует отметить, что движение земли также сильно зависит от рельефа земли, находящейся под поверхностью, хотя это не рассматривается подробно в EN 1998. Основной фактор, способствующий усилению колебаний грунта и способствующий разрушениям во впадинах и котлованах с аллювиальными отложениями, интерпретируется как возникновение поверхностных волн на краях впадин и отражение этих волн обратно через впадины с аллювиальными отложениями. Это явление называется эффект бассейна (Borcherdti Glassmoyer, 1992, Finn и др, 1995). Эффект бассейна был раскрыт, что существенно влияющий на характеристики колебаний грунта при землетрясении. Подтверждением этому служит местоположение основных разрушенных центров в Лос-Анджелесе и Сан-Фернандо в течение последних землетрясений (Borcherdti Glassmoyer, 1992). Наиболее характерным проявлением эффекта бассейна являются увеличение продолжительности и переход к более низким частотам, которые являются более разрушительными для высоких сооружений при сильном землетрясении.

7.5 Разжижение

7.5.1 Влияние разжижения грунтов на сооружения

(1) Разжижением называется процесс, при котором несвязные или связные отложения ниже уровня грунтовых вод во время сильных колебаний при землетрясении временно теряют прочность и ведут себя как вязкая жидкость, а не как сухое вещество. Как правило, насыщенные, плохо отсортированные, сыпучие, связные коренные породы с содержанием мелких частиц наиболее подвержены к разжижению.

(2) Разжижение не происходит случайным образом, но ограничивается определёнными геологическими и гидрогеологическими условиями, в первую очередь отложенных за последнее время песков и пылеватых частиц в местностях с высоким уровнем грунтовых вод. Плотные глинистые грунты, в том числе хорошо уплотнённый насыпной грунт, и более древние отложения имеют низкую восприимчивость к разжижению. Сам процесс разжижения не обязательно наносит серьёзный ущерб или опасность. Для инженерных целей, это не возникновение разжижения, что имеет большое значение, а способность процесса и связанных с ним опасностей, привести к повреждению сооружения. Неблагоприятные последствия разжижения можно изложить следующим образом:

- Поток разрушений – полностью разжиженного грунта или блоков ненарушенных материалов на слое разжиженного грунта. Потоки могут быть большими и развиваться умеренно до крутых склонов.
- Боковое уширение – предполагает боковое смещение поверхностных обломков грунта в результате разжижения при поверхностном слое. Уширение обычно развивается на пологих склонах, и двигаются к свободной поверхности, такие как врезанные русла или побережья.
- Колебательные движения грунта – где земля плоская или уклон слишком слабый, чтобы позволить боковое смещение, разжижение на глубине может разделить вышележащие грунты от подстилающего слоя, что позволяет верхним слоям колебаться назад и вперёд в виде поверхностных волн. Эти колебания, как правило, сопровождаются наземными трещинами и разрушениями жёстких конструкций, таких как дорожные покрытия и трубопроводы.
- Потеря или снижение несущей способности - разжижение индуцируется, когда землетрясение увеличивает давление воды в порах, что в свою очередь, является причиной потери прочности грунта, и следовательно несущей способности.
- Осадка – осадка грунта может произойти как распределение давления воды в порах и уплотнение грунта после разжижения. Осадка может произойти из-за уменьшения несущей способности или за счёт смещения грунта, указанного выше.
- Увеличение бокового давления на подпорные стены – происходит, когда грунт за стеной разжижается и ведёт себя как «тяжёлая» жидкость без внутреннего трения.
- Флотация подземных сооружений – происходит, когда заглублённые сооружения, такие как резервуары и трубы способны держаться на поверхности в сжиженных грунтах.

Другие проявления разжижения, такие как песочный карман, также могут произойти и представлять опасность для сооружений, в частности, из-за потери или снижения несущей способности.

7.5.2 Вероятность разжижения

Раздел 4.1.4 EN1998-5 описывает требования к оценке вероятности разжижения. Также, раздел предусматривает нормативную методологию в приложении В. Однако, следует отметить, что в последние годы были внесены многочисленные изменения в методологии по оценке разжижения (например, Seed и др., 2003; Boulanger и Idriss, 2004 и др.) и методы, описанные в еврокоде потенциально могут быть устаревшими, особенно для материалов с высоким содержанием мелких частиц. Поэтому рекомендуется, что для проведения оценки по разжижению привлекать опытных экспертов.

Оценка подверженности к разжижению должна быть сделана, когда грунт включает в себя выступающие слои толстых линз сыпучего песка (с или без осадка/мелкие частицы глины), когда ниже уровня грунтовых вод, и когда уровень грунтовых вод находится близко к поверхности земли. EN 1998-5 рекомендует применять принцип определения напряжения при сдвиге. В этом методе напряжения, при горизонтальном сдвиге, вызванные землетрясением сравниваются с возможным сопротивлением грунтов для предупреждения разжижения. В приложении BEN 1998-5 могут быть найдены диаграммы вероятного разжижения для магнитуды землетрясения $M_s=7,5$. «Требуемые» касательных напряжений выражаются через циклический коэффициент напряжения (CSR), и «возникающие» в виде циклического коэффициента сопротивления (CRR).

CRR определяется на основе скорректированного подсчета SPT, с использованием полученных исходя из опыта диаграмм разжижения, которые схематично показаны на рисунке 8.4 для пылеватых песков. Эти диаграммы сравнивают $CRR(\tau/\sigma'_{v0})$, с скорректированным подсчетом SPT ($N_{1(60)}$).

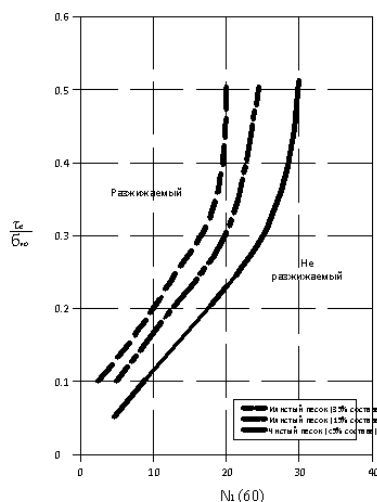


Рисунок 7.1 Корректировка оценки разжижения по значениям SPT опытов

На рисунке 7.1 сравнением трех линий также показана зависимость разжижения от процентного содержания мелких частиц в пылеватых грунтах. Для данного коэффициента SPT, разжижение песков с содержанием мелких фракций менее 5%, меньше по сравнению с большим процентом мелких частиц пылеватых песков. Процедура исправления значения N_d для получения скорректированного $N_{1(60)}$ объясняется далее в

разделе 8.3.3 CSR определяется первым расчетом циклического напряжения сдвига (τ_e), используя уравнение (8.6).

$$\tau_e = 0,65c \cdot \alpha \cdot S \cdot \sigma_{zo} \quad (7.1)$$

где α – отношение расчетного ускорения грунта типа А α_s к ускорению притяжения g ,

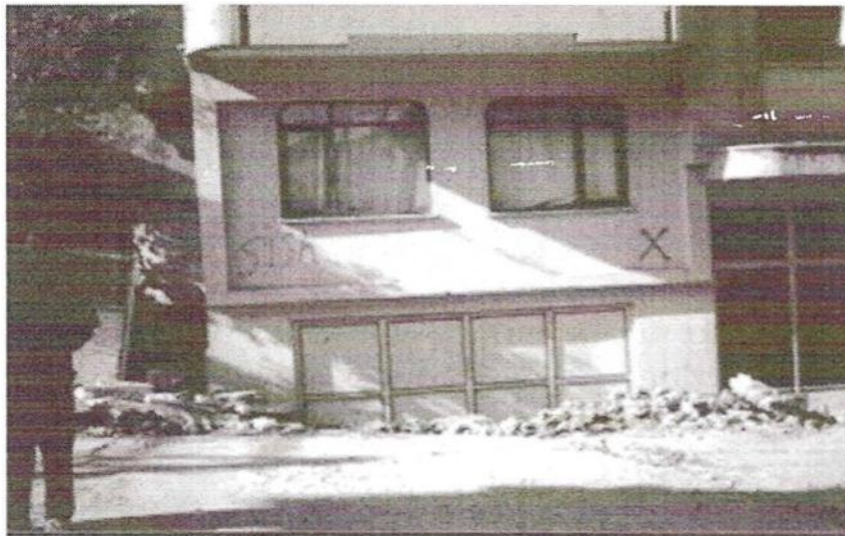
S – показатель грунта, и σ_{zo} – природное давление.

Следует отметить, что уравнение (8.6) является устаревшим, поскольку оно не учитывает фактора снижения давления с глубиной (γ_d). Это выражение не может быть применено для глубины, превышающей 20м. Грунты считаются подверженными к разжижению при $CRR > \lambda \times CSR$, где λ принимается 0,8, что соответствует коэффициенту устойчивости грунта 1,25.

Если грунты оказались подвержены разжижению, то чтобы обеспечить устойчивость фундамента, следует рассматривать меры по снижению последствий землетрясения, таких как укрепление грунтов и применение свай (для передачи нагрузки слоям не восприимчивым к разжижению).

Использование только свайных фундаментов должно рассматриваться с осторожностью из-за больших сил, вызванных в сваях потерей поддержки грунта в сжимаемом слое, и из-за неизбежной неопределенности места и толщины таких слоев.

Для зданий с фундаментами мелкого заложения, когда водонасыщенные песчаные грунты встречаются на глубине более 15м, оценкой разжижения можно пренебречь.



б) Осадка фундамента мелкого заложения в результате разжижения – землетрясения в Косаели, 1999

Рисунок 7.2 – Примеры неправильно расположенных сооружений

8 ГРУНТОВЫЕ УСЛОВИЯ ПЛОЩАДОК СТРОИТЕЛЬСТВА

8.1 Общие положения

Грунтовые условия площадок строительства следует оценивать в соответствии с классификацией, приведенной в таблице 3.1, исходя из результатов инженерно-геологических изысканий.

[3.1.1(4) НП] Инженерно-геологические изыскания на площадке строительства следует выполнять в соответствии с положениями действующих нормативных документов и с учетом специальных требований, зависящих от класса ответственности здания или сооружения и специфических условий строительства.

Инженерно-геологические изыскания должны быть выполнены в объеме, достаточном для определения типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам и параметров прогнозируемого сейсмического воздействия.

В отчёте об инженерно-геологических изысканиях, содержащем оценку сейсмической опасности площадки строительства, должно быть указано:

а) референтные значения пиковых ускорений грунта $a_{gR(475)}$ и $a_{gR(2475)}$, определенные для рассматриваемой сейсмической зоны по картам I-1₄₇₅ и I-1₂₄₇₅;

б) сейсмическую опасность (сейсмичность) зоны строительства в целочисленных баллах, определенную по картам I-2₄₇₅ и I-2₂₄₇₅;

в) тип грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам, определенный по результатам инженерно-геологических изысканий и фактические данные, подтверждающие обоснованность принятой оценки;

г) показатели сейсмической опасности площадки строительства, определенные по карте сейсмического микрозонирования (при наличии такой карты) и/или по результатам инженерно-геологических изысканий;

д) наличие или отсутствие факторов, оказывающих неблагоприятное влияние на объекты предполагаемого строительства.

При выборе площадок для строительства не рекомендуется размещать жилые массивы, промышленные (производственные) комплексы или отдельные здания и сооружения на площадках, неблагоприятных в сейсмическом отношении.

К неблагоприятным в сейсмическом отношении относятся площадки:

а) расположенные в зонах возможного проявления тектонических разломов на дневной поверхности;

б) с расчетными ускорениями колебаний грунта, определенными с учетом грунтовых условий площадки строительства, более 0,6g;

в) с грунтовыми отложениями, содержащими поверхностный слой мощностью более 10 метров, в пределах которого скорости распространения поперечных волн составляют менее 100 м/с;

г) с грунтовыми отложениями, способными к разжижению;

д) с просадочностью грунтов, плавунами, карстами, горными выработками, сильной нарушенностью пород физико-геологическими процессами;

е) расположенные в зонах возможного прохождения селевых потоков или оползней;

ж) с крутизной склонов более 15°, сложенных рыхлыми водонасыщенными грунтами или породой с сильно нарушенной структурой.

На площадках, указанных в 9.1.6а, 9.1.6б, 9.1.6в и 9.1.6г строительство новых зданий и сооружений может осуществляться с разрешения уполномоченного

государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан.

При строительстве на площадках, указанных в 9.1.6в, 9.1.6г и 9.1.6д, следует проводить инженерные мероприятия по улучшению свойств грунтов или их замене, принимать меры к укреплению оснований зданий и сооружений.

Мероприятия по улучшению свойств грунтов и укреплению оснований зданий и сооружений должны исключать возможности разрушения грунта, неустойчивости склонов и остаточных осадков, вызванных разжижением или уплотнением грунта при землетрясении.

Строительство зданий и сооружений на площадках, указанных в 9.1.5е, без специальных мероприятий по их защите от селевых потоков, обвалов и оползней не допускается.

На площадках строительства с крутизной склонов более 15° контур зданий и сооружений должен быть расположен вне пределов плоскости скольжения, положение которой устанавливается расчетом склонов на устойчивость с учетом сейсмических воздействий.

8.2 Типы грунтовых условий

[3.1.2(1) НП] Для оценки влияния местных грунтовых условий на параметры сейсмических воздействий, грунтовые условия площадок строительства классифицированы на типы IА, IБ, II и III, характеризующиеся стратиграфическими профилями и свойствами грунтов, приведенными в Таблице 6.1.

В соответствии с положениями СН РК EN 1998-1:2004/2012 типы грунтовых условий площадок строительства, в зависимости от вида и состояния пород, образующих поверхностную толщу, могут оцениваться:

- а) по значениям средних скоростей распространения поперечных волн в поверхностных грунтовых толщах;
- б) по результатам динамического зондирования грунтов (испытаний на динамическую пенетрацию);
- в) по результатам испытаний, характеризующих прочность грунтов на сдвиг в недренированном состоянии.

ПРИМЕЧАНИЕ Из-за дефицита фактических данных методы оценки грунтовых условий площадок строительства по результатам испытаний, указанных выше, в настоящем Пособии не рассматриваются.

[3.1.2(2)] Тип грунтовых условий площадки строительства, если это возможно, должен быть классифицирован по значению средней скорости распространения поперечных волн $v_{s,30}$.

При классификации грунтовых условий площадки, помимо средней скорости распространения поперечных волн в 30-метровой поверхностной толще ($v_{s,30}$), следует учитывать среднюю скорость распространения поперечных волн в 10-метровой поверхностной толще ($v_{s,10}$).

При отсутствии данных о скоростях распространения поперечных волн в поверхностных толщах, для оценки влияния местных грунтовых условий на параметры

сейсмического воздействия допускается пользоваться описательными данными, приведенными в Таблице 6.1.

[3.1.2(3)] Средние скорости распространения поперечных волн $v_{s,30}$ следует вычислять в соответствии с выражением (9.1):

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (8.1)$$

где h_i и v_i — означают толщину (в метрах) и скорость распространения поперечной волны (с уровнем деформаций сдвига 10^{-5} или меньше) для i -й формации или слоя при общем количестве слоев N , присутствующих в верхней 30-метровой грунтовой толще.

Средние скорости распространения поперечных волн $v_{s,10}$ следует вычислять в соответствии с выражением:

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (8.2)$$

где h_i и v_i — означают толщину (в метрах) и скорость распространения поперечной волны (с уровнем деформаций сдвига 10^{-5} или меньше) для i -й формации или слоя при общем количестве слоев N , присутствующих в верхней 10-метровой грунтовой толще.

С целью накопления экспериментальных данных и установления соответствующих корреляционных зависимостей измерения скоростей распространения поперечных волн в поверхностных грунтовых толщах рекомендуется, по возможности и в зависимости от вида и состояния пород, образующих поверхностную толщу, сопровождать испытаниями грунтов на пенетрацию и на сдвиг в недренированном состоянии.

Среднее значение количества ударов в 30-метровой толще при стандартных испытаниях на пенетрацию $N_{SPT,30}$ следует вычислять в соответствии с выражением:

$$N_{SPT,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} \quad (8.3)$$

где:

$N_{SPT,i}$ — количество N_{SPT} ударов в слое i .

Стандартные испытания на динамическую пенетрацию должны соответствовать положениям СН РК EN 1997-2:2009/2011 и ENISO 22476-3. Любые отступления от положений ENISO 22476-3 должны быть соответствующим образом обоснованы и утверждены.

Среднее значение прочности грунта $c_{u,30}$, находящегося в недренированном состоянии, следует определять из выражения:

$$c_{u,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{c_{u,i}}} \quad (8.4)$$

где:

$c_{u,i}$ – прочность грунта, находящегося в недренированном состоянии в слое i .

Тип грунтовых условий строительной площадки не допускается изменять исходя из:

- а) конструктивных особенностей фундаментов;
- б) глубины заложения фундаментов;
- в) изменения характеристик грунтов в результате их усиления или замены на локальном участке.

9 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

При проектировании фундаментов и оснований зданий и сооружений следует соблюдать положения СН РК EN 1998-5:2004/2013, СН РК EN 1997-1:2009/2011 «Геотехническое проектирование – часть 1: Общие правила», , специальные требования, приведенные в соответствующих разделах СН РК EN 1998-1:2004/2012, а также положения пособий, разработанных в развитие СН РК EN 1998.

Предварительные размеры фундаментов и глубина заложения их подошвы определяется без учета сейсмических воздействий на основании требований СН РК EN 1997-1:2009/2011. Глубина заложения фундаментов при грунтах IА, IБ и II категории по сейсмическим свойствам (см. табл. 6,1 данного пособия) принимается такой же, как и для несейсмических районов, но не менее 1 м.

При грунтах III категории по сейсмическим свойствам рекомендуется принимать специальные меры по устройству надежного основания, в том числе водопонижение и искусственное упрочнение грунтов (уплотнение, химическое закрепление и пр.).

В зданиях повышенной этажности (более 5 этажей) глубину заложения фундаментов рекомендуется увеличивать путем устройства подвальных этажей. Подвалы следует располагать, как правило, под всем отсеком здания. В случае необходимости устройства подвалов под отдельными частями отсека должно соблюдаться условие симметрии расположения подвала в плане относительно обеих горизонтальных осей отсека. Переход от подвальной части здания к бесподвальной делается уступами в соответствии с указаниями выше.

Последующее уточнение размеров фундаментов с учётом сейсмических воздействий следует выполнять на основании результатов расчётов и положений СН РК EN 1998-5:2004/2013.

При выборе типа фундаментов и их размеров следует соблюдать положения 5.2 и 5.4 СН РК EN 1998-5:2004/2013, ограничивающие риски, связанные с неопределенностью поведения фундаментов при сейсмических воздействиях.

[2.2.4.2(1)Р] Жесткость фундаментов должна быть достаточной для равномерной (насколько это возможно) передачи нагрузок от надфундаментного строения к основанию.

[2.2.4.2(1)P]Для одного сооружения, в общем случае, следует использовать только один тип фундамента. Исключение составляют мосты и сооружения, состоящие из динамически независимых отсеков.

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, следует предусматривать на одном уровне.

В случае заложения ленточных фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от более углубленной части к менее углубленной делается уступами. Уступы должны быть не круче 1:2, а высота уступа - не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва.

При необходимости заложения рядом стоящих столбчатых фундаментов на разных уровнях должно быть выполнено условие

$$\frac{-\Delta H}{a} \leq tg\psi \quad (8.1)$$

где ΔH - разность отметок фундаментов;

a - расстояние в плане от ближней границы дна котлована более заглубленного фундамента до края фундамента с меньшей глубиной заложения;

ψ - угол сдвига, определяемый по формуле

$$tg \psi = tg(\varphi - \Delta\varphi) + c/p_{cp}; \quad (8.2)$$

φ - расчетное значение угла внутреннего трения грунта;

$\Delta\varphi$ - расчетное уменьшение φ , принимаемое равным при сейсмичности 7 баллов - 2° , 8 баллов - 4° и 9 баллов - 7° ;

c - расчетное значение удельного сцепления грунта;

p_{cp} - среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента при особом сочетании нагрузок.

Столбчатые фундаменты под колонны, разделенные осадочным швом, должны располагаться на одном уровне.

Рекомендации п. 8.7 не распространяются на скальные основания.

В случае если отдельные фундаменты колонн каркасных зданий не могут воспринимать сдвигающие усилия от сейсмической нагрузки, их необходимо соединять с соседними фундаментами. В качестве таких связей могут быть использованы фундаментные балки. Над стыками фундаментных балок с фундаментами следует укладывать симметрично оси ряда сетки длиной 2 м из арматуры диаметром 8 - 10 мм с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных - 200 мм.

Для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) на основаниях из нескальных грунтов рекомендуется устраивать фундаменты в виде перекрестных железобетонных лент или сплошной плиты.

В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков должна быть обеспечена перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях. Глубина перевязки

блоков должна быть не менее $\frac{1}{3}$ их высоты. Все вертикальные и горизонтальные швы необходимо тщательно заполнить раствором марки не ниже 25.

В зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов должно быть предусмотрено усиление углов и пересечений стен путем закладки в горизонтальные швы арматурных сеток.

По верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм с продольной арматурой диаметром 10 мм в количестве, зависящем от расчетной сейсмичности: при 7 баллах - три стержня, при 8 баллах - четыре стержня и при 9 баллах - шесть стержней (или эквивалентное им по сечению количество стержней других диаметров). Через 300 - 400 мм продольные стержни должны быть связаны поперечными стержнями диаметром 6 мм.

На скальных грунтах для зданий с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов не требуется выполнение дополнительных конструктивных мероприятий по увеличению сейсмостойкости сборных ленточных фундаментов и стен подвалов, за исключением случаев, когда эти мероприятия необходимы по расчету.

Гидроизоляционные слои в стенах следует выполнять из цементного раствора.

При просадочных и набухающих грунтах следует предусматривать мероприятия по укреплению оснований в соответствии с указаниями, приведенными в нормах проектирования оснований и фундаментов на просадочных и набухающих грунтах, и конструктивные мероприятия, обеспечивающие совместную работу фундаментных блоков.

Специальные требования к основаниям и фундаментам некоторых типов зданий и сооружений, а также правила учёта контактного взаимодействия зданий и сооружений с основаниями приведены в соответствующих разделах СН РК EN 1998-5:2004/2013.

9.1 Фундаменты мелкого заложения

9.1.1 Обзор

Поведение фундаментов мелкого заложения, подверженных сейсмическим нагрузкам можно рассматривать как состоящие из нескольких проявлений. Длительная статическая нагрузка приводит к некоторой осадке фундамента. Для относительно небольших сейсмических нагрузок большинство фундаментов будет работать в основном в линейно-упругой стадии. Увеличение нагрузки до максимальной динамической нагрузки, вызывает нелинейные реакции грунта, которые становятся существенными и приводят к значительному увеличению деформаций грунта.

Предельная нагрузка на фундамент будет зависеть от заданной динамической нагрузки, кратковременных горизонтальных нагрузок и моментов, вызывающих снижения суммарной вертикальной нагрузки. От кратковременных нагрузок, которые превышают предельные значения, может произойти смещение фундамента. Боковая нагрузка может образовать большие сдвиги с большим остаточным смещением, если кратковременная горизонтальная нагрузка направлена в одну сторону. Подъем и колебания грунта могут привести к некоторому движению, в то время как потеря несущей способности приведёт к осадке, смещению и крену. В дополнение к кратковременным и

остаточным деформациям оснований, которые возникают от нагрузок, передаваемых через конструкцию на фундамент, дополнительные смещения могут возникнуть в результате движений при перемещении грунта. В этом случае осадка является следствием уплотнения грунта, разжижения и бокового расширения.

Исторически сложилось так, что при проектировании фундамента, спроектированного с учётом сейсмической нагрузки, необходимо было достигнуть условие, чтобы избежать смещения. Предположения неподвижного основания часто были сделаны для структурного анализа и проектирования фундамента, выполняющего этот принцип поведения. Тем не менее, в последнее время была признана тенденция, что ограниченные смещения фундамента (как кратковременные и постоянные) могут поглощать значительную энергию и позволяют существенно экономить в строительстве. Практические методы проектирования, основанные на использовании этого подхода были разработаны, особенно в практике Америки и Новой Зеландии. Но в тоже время EN 1998: 2004 однозначно не говорит о величине смещения при геотехническом проектировании.

9.1.2 Предельная несущая способность фундаментов мелкого заложения

EN 1998-5 требует, чтобы предельная несущая способность столбчатых фундаментов при сейсмическом воздействии должна быть определена до начала скольжения по подошве и потери несущей способности. Эти подходы рассматриваются в следующих разделах.

9.1.3 Скольжение

Соппротивление трению по подошве фундамента на несвязных грунтах выше уровня грунтовых вод, F_{Rd} , может быть рассчитана по следующей формуле:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \varphi}{\gamma_M}$$

Где: N_{Ed} = расчетное продольное усилие на основание

φ = угол внутреннего трения

γ_M - это частный коэффициент (1,25 для $\tan \varphi$).

Для связных грунтов эквивалент отношения равен:

$$F_{Rd} = \frac{s_u A}{\gamma_M}$$

где A = площадь сечения подошвы фундамента

s_u = недренированная прочность грунта

γ_M это частный коэффициент (1,4 для s_u).

Большинство фундаментов расположены ниже уровня поверхности земли и поэтому возникает дополнительное сопротивление скольжению, за счёт пассивного сопротивления на их вертикальных гранях. Для некоторых типов основания (например, опорах мостов) это сопротивление весьма существенно. Однако мобилизация полного пассивного сопротивления требует значительных смещений, которые могут составить от 2 до 6% глубины заложения фундамента (см., например, Мартин и Ян (1995)). Такие перемещения могут превышать предельно допустимые значения для конструкций и, следовательно, конструкция фундамента может включать только часть полного пассивного сопротивления. EN 1998-5 требует, чтобы не произошло обрушение скольжением на горизонтальном основании, должно выполняться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{Rd}$$

где E_{Rd} = расчётное боковое сопротивление от давления грунта, составляющее не более 30 процентов от полного пассивного сопротивления.

10 РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

10.2 Методика, предложенная в Еврокоде

10.2.1 Устойчивость против потери сейсмической несущей способности.

В приложении F EN 1998-5 представлен альтернативный метод оценки несущей способности фундаментов мелкого заложения. Результат получен на основе долгосрочной европейской исследовательской программе, в том числе результатах полевых работ, аналитических и численных решений и экспериментальных результатов (Peeker и Salen, 1991; Dormieux и Peeker, 1995; Саленонанд Peeker, 1995a, 1995b; Auvinet др. ай, 1996; Paolucci и Peeker 1997a, 1997b; Peeker 1997). Несущая способность фундамента мелкого заложения при сейсмической нагрузке может быть проверена с помощью следующего выражения, связывающего прочность грунта, эффекты расчётного воздействия (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) на уровне фундамента и силы инерции в грунте:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0, \quad (10.13)$$

$$\text{где } \bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{\max}}$$

$N_{\max}$ — предельная несущая способность фундамента под действием вертикальной центральной нагрузки, определяемая в п. 10.2.2 и 10.2.3;

B — ширина фундамента;

НТП РК 08-05.1-2013

$\bar{F}$ — безразмерная сила инерции грунта, определяемая в п. 10.2.2 и 10.2.3;

γ_{Rd} — частный коэффициент модели (значения для этого параметра приведены в п. F.6);

$a, b, c, d,$ — численные параметры, зависящие от типа грунта, определяемые в п. F.4.e, $f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$

где N_{Ed}, V_{Ed} и M_{Ed} - расчетные усилия, действующие на уровне фундамента, и на остальной части численных параметров в уравнениях с (8.18) по (8.21), зависит от типа грунта и приведены в таблицах 8.5 и 8.6.

Таблица 8.5 – Значения параметров, используемых в уравнении (8.18)

Только связные грунты				Только связные грунты			
Параметр	Значение	Параметр	Значение	Параметр	Значение	Параметр	Значение
<i>A</i>	0.7	<i>k</i>	1.22	<i>a</i>	0.92	<i>k</i>	1.00
<i>B</i>	1.29	<i>k'</i>	1.00	<i>b</i>	1.25	<i>k'</i>	0.39
<i>C</i>	2.14	<i>c_t</i>	2.00	<i>c</i>	0.92	<i>c_t</i>	1.14
<i>D</i>	1.81	<i>c_m</i>	2.00	<i>d</i>	1.25	<i>c_m</i>	1.01
<i>E</i>	0.21	<i>c'_m</i>	1.00	<i>e</i>	0.41	<i>c'_m</i>	1.01
<i>F</i>	0.44	β	2.57	<i>f</i>	0.32	β	2.9
<i>M</i>	0.21	γ	1.85	<i>m</i>	0.96	γ	2.8

Таблица 8.6 – Значения частных коэффициентов γ_{Rd}

Тип грунта	γ_{Rd}
Средней плотности и плотный песок	1.00
Рыхлый сухой песок	1.15
Рыхлый влажный песок	1.50
Не пластичная глина	1.00
Пластичная глина	1.15

Shallow foundations

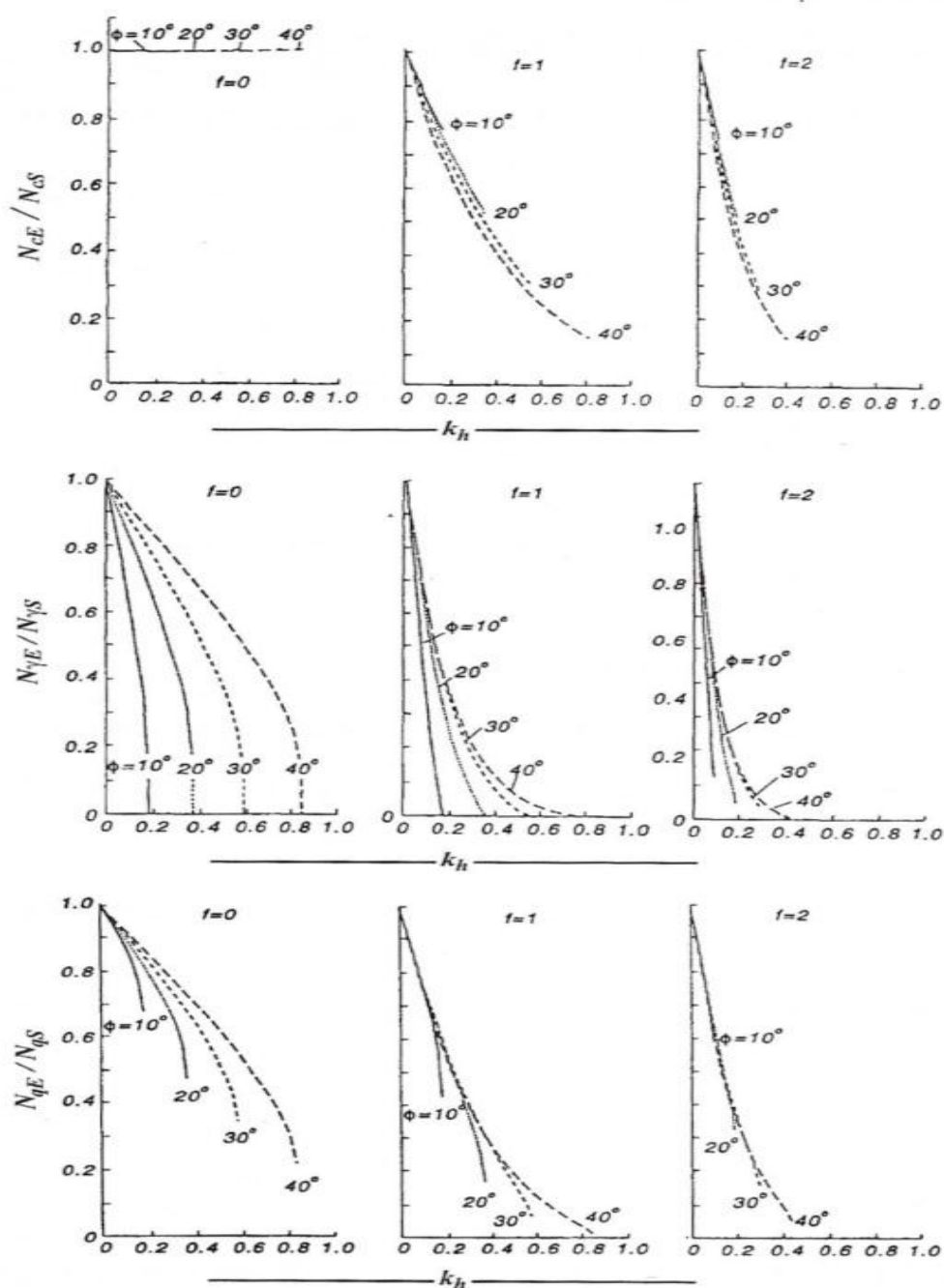


Рисунок 8.9 - Сейсмические коэффициенты несущей способности с горизонтальным ускорением и углом внутреннего трения

10.2.2 Полностью связный грунт

Для полностью связных грунтов или насыщенных несвязных грунтов предельная несущая способность под действием вертикальной центральной нагрузки $N_{\max}$ выражается следующим образом:

$$N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{n}}{\gamma_M} B, \quad (10.14)$$

где $\bar{c}$ — недренированная прочность грунта на сдвиг, c_u , для связного грунта или циклическая недренированная прочность на сдвиг, $\tau_{cy,u}$, для несвязных грунтов;

γ_M — частный коэффициент для свойств материала (см. п. 3.1 (3)).

Безразмерная сила инерции грунта $\bar{F}$ вычисляется следующим образом:

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}}, \quad (10.15)$$

где ρ — удельная масса грунта;

a_g — расчётное ускорение грунта для грунта типа А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

a_{gR} — номинальное пиковое ускорение грунта для грунта типа А;

γ_I — коэффициент значимости;

S — коэффициент грунта, определенный в EN 1998-1:2004, п. 6.2.2.

Следующие ограничения наложены на выражение для определения общей несущей способности:

$$0 < \bar{N} \leq 1, |\bar{V}| \leq 1. \quad (10.16)$$

10.2.3 Полностью несвязный грунт

Для полностью сухих несвязных грунтов или для насыщенных несвязных грунтов без значительного роста порового давления предельная несущая способность фундамента под действием вертикальной центральной нагрузки $N_{\max}$ вычисляется следующим образом:

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma, \quad (10.17)$$

где g — ускорение силы тяжести;

a_v — вертикальное ускорение грунта, которое можно принять равным $0,5 a_g \cdot S$;

N_γ — коэффициент несущей способности, функция расчетного угла сопротивления грунта сдвигу φ'_d (который включает в себя частный коэффициент для свойств материала γ_M из п. 3.1(3), см.Е.4).

N_γ — коэффициент несущей способности, определяется уравнением (8.26):

$$N_\gamma = 2 \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'_d}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi'_d} + 1 \right] \tan \varphi'_d \quad (8.26)$$

Где φ'_d - расчетный угол сопротивления сдвигу, определяется уравнением (8.27)

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi} \right) \quad (8.27)$$

Где φ' - угол сопротивления сдвигу.

Безразмерная сила инерции грунта $\bar{F}$ вычисляется следующим образом:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \varphi'_d}. \quad (10.18)$$

Следующее ограничение наложено на общее выражение:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}. \quad (10.19)$$

10.2.4 Численные параметры

Значения численных параметров в общем выражении несущей способности, зависящие от типов грунта, определенных в 10.2 и 10.3, приводятся в Таблице 10.1

В самых общих случаях $\bar{F}$ может быть принята равной 0 для связных грунтов. Для несвязных грунтов $\bar{F}$ можно пренебречь, если $a_g \cdot S < 0,1 g$ (т. е. если $a_g \cdot S < 0,98 \text{ м/с}^2$).

Частный коэффициент модели γ_{Rd} принимает значения, указанные в Таблице F.2.

Таблица 10.1 — Значения численных параметров, используемых в выражении

	Полностью связный грунт	Полностью несвязный грунт
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Таблица 10.2 — Значения частного коэффициента модели γ_{Rd}

Песок средней плотности — плотный песок	Рыхлый сухой песок	Рыхлый насыщенный песок	Чувствительная глина	Нечувствительная глина
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

11 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

11.1 Общие данные

Свайные фундаменты широко используются на суше, и под водой, чтобы передать нагрузки от конструкций на несущий слой грунта или на коренные породы. Инженеры-геотехники призваны проектировать фундаменты глубокого заложения, когда неглубокие слои грунта под зданием либо не в состоянии поддерживать нагрузки, действующие на фундамент мелкого заложения, либо если неглубокие слои могут потерять устойчивость из-за циклических касательных напряжений, вызванных сейсмической нагрузкой. При таких обстоятельствах крайне важно рассчитать свайные фундаменты, которые передают нагрузку от конструкций к более твердому и устойчивому слою грунта, на более глубоких уровнях или на коренных породах. В этой главе проектирование свайных фундаментов с учетом сейсмической нагрузки рассматривается в EC8 Часть 5 (2003), также как и некоторые из нынешних результатов исследований. Это, пожалуй, целесообразно, если некоторые из хорошо известных примеров разрушений свайных фундаментов во время или после нагрузки от землетрясения рассчитываются в первую очередь.

11.1.1 Примеры разрушений свайных фундаментов в период землетрясения

Хотя свайные фундаменты широко используются в регионах с высокой сейсмичностью во всем мире, есть ряд примеров, когда свайные фундаменты не выдержали сейсмическую нагрузку во время сильных землетрясений. Такие отказы свай в работе могут привести либо к разрушению или к чрезмерной осадке и повороту.

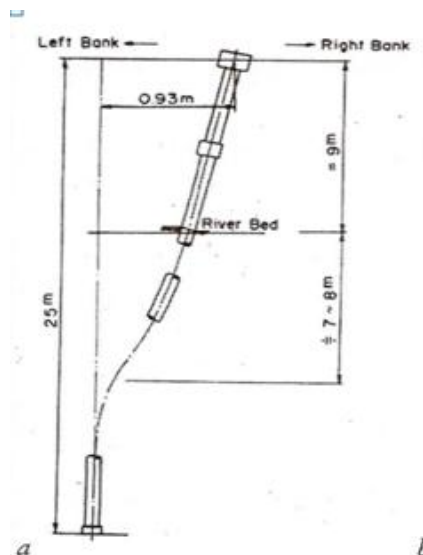
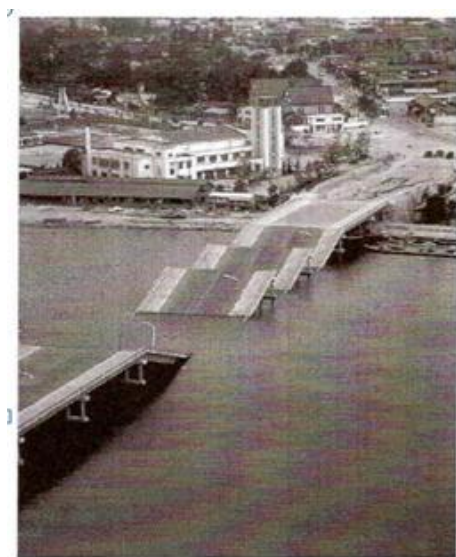


Рисунок 11.1 а) Разрушение моста Showa б) вырванная свая, после Хамада, (Япония, 1922).

Во время 1964 землетрясения Ниигата мост Showa рухнул, как показано на рисунке 9а. Рисунок 9б показывает одну из свай, которая была вырвана во время землетрясения, в то время рисунок 9в показана схема из рухнувших пролетов. Разрушение моста Showa

объяснили многими причинами. Например, Хамада (1992) предположил, что боковое распространение грунта после разжижения вызвало большие перемещения на свайных головках и привело к перемещению пролетов. Бхаттачария и др. (2005a) предположили, что потеря устойчивости свай в разжиженных песках могла вызвать разрушение моста Showa. Разрушение моста Showa не единственное событие. Много и других обрушений, связанных с свайными фундаментами.

Известно, что здание порта в Kandla-port перенесло вращение около 110° после землетрясения Bhuj 2001 года, как показано на рисунке 11.2. Свайные фундаменты, поддерживающие это здание пострадали от неравномерной осадки. Аналогично Tokimatsu и др. (1997) описывают обрушение трехэтажного здания, которое опирается на свайные фундаменты, в 1995 во время землетрясения Kobe, как показано на рисунке 11.3. Они полагают, что провал причальной стенки привел к движению грунта со стороны моря, что привело к разрушению свайного фундамента. Боковое уширение грунта это дополнительная нагрузка на сваю. Сваи должны быть надлежащим образом спроектированы для поддержания этих дополнительных боковых нагрузок.



Рисунок 11.2 - Вращение высокого здания из каменной кладки на свайных фундаментах во время землетрясения Bhuj (Madabhushi et al. 2005)

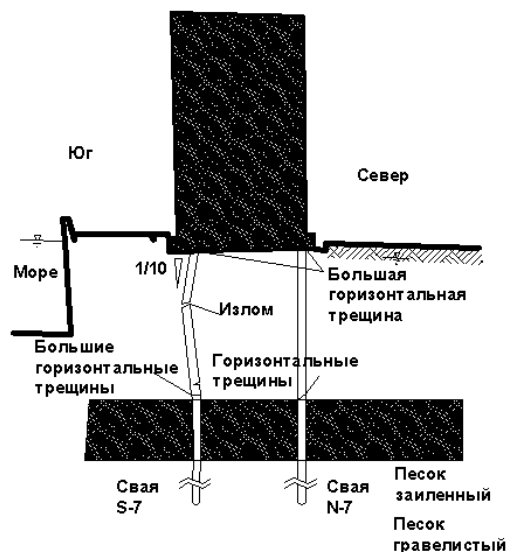


**Рисунок 11.3 - Обрушение свай в трехэтажном здании в 1995
во время землетрясения в Кобе**

11.1.2 Уроки, извлеченные из разрушений свайного фундамента

Свайные фундаменты, судя по всему, страдают при землетрясении от целого ряда причин. Полный список свайных фундаментов различных структур, которые были плохо проявлены, составлен Бхаттачарией, Madabhushi и Болтоном (2004). Несущая способность слоев грунта, в которые сваи передают нагрузки, могут изменить свой характер под сильным циклическим нагружением. Кроме того сваи должны выдерживать инерционную и кинематическую нагрузку. Во многих случаях провалы свайного фундамента, могут быть, связаны с "разжижением" грунта на некоторой глубине вокруг свай. Аналогично наличие неразжиженного слоя, таких как тугопластичной глины, покрывающей разжижаемый слой, вызывает дополнительную нагрузку, особенно если участок находится на склоне. Исследования показали, что склоны как и слабые, как и от 10° до 30° могут привести к боковому смещению разжиженного грунта и любого неразжиженного слоя, покрывающего разжиженный слой, (Хей и др. А.И., 2000).

11.1.3 Положения ЕС8

Нормальный статический расчёт свайных фундаментов должен быть выполнен в соответствии с положениями ЕС7 Часть 1 (1995). Кроме того, ЕС8 рекомендует, что вероятность сжижения всех слоёв грунта на данной площадке строительства должна быть тщательно определена на основе стандартных испытаний грунта на пенетрацию (SPT), проведённых на месте. Также было предположено, чтобы тщательно были рассмотрены какие-либо дополнительные нагрузки на сваи и свайные ростверки, которые могут возникнуть в связи с боковым распространением грунта, особенно в присутствии не-сжижаемых слоёв грунта, покрывающих разжижаемый слой. Кроме того, где

прогнозируется разжижение, предполагается, что прочность разжиженного грунта должна быть проигнорирована.

11.2 Проектирование свайного фундамента при статической нагрузке

Статический расчёт свайных фундаментов должен осуществляться в соответствии с ЕС7. Процесс описан ниже для несвязных грунтов. Аналогичный подход может быть использован для связных грунтов с соответствующими конструктивными изменениями. Несущая способность сваи может быть определена как комбинация несущей способности под концом сваи и несущей способности по боковой поверхности:

$$\text{Несущая способность сваи: } Q = Q_b + Q_s \quad (11.1)$$

11.2.1 Несущая способность под концом сваи

Несущая способность под концом сваи зависит от несущей способности грунта на уровне нижнего конца сваи. Она может быть рассчитана с помощью:

$$Q_b = q_b \cdot A_b \quad (11.2)$$

Где A_b – площадь сечения ствола сваи

$$q_b = \sigma'_v \cdot N_q \quad (11.3)$$

Коэффициент несущей способности, N_q , для фундамента глубокого заложения может быть получен с использованием диаграммы, показанной на рисунке 11.4. Эти типы диаграмм были первоначально предложены Березанцевым и др. (1961), а впоследствии уточнены другими исследователями.

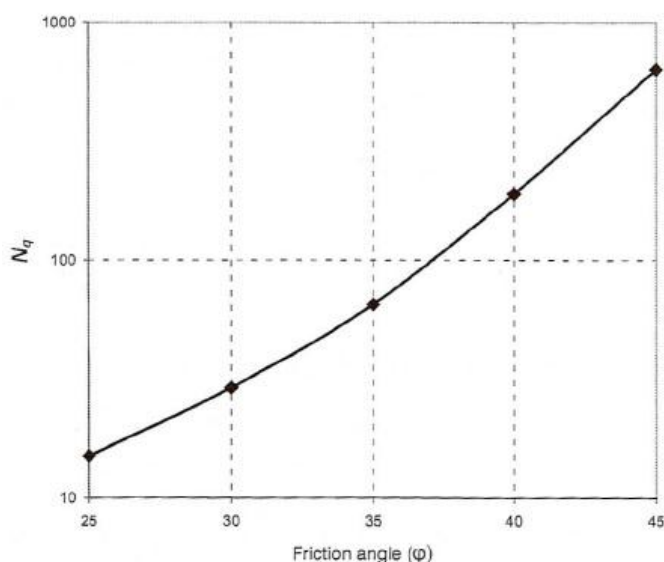


Рисунок 11.4 – Коэффициент N_q несущей способности для фундаментов глубокого заложения

11.2.2 Несущая способность по боковой поверхности

Несущая способность по боковой поверхности получается путём оценки напряжения сдвига сгенерированного вдоль ствола, которая может быть вычислена как:

$$\tau_s = K_s \cdot \sigma'_s \cdot \tan \delta \quad (11.4)$$

где K_s зависит от типа свай и установки (забивная или буронабивная свая), σ'_s является эффективным напряжением на уровне, где было рассчитано напряжение сдвига и δ - угол трения между свайей и грунтом.

Для забивных свай, $K_s \leq 1$, консервативно принимаем $K_s = 1$.

Для того чтобы получить пропускную способность при трении, необходимо интегрировать напряжение сдвига по площади поверхности сечения свай, используя следующее уравнение:

$$Q_s = 2\pi r \cdot \int_0^L \tau_s \quad (11.5)$$

где r это радиус свай и L длина свай.

Общая несущая способность свай может быть определена как комбинация несущей способности под концом свай и несущей способности по боковой поверхности. Следует отметить, что, когда присутствуют несколько свай, шаг свай должен быть от 2 до 3 диаметров свай; чем ближе расстояние между сваями, тем ниже работоспособность свайного куста.

Кроме того, свай должны быть разработаны в соответствии с процессом, описанным в ЕС7 с учётом соответствующих национальных Приложений. Этот аспект изложен в примере проектирования, представленном в разделе 11.7.

11.3 Действие разжижения на свайные фундаменты

Разжижение грунта является объединением явлений, как разрушение грунта гидродинамическим давлением, вспучивание грунта, грязевые вулканы и т.д., которые приводят к большой потере прочности в рыхлых водонасыщенных грунтах. Хорошо известно, что с точки зрения разжижения, рыхлые песчаные и пылеватые грунты являются особенно уязвимыми. В главе 8, разделы с 8.3.1 по 8.3.3, мы видели, как определить является ли данный участок подверженным сжижению, используя в точке тесты, такие как стандартные испытания грунта на пенетрацию (SPT) или статическое испытание грунта зондированием (CPT). ЕС8 требует оценку строительной площадки для определения его уязвимости к разжижению. Свайные фундаменты могут пострадать от последствий разжижения грунтов вокруг них в ряде причин. Далее они рассмотрены подробно.

11.3.1 Потеря устойчивости свай при продольном изгибе в сжимаемых грунтах

Свай являются гибкими стержнями, которые поддерживаются окружающим грунтом. Обычно свайные фундаменты не страдают от изгиба, исключая случаи, когда их

помещают в очень слабых грунтах и несут большие осевые нагрузки. Как уже говорилось в разделе 11.1, несущий элемент - рассчитывать с помощью основной несущей способности и поверхностного трения сваи. Горизонтальные напряжения, возникающие вокруг площади поверхности сваи формируют поверхностное трение, а также обеспечивают боковые силы сопротивления.

Во время землетрясения, если грунт страдает от разжижения (как определено с помощью ЕС8 Часть 5 (2003) процесс, описанный в главе 8, раздел 8.3.3), то боковое сопротивление (и поверхностное трение), могут быть потеряны. По ЕС 8 части 5 прочность любого слоя грунта, которые разжижаются, должна быть проигнорирована. Кроме того, если сваи воспринимают большие осевые нагрузки, то они могут привести к потере устойчивости. Недавние исследования в Кембридже (Бхаттачария и др., 2004, 2005b) показали, что изгиб сваи является возможным механизмом разрушения, если выполняются следующие условия:

- Если сваи полностью заглублены концевой опорой, т.е. нижний конец сваи помещён в коренные породы;
- Если свая воспринимает относительно большую осевую нагрузку по сравнению с критической нагрузкой Эйлера (нагрузка, вызывающая потерю устойчивости), аналогично колонне.

Критическая нагрузка Эйлера может быть рассчитана довольно просто с помощью следующего уравнения:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (9.6)$$

Где EI это изгибная жесткость сваи и L_e это приведенная длина сваи.

11.3.1.1 Условия жесткости и приведенная длина сваи

Приведенная длина, L_e , зависит от условий опирания концов сваи. Например верхняя поверхность сваи почти всегда присоединена к свайному ростверку. Это обеспечивает вращательное закрепление. Тем не менее, свайный ростверк может быть в состоянии 'отклонения' вбок, особенно если есть боковое распространение несжиженного слоя вокруг свайного ростверка. Так на верхней поверхности сваи, мы обычно ожидаем вращательное закрепление, но не поступательное. У основания сваи, если нижний конец сваи помещен в коренные породы на достаточной глубине, будет и вращательное и поступательное ограничение. Эти условия даст эквивалентная длина, L_e , должна быть длиной сваи в сжиженном грунте. С другой стороны, если верхняя поверхность сваи может свободно вращаться и перемещаться и основание сваи фиксируется в обоих

вращениях и перемещениях, тогда L_e будет в два раза больше длины сваи в сжиженном грунте. Это показано на рисунке 11.5.

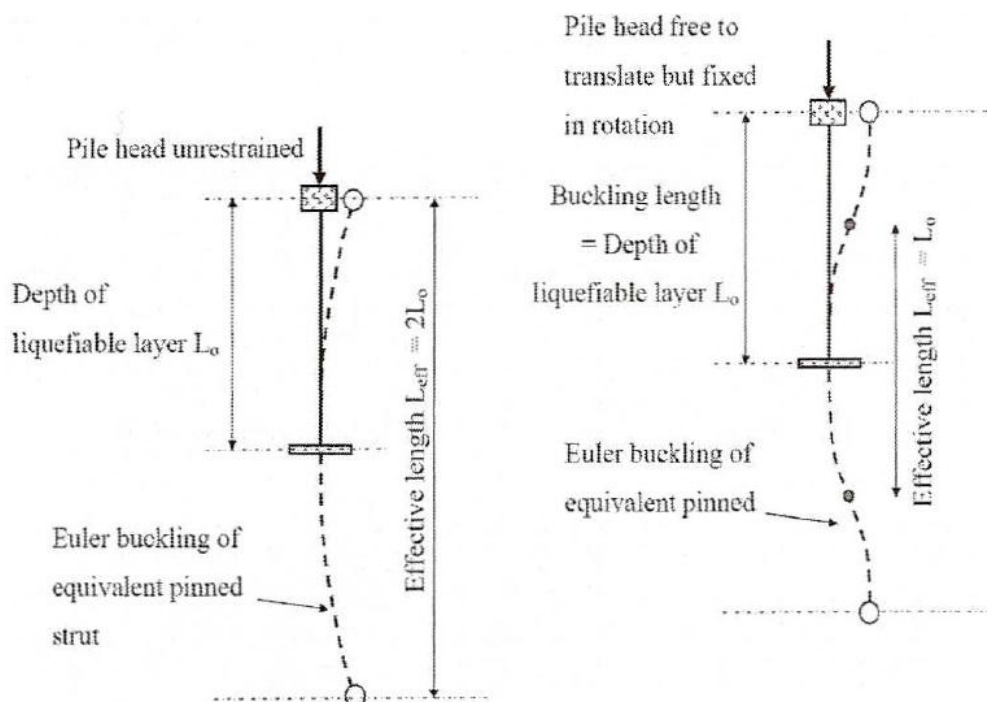


Рисунок 11.5 Форма потери устойчивости и расчётная длина

Аналогично можно легко получить эквивалентные длины для других условий опирания конца, рассматривая форму потери устойчивости сваи. Следует отметить, что критическая нагрузка Эйлера очень восприимчива к приведенной длине. После того, как приведенная длина определена и изгибная жесткость сваи известна, критическая нагрузка Эйлера может быть рассчитана.

11.3.1.2 Коэффициент гибкости

Концепция коэффициента гибкости сваи также может быть использована для проверки расчёта сваи при любой возможной потере устойчивости. Коэффициент гибкости может быть определён как:

$$k = \frac{L_e}{r} \quad (11.7)$$

Где: r - это минимальный радиус инерции сечения сваи задается формулой $\sqrt{\frac{I}{A}}$,

I - это момент инерции сечения относительно самой слабой оси и A это площадь поперечного сечения сваи. Для трубчатой сваи минимальный радиус инерции может быть оценён как 0,35 наружного диаметра сваи.

Коэффициент гибкости k может быть использован для быстрой проверки восприимчивости свай к изгибу, если вероятность разжижения высока, т.е. следует ожидать разжижение грунта вокруг свай, на основе методологии рассмотренной в главе 8, разделы с 8.3.1 по 8.3.3. Если коэффициент гибкости k намного меньше чем 50, свая можно считать в целом в безопасности от потери устойчивости, так как свая будет вести себя больше как короткая колонна, а не длинная колонна. Для коэффициента гибкости k больше чем 50, потери устойчивости свай необходимо учитывать в связи с осевой нагрузкой, приложенной на свай и при опирании конца свай и т.д., как описано ранее.

11.3.1.3 Критическая нагрузка на свай

Обычно применяемая осевая нагрузка должна быть меньше, чем критическая нагрузка Эйлера на коэффициент 5 или больше. Расчёт критической нагрузки Эйлера - это для «идеализированных» ситуаций, когда нагрузка полностью концентрируется на оси свай и свая не имеет никаких отклонений. Любое отклонение от этих условий может привести к большим падениям оценочной критической нагрузки. Поэтому разумно взять большой коэффициент между критической нагрузкой Эйлера и расчётной осевой нагрузкой на сваю. Аналогичным образом, следует отметить, что обычный расчёт не учитывает нагрузки от момента, приложенной на свайный ростверк. Конечно, наличие нагрузки от момента на свайный ростверк снова снижает изгибающую нагрузку. Кроме того, любое боковое смещение ростверка из-за бокового распространения грунта после сжижения может вызвать дополнительные Р-Δ эффекты. Кроме того, любые ошибки в расстановке свай при отклонении свай во время установки, позволят снизить изгибающую нагрузку. Этим ситуациям должно быть уделено должное внимание.

11.3.2 Боковое перемещение на склонах

Одним из побочных эффектов разжижения грунта является то, что грунт начинает двигаться вниз в направлении уклона. Это часто называют как "боковое перемещение". Последние землетрясения, такие как землетрясения на Тайване и землетрясения в Индии привели много примеров бокового перемещения грунта. На рисунках с 11.6 по 11.9 представлены некоторые примеры бокового перемещения. На рисунке 11.6 видно боковое перемещение склона прямо на опору моста. Ясно, что такое боковое распространение будет генерировать большие боковые усилия из-за пассивных напряжений, возникающих в грунтовом клине вверх по склону. Под собственным весом, грунт будет распространяться вниз по склону, как показано на рисунке 11.7. Берег реки, как показано на рисунке 11.7, часто формирует продольные трещин параллельно реке, как и весь уклон, пытается переместиться в реку в следствии землетрясений, вызывающих разжижение.

Похожий ущерб был также замечен во время землетрясения Bhuj 2001 года в Индии. На рисунке 11.8 видно боковое движение, которое произошло рядом с железнодорожной линией, которая построена в сыпучих материалах порта Navlakhi в Gujarat. Это привело к серьезному нарушению портовых операций, и значительная часть железной дороги должна была быть перенаправлена. На рисунке 11.9 видно боковое распространение, что произошло на низовом откосе земляной плотины в штате Gujarat.

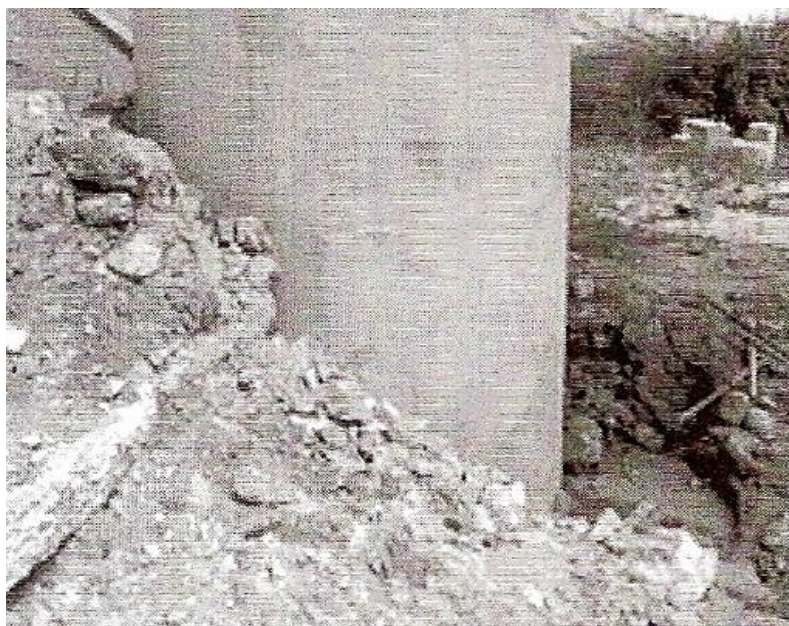


Рисунок 11.6 Боковое перемещение у промежуточной опоры нового моста Taichung, Тайвань



Рисунок 11.7 Боковое перемещение уклона берега реки в Taichung, Тайвань

Сваи часто используются для стабилизации верхового и низового откосов земляных плотин. Если весь склон подвергается боковому перемещению, такие сваи должны противостоять большим боковым усилиям, созданным пассивными давлениями грунта.



Рисунок 11.8 Боковое распространение рядом с железнодорожной линией в порту Navalakhi в Gujarat, Индия



Рисунок 11.9 Боковые перемещения вниз по уклону откоса земляной плотины

11.3.2.1 Угол уклона

Почему сжиженный грунт обладает очень малым сопротивлением сдвигу, по определению, вполне понятно. Даже слегка наклонная поверхность подвержена к боковому перемещению грунта. На основе динамических испытаний, на центрифуге, проведённых в Кембридже, Хей и др. (2000) пришли к выводу, что поверхность с наклоном даже от 3° до 6° страдает от бокового перемещения. Аналогичные результаты были получены и другими исследователями политехнического института Rensselaer (RPI) (Dobry и др., 2003) и университета Калифорнии в Дэвисе (Brandenberg др., 2005). Величина бокового расширения, полученного из-за наклонной поверхности, как правило, в порядке нескольких метров. Если избыточное давление воды в порах, образовавшееся в сжиженном грунте, сохраняется в течение нескольких десятков секунд, можно оценить величину бокового расширения, с использованием скользящего анализа блока Newmarkian, с соответствующим изменением включить действующее напряжение в плоскость скольжения. Haigh и др. (2000) показали, что такие расчеты дают боковое перемещение в несколько метров. В контексте свайных фундаментов, которые прорезают подвижные слои грунта, очевидно, что боковое перемещение в несколько метров создают достаточные деформации грунта и формируют условия для создания полных пассивных давлений грунта. Это становится более важно, когда не разжиженный слой расположен выше сжиженного слоя. Кроме того, если эти верхние слои - глинистые с низкой гидравлической проводимостью, то они усугубляют проблему, помогая сжиженному слою сохранить избыточное давление воды в порах на более длительный срок.

11.3.2.2 Наличие несжиженных поверхностных слоёв и их последствия

Боковое распространение поверхностного слоя может наложить дополнительную нагрузку на свайные фундаменты, проходящие через них. Что ещё более важно, возможно, что существуют несжиженные слои над сжиженным слоем, что также может начать боковое распространение на сжиженном слое, как показано на рисунке 11.10.

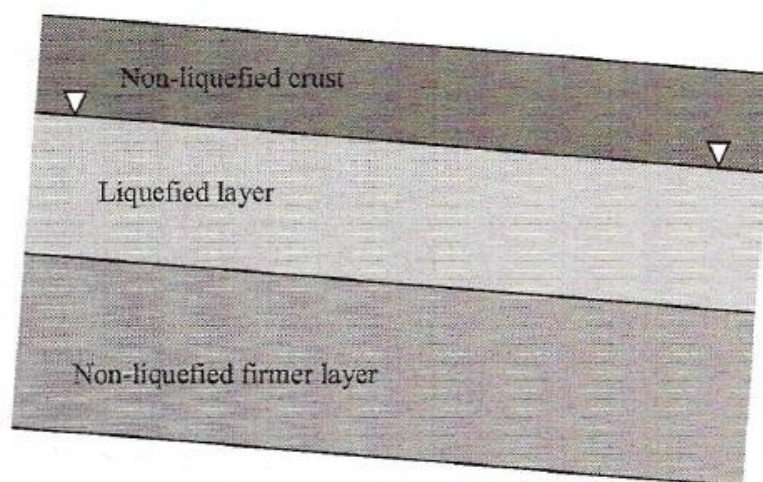


Рисунок 11.10 Слой несжиженного грунта покрывающий слой сжиженного грунта

Такой несжиженный поверхностный слой может привести к образованию больших боковых усилий на свайные фундаменты, проходящие через эти грунты. В некоторых случаях пассивное давление грунта, оказываемое не сжиженным поверхностным слоем может доминировать над боковым усилием на свайный фундамент, делая приложенное сжиженным слоем боковое усилие на сваи относительно небольшим. Dobry и др. (2003) предположил, что для упрощённого расчёта боковых усилий, образованных сжиженным слоем можно пренебречь при условии, что учитываются пассивные давления грунта, образовавшиеся вследствие несжиженного поверхностного слоя.

11.4 Сравнение статических и динамических функциональных требований свайных фундаментов

Как было уже сказано в разделе 11.2, статический расчёт свай должен осуществляться в соответствии с указаниями, приведенными в ЕС7 и его положений. Тем не менее, важно, сравнить эксплуатационные требования свайных фундаментов под статической и динамической нагрузкой.

11.4.1 Кинематическая и инерционная нагрузка

Для многих типов конструкций преобладающей статической нагрузкой на свайные фундаменты является вертикальное усилие на сжатие. Нагрузка от землетрясения будет устанавливать требования к сваям, чтобы противостоять значительным боковым усилиям и моментам с дальнейшей возможностью воспринимать растягивающие усилия. Деформация свай может существенно зависеть от деформаций грунта, в котором они заделаны, и в частности, разжижение, вызванное боковым перемещением, может нанести серьезный ущерб на свайные фундаменты.

Требования к нагрузкам от сейсмических воздействий на сваи требуют различного геотехнического и конструктивного расчёта этих элементов по сравнению со статическим эквивалентом. Нагрузки от землетрясения отличаются от других форм экологических и технических нагрузок, вызванных циклическим нагружением, так как в местах движения грунтов создаются нагрузки на сваю, в дополнение к свайным нагрузкам, полученным в результате движения поддерживаемой конструкции. Движение в грунтах создаёт «кинематическое взаимодействие» между свайей и грунтом в то время, как нагрузка от конструкции создаёт «инерционное взаимодействие» (рис. 11.11).

ЕС8 Часть 5 отмечено, что изгибающие моменты от кинематического взаимодействия нужно считать только тогда, когда соблюдаются все следующие условия:

- Грунт типа D, SL или S2 и содержит последовательные слои, резко отличающиеся жёсткостью.
- Зона умеренной или высокой сейсмичности, и класс ответственности конструкции III или IV.

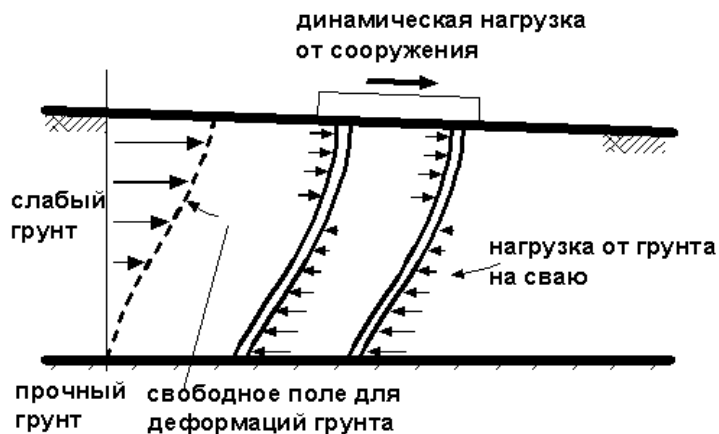


Рисунок 11.11 Кинематическое и инерционное взаимодействие

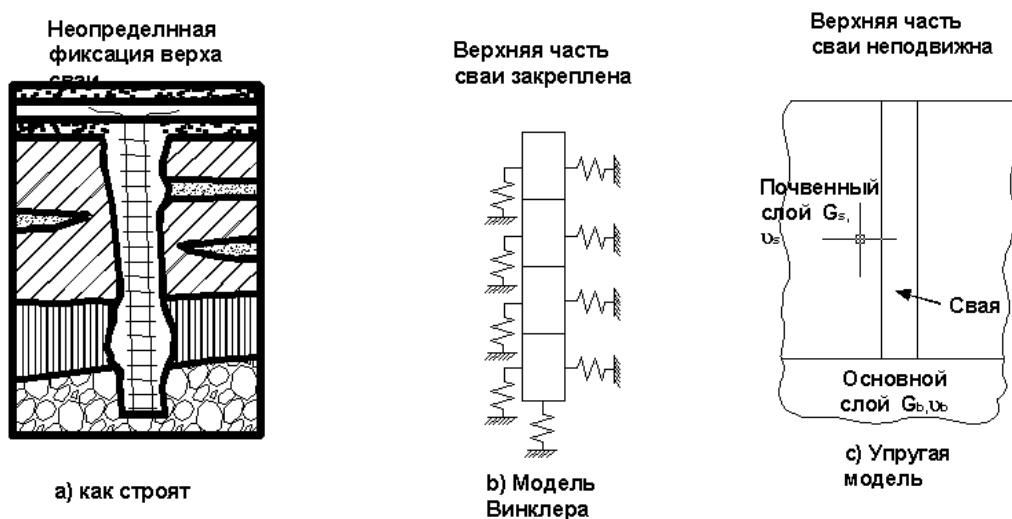


Рисунок 11.12 Альтернативные модели нагрузки на сваи - анализы отклонений

11.4.2 Статический анализ отклонения свай от нагрузки

Статический анализ прогиба свай выполняют с использованием двух основных моделей, которые следует рассматривать как взаимодополняющие. Эти модели основаны: на гипотезе Винклера, в котором свая моделируется как балка, поддерживаемая серией независимых пружин; и модели упругого грунта, при котором упругая свая рассчитывается для забивания в упругий грунтовый слой (рис. 11.12).

Различные подходы имеют свои сильные и слабые стороны:

- Упругий метод Винклера позволяет нелинейному нагружению реагировать на смещения грунта к свае, чтобы легко включить их с помощью нелинейных p - u или t - z кривых. Эти прогибы могут быть изменены, чтобы

отражать влияние введенных наземных движений вокруг свай. Кроме того, смешанные грунтовые профили также могут быть размещены в прямой форме. Тем не менее, прогибы не учитывают последствий движения грунта в одном месте на движения грунта в прилегающих местах. Это ограничивает надёжность эмпирических методов, используемых для получения р-у и t-z кривых и делает анализ свайных кустов этим методом сложным.

- Метод упругого грунта более удовлетворительный, с теоретической точки зрения правильно проанализирован в качестве поля напряжений и деформаций в грунтах вокруг свай. Это делает метод подходящим для анализа взаимодействия свай в свайных кустах. Однако имеющиеся решения - преимущественно линейно-упругие и на основе достаточно простых грунтовых профилей.

Решения для одиночных свай под статической нагрузкой даются в работах Poulos и Davis (1980) с последующими решениями Davies и Budhu (1986), Budhu и Davies (1987 и 1988) и Gazetas (1991a и 1991b). Они обобщены Пендером (1993) для упругого метода Винклера и упругих моделей для множества распределений жёсткости. Сильные стороны обоих методов могут быть использованы с помощью упругой модели Винклера чтобы уточнить жёсткость грунта, выбранного для горизонтального и вертикального упругого анализа одиночных свай. Уточнённые параметры из одного анализа сваи могут затем быть использованы в упругом анализе свайного куста.

Для статического бокового усилия упругой сваи забитой в упругий грунт, перемещение, u , и вращение, φ , из оголовка сваи задаются:

Таблица 11.1 Коэффициенты гибкости оголовка сваи для статической нагрузки

<i>Flexibility coefficient</i>	<i>Soil stiffness profile</i>		
	<i>Constant</i>	<i>Parabolic</i>	<i>Linear</i>
f_{uH}	$\frac{1.3}{E_s D} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.18}$	$\frac{2.14}{E_{sD} D} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.29}$	$\frac{3.2}{m D^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.333}$
$f_{\theta H} = f_{uM}$	$\frac{2.2}{E_s D^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.45}$	$\frac{3.43}{E_{sD} D^2} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.53}$	$\frac{5.0}{m D^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.556}$
$f_{\theta M}$	$\frac{9.2}{E_s D^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.73}$	$\frac{12.16}{E_{sD} D^3} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.77}$	$\frac{13.6}{m D^4} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{-0.778}$

$$u = f_{uH} + f_{uM}M \quad (11.8)$$

$$\theta = f_{\theta H} + f_{\theta M}M \quad (11.9)$$

где H - это горизонтальное усилие

М э- то момент

$f_{uH}, f_{uM}, f_{\theta H}, f_{\theta M}$ - это коэффициенты гибкости с $f_{\theta H} = f_{uM}$

Коэффициенты гибкости оголовка сваи для трех типов жёсткости грунта, приведенных на рисунке 11.13 могут быть выражены, как показано в таблице 11.1, где m = скорость увеличения жёсткости с глубиной.

Матрица коэффициентов гибкости оголовка сваи может быть обращена, чтобы получить матрицу коэффициентов жёсткости K_{HH}, K_{HM}, K_{MH} и K_{MM} оголовка сваи. Они могут быть использованы для определения горизонтальных и вращательных прогибов, которые воспроизводят реакцию оголовка сваи, таким образом:

$$\begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} = \frac{1}{(f_{uH} f_{\theta M} - f_{uM}^2)} \begin{bmatrix} f_{\theta M} & -f_{uM} \\ -f_{\theta H} & f_{uH} \end{bmatrix} \quad (11.10)$$

Где $K_{HM} = K_{MH}$

$$K_b = \frac{K_{HH} K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{MM} - e K_{HM}} (\kappa H / мм) \quad (11.11)$$

$$K_{\theta} = \frac{K_{HH} K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{HH} - \frac{K_{HM}}{e}} (\kappa H м / мрад) \quad (11.12)$$

Где $e = M/H$.

Изменение жёсткости грунта в анализах рассматриваемых здесь, могут быть приняты в идеализированных грунтовых условиях. Они были бы хорошо приближены для типов грунта, указанных на рисунке 11.13, если слой грунта однородный. Однако, когда слои включают различные типы грунтов, должны быть сделаны подходящие приближения.

11.4.3 Динамический анализ отклонения сваи от нагрузки

11.4.3.1 Общее поведение

Краткое изложение методов, используемых для анализа реакций свай и свайных групп к сейсмическим нагрузкам, предоставляются в Gazetas (1984), Новак (1991) и Пендер (1993). Численные исследования показывают, что реакцию сваи под сейсмическими нагрузками можно считать в трех зонах:

1. Зона вблизи поверхности. Эта зона простирается примерно на восемь диаметров свай под поверхностью грунта и где преобладают инерционные нагрузки.

2. Промежуточная зона. Эта зона существует между ближайшей поверхностью и глубинной зоной и подвержена существенному влиянию и инертных и кинематических взаимодействий.

3. Глубокая зона. Эта зона находится ниже 12 - 15 диаметров сваи от поверхности и здесь преобладают кинематические воздействия.

Приведённая длина сваи, L_{ad} , которая участвует в инерционной реакции, может быть определена для упругих грунтовых условий (Gazetas, 1984) в зависимости от жёсткостей сваи и грунта, и диаметра сваи. Со ссылкой на идеализированные грунтовые условия, показанных на рисунке 11.13:

$$\text{Постоянная жесткость с глубиной: } L_{ad} = 2D \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.25} \quad (11.13)$$

$$\text{Параболическая жесткость с глубиной: } L_{ad} = 2D \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.22} \quad (11.14)$$

$$\text{Линейное увеличение жесткости: } L_{ad} = 2D \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.20} \quad (.15)$$

Где D = диаметр сваи

E_p = модуль Юнга сваи

E_{sD} = модуль Юнга грунта на глубине.

Эти активные длины несколько больше, чем эквивалентные длины, которые могут быть определены для свай под статической нагрузкой. Полевые исследования, выполнение Холлом (1984) и Макриса др. (1996) на инструментальной конструкции сваи при значительных уровнях сейсмической нагрузки показывают, что жёсткость свайной группы имеет тенденцию к значительному снижению при увеличении количества циклов нагрузки.

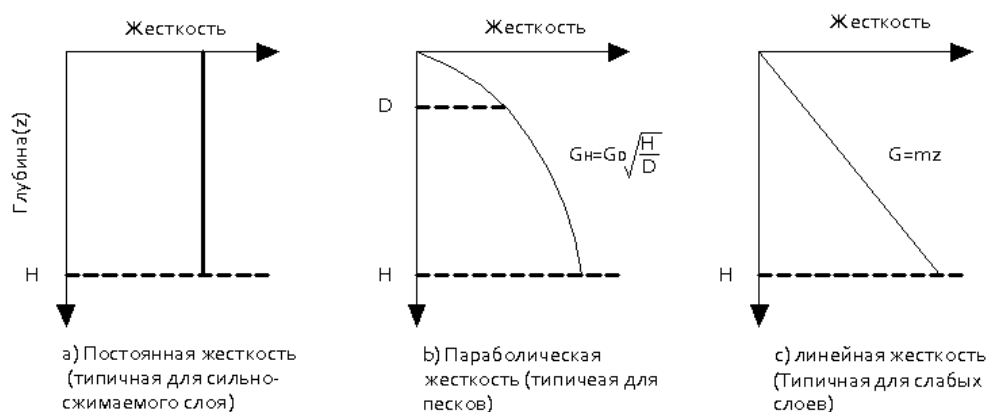


Рисунок 11.13 Идеализированный профиль жесткости грунта

Это связано с эффектами, такими как уменьшение жёсткости грунта, увеличение сдвига вызванного давлением воды в порах в приповерхностной зоне, и развитие неплотного прилегания грунта вокруг верхней части сваи. Эти эффекты увеличивают

приведённую или рабочую длину сваи, которая будет рассмотрена в инерциальной реакции нагрузки.

Концепция приведённой длины сваи полезна для различения «длинных» и «коротких» свай. Для "длинных" свай увеличение длины не влияет на горизонтальную реакцию сваи на инерционную нагрузку. «Короткие» сваи, длиной меньшей, чем L_{ad} , демонстрируют более слабую реакцию на инерционную нагрузку, что и является функцией длины сваи.

11.4.3.2 Гибкость свай

В качестве альтернативного метода, предложенного выше, гибкость сваи может быть определена с помощью следующего подхода. Упругая длина сваи может быть определена с использованием упругой длины сваи, T :

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0.2} \quad (11.16)$$

Где: $E_p I_p$ - это изгибная жёсткость сваи и k это градиент модуля грунта, который варьируется в от 200 до 2000 кН/м³. k принимает значение 2000 кН/м³ при свободно насыщенных условиях грунта. Таким образом, приведённая длина сваи определяется в зависимости от относительной жёсткости сваи-грунта.

Используя значение T , рассчитанное выше, Z_{max} рассчитывается далее:

$$Z_{max} = \frac{L_p}{T} \quad (11.17)$$

Если $Z_{max} > 5$, свая считается гибкая, т.е. его поведение не зависит от длины, и потеря устойчивости всегда обуславливается разрушением при изгибе, с образованием пластического шарнира.

Свая полу гибкая если $5 > Z_{max} > 2.5$, и свая жёсткая если $Z_{max} < 2.5$.

Сваи, которые классифицируются как гибкие будут «Двигаться» вместе с окружающим грунтом и поэтому будут воспринимать инерциальную нагрузку сдвига, переданную от конструкции во время землетрясения. Жёсткие сваи, с другой стороны, будут привлекать значительную нагрузку грунта, так как сваи остаются в одном положении, и грунт будет оказывать пассивные давления на обе стороны сваи в альтернативных циклах нагружения. Эту дополнительную боковую нагрузку, приложенную грунтом необходимо учитывать при проектировании свай.

11.5 Кинематическое воздействие

11.5.1 Классический подход

Удобно анализировать кинематические характеристики свай или свайного куста отдельно от инерциальной реакции. Кинематическая реакция на глубине может быть использована для оценки конструктивного решения свай в средней и нижней части. Кинематическая реакция оголовка свай включена в анализ инерциальной реакции.

В глубоких слоях присутствие свай мало влияет на движение грунта или собственную частоту слоя. Движения свай и грунта, вероятно, будут практически совпадать с частотами, по меньшей мере, в 1,5 раза собственной частоты, f_n слоя. Это наблюдение имеет важное практическое значение, поскольку отклонённая форма свай может быть получена из анализа 1D эквивалентного линейного распространения поперечной волны. Получив форму отклонения свай можно легко определить ее изгибающие моменты и поперечные силы. Следует отметить, что значительные изгибающие моменты могут быть образованы в свае на уровне интерфейсов между зонами различной жёсткости. EC8 Часть 5 требует, чтобы свая оставалась упругой, хотя при определённых условиях они могут развивать пластические шарниры на их оголовках. Места пластических шарниров должны быть разработаны в соответствии с EC8 часть 1, статья 5.8.4.

Для выполнения инерционного анализа реакции требуется кинематическая реакция оголовка свай. Численные исследования показывают, что кинематическая реакция, полученная для одиночных свай применима к свайному кусту, и что кинематическое взаимодействие между грунтом и свободным оголовком свай стабильно, если применяется к фиксированным оголовкам свай.

Пендер (1993) описывает примерную технологию, основанную на Gazetas (1984), которая может использоваться для оценки кинематической характеристики оголовка свай. Во-первых, свободная реакция в верхней части толщи грунта определяется в точке, удаленной от свайного куста. Горизонтальная амплитуда свободного движения поля это u_0 . Тогда зависимое от частоты горизонтальное взаимодействие, I_u , определяется как:

$$I_u = \frac{u_p}{u_0} \quad (11.18)$$

Где u_p = горизонтальная амплитуда движения оголовка свай.

$$\text{Для постоянной жесткости с глубиной: } F = \left(\frac{f}{f_n} \right) \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.30} \left(\frac{L}{D} \right)^{-0.5} \quad (11.19)$$

$$\text{Для параболической жесткости с глубиной: } F = \left(\frac{f}{f_n} \right) \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.16} \left(\frac{L}{D} \right)^{-0.35} \quad (11.20)$$

Таблица 11.2 Значения для горизонтальных кинематических коэффициентов взаимодействия

Коэффициент	Тип жёсткости грунта		
	Постоянная	Параболическая	Линейная
<i>a</i>	0	3.64×10^{-6}	-6.75×10^{-5}
<i>b</i>	0	-4.36×10^{-4}	-7.0×10^{-3}
<i>c</i>	-0.21	6.0×10^{-3}	3.3×10^{-2}

Линейное увеличение жесткости:

$$F = \left(\frac{f}{f_n} \right) \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.10} \left(\frac{L}{D} \right)^{-0.4} \quad (11.21)$$

Где f = принятая частота спектра

f_n = собственная частота слоя

E_p = модуль Юнга свай

E_{sD} = модуль Юнга грунта на глубине D

L и D = длина и диаметр свай.

Используя соответствующее уравнение, значения F рассчитывается для дискретных частот по частотному диапазону значений (т.е. от 0,5 Гц до 40 Гц). Соответствующие значения I_u рассчитываются исходя из следующего выражения:

$$I_u = aF^4 + bF^3 + cF^2 + 1.0 \quad (11.22)$$

С минимальным значением $I_u = 0.5$.

Коэффициенты a , b и c в уравнении данном выше даются в таблице 11.2.

Коэффициенты взаимодействия, представленные этим методом строго применимы только к спектру Фурье. Однако приблизительные результаты могут быть получены с применением коэффициентов взаимодействия непосредственно на свободном поле спектрального ускорения против спектра частотной характеристики. Горизонтальное спектральное ускорение оголовка свай получается просто путём умножения ускорения свободного поля на значения I_u для каждой рассматриваемой частоты.

Изучение спектральных характеристик ускорения представленных при вышеописанном методе показывают, что свай заглушают более высокую частоту воздействия, видимую в свободном поле. Степень этого глушения зависит от

соотношения свай к жёсткости грунта и, особенно от типа жёсткости грунта. Профиль линейно увеличивающейся жёсткости производит затухание на более низких частотах, чем другие профили жёсткости. Pender (1993) отмечает, что реакция свай, оборудованных измерительными приборами при землетрясении, как правило, применяется к профилю увеличивающейся жёсткости, даже если данные Исследования Участка (SI) предлагают применять постоянный или параболический профиль. Это рассматривается из-за размягчения грунта вблизи поверхности под воздействием сейсмической нагрузки.

11.5.2 Кинематическая нагрузка, вызванная боковым перемещением грунта

Достаточно распространённой проблемой является, когда свайные фундаменты используются для передачи нагрузки от здания через тонкие слои глины и через сжижаемый слой в более твёрдый слой грунта или коренные породы, расположенные довольно глубоко. Если грунт на участке с уклоном (даже с очень малым углом наклона), землетрясение, вызвавшее сжижение, может привести слой глины к боковому перемещению, тем самым вызывая большие боковые нагрузки на сваи и свайный ростверк. В таких ситуациях при проектировании свай предполагают, что боковая нагрузка от несжижаемой поверхности играет самую важную роль и учёт сопротивления, оказываемого сжиженным грунтом можно проигнорировать.

Таким образом, поперечная сила, приложенная к глинистой поверхности, может быть определена с помощью коэффициентов несущей способности фундаментов мелкого заложения. Например, если слой глины, покрывающий сжиженный слой, обладает недренированной прочностью грунта S_u , тогда боковое давление, приложенное на свайный ростверк и сваи в этой области, может быть рассчитано следующим образом:

$$q = (\pi + 2) \cdot S_u \quad (11.23)$$

Для других типов грунта, приведённое выше выражение может быть изменено соответствующим образом.

Боковое отклонение свайного ростверка и вращение ростверка и оголовка сваи могут быть определены под действием поперечной силы, вызванной нагрузкой q по площади поверхности сопротивления (границ ростверка и части сваи в этой области). Приведённое выше выражение основано на Верхней Границе Теоремы Пластичности, следовательно, должно обеспечивать безопасное значение.

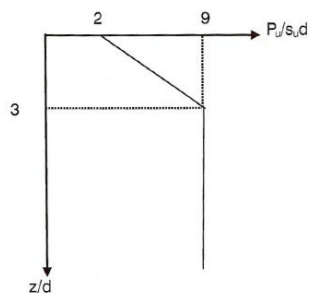


Рисунок 11.14 Изменение нормированной боковой нагрузки с изменением нормированной глубины

Кроме того, верхняя граница из теории Пластичности (Murff & Hamilton, 1993) для бокового сопротивления также может быть использована в связном грунте (показана на Рисунке 11.14 где P_u это боковое сопротивление). Это выражение позволяет силе недренированного сдвига постепенно изменяться с глубиной от поверхности грунта до глубоких областей и поэтому его следует использовать, если несжиженный грунт достаточно глубоко.

Следует отметить, что боковые нагрузки из-за инерции от здания и кинематические нагрузки от бокового распространения грунта в целом не будут происходить одновременно. Тем не менее, для расчёта они могут быть совмещены, что является консервативным предположением. Приложенная нагрузка может быть использована для оценки бокового отклонения оголовков свай и их вращения.

11.5.3 Принятие статической концепции жёсткости оголовка сваи

ЕС8 Часть 5 Приложение Г даёт представление о коэффициентах жёсткости оголовка сваи для трёх типов жёсткостей грунта, представленных на Рисунке 11.13. Они приведены в таблице 11.3 и могут быть использованы в Разделе 11.4.2, Таблице 11.1. Как и прежде основными параметрами являются:

E = модуль Юнга модели грунта, равной $3G$

E_p = модуль Юнга материала сваи

E_s = модуль Юнга грунта на глубине одного диаметра сваи

d = диаметр сваи

z = глубина сваи.

После того как нагрузка на оголовок сваи и ростверк определены как описано в Разделе 11.4.3, коэффициенты жёсткости в таблице 11.3 могут быть использованы, чтобы определить боковые и поперечные перемещения оголовка сваи и вращения ростверка.

Таблица 11.3 – Статическая жёсткость свай заделанных в три модели грунта

Грунтовая модель	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2 E_s}$
$E = E_s \frac{z}{d}$	$0.6 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.35}$	$0.14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.8}$	$-0.17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.6}$
$E = E_s \sqrt{\frac{z}{d}}$	$0.79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.28}$	$0.15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.77}$	$-0.24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.53}$
$E = E_s$	$1.08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$0.16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75}$	$-0.22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.5}$

11.6 Инерционная реакция

Инерционный анализ реакции использует динамическую реакцию, полученную из кинематического изучения взаимодействия для оценки сейсмических смещений и вращений оголовка сваи или конструкции. Движущие силы оголовка сваи являются производными от массы и жёсткости конструкции.

Обычно конструкция может быть упрощена до системы с одной степенью свободы, в то время как свайный фундамент обладает поступательной и вращательной степенями свободы.

11.6.1 Система относительной жёсткости сваи-грунта

Реакция фундамента на горизонтальную инерциальную нагрузку и момент определяется методом сочетания жёсткости и демпфирования, аналогичным реакции фундамента мелкого заложения. В то время, как жёсткость одной сваи не чувствительна к частоте, условия взаимодействия свайного куста и затухание излучения зависят от частоты.

Распространённый способ направления одиночной сваи или свайной группы к инерционной нагрузке является использование концепции сопротивления:

$$S(\omega) = \frac{R(t)}{U(t)} \quad (11.24)$$

$$C S(\omega) = K(\omega) + i\omega C$$

Где $S(\omega)$ = сопротивление для типа реакции (скольжение, колебание и т.д)

$R(t)$ = динамическое усилие или момент

$U(t)$ = динамическое перемещение или вращение

$K(\omega)$ = динамическая жёсткость сваи (кН/м)

ω = частота (рад/с)

C = коэффициент демпфирования (кН.с/м)

$i = (-1)^{0.5}$.

Функция сопротивления – удобно выразить в виде комплексной переменной, так как компонент затухания, являющийся функцией скорости, не совпадает по фазе с упругой жёсткостью. Затухание также может быть выражено как зависимые безразмерные частотные коэффициенты, $\xi(\omega)$, для различных видов реакций где:

$$\xi(\omega) = \frac{\pi f C}{K} = \frac{\omega C}{2K} \quad (11.25)$$

Это позволяет разработать альтернативное выражение для определения сопротивления:

$$S(\omega) = K[k(\omega) + 2\xi(\omega)i] \quad (11.26)$$

С помощью функций сопротивления, определенных в приведенных выше уравнениях, любое приемлемое статическое выражение реакции на нагрузку для одиночной сваи или свайной группы, может быть использовано в случае динамического нагружения, заменяя совокупность условий для их статических аналогов.

Многочисленные исследования показывают, что $k(\omega)$ это примерная величина для большинства практических значений соотношения жёсткости свай-грунта к значениям частот горизонтального, колебательного и вертикального типа. Поэтому динамическая жёсткость для различных видов может быть принята как похожая на свои статические аналоги.

11.6.2 Коэффициент затухания

Значения коэффициентов затухания, ζ , данные Гэйзетасом (1991a) приведены для одиночных свай, заделанных в упругие грунты с профилем жесткости, показанной на Рисунке 11.13, как показано в таблице 11.4. Отметим, что ζ_{HH} это затухание из-за горизонтального движения под горизонтальной нагрузкой, ζ_{HM} относится к горизонтальному движению из-за приложенного момента и ζ_{MM} относится к вращательному движению из-за приложенного момента.

Все выражения из Таблицы 11.4 применяются только когда для слоя $f > f_n$. Если частота ниже собственной частоты слоя, то не будет затухания излучения и коэффициенты затухания в каждом случае будут равны значению левой части уравнения.

Расчеты, основанные на формулах в Таблице 11.4, были сравнены с ограниченным количеством полевых результатов, в основном полученных из экспериментов, где на отдельных сваях были установлены вибраторы (Пендер, 1993). Данные результаты предполагают, что значения коэффициентов затухания, полученные из этих выражений, предсказывают фактическое затухание примерно на 30 процентов.

Таблица 11.4 Безразмерные коэффициенты демпфирования оголовка сваи

<i>Damping coefficient</i>	<i>Soil stiffness profile</i>		
	<i>Constant</i>	<i>Parabolic</i>	<i>Linear</i>
ζ_{HH}	$0.8\beta = \frac{1.10fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.17}$	$0.7\beta = \frac{1.20fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.08}$	$0.6\beta = \frac{1.8fD}{v_s}$
ζ_{HM}	$0.8\beta = \frac{0.85fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.18}$	$0.6\beta = \frac{0.70fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.05}$	$0.3\beta = \frac{1.0fD}{v_s}$
ζ_{MM}	$0.35\beta = \frac{0.35fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.2}$	$0.22\beta = \frac{0.35fD}{v_s} \left(\frac{E_p}{E_{sD}} \right)^{0.1}$	$0.2\beta = \frac{0.4fD}{v_s}$

Используя условия сопротивления, поведение оголовка сваи может быть уменьшено до поступательных и вращательных прогибов. Инерционная нагрузка может быть определена с использованием одной степени свободы конструкции. Уравнения необходимые для решения реакции такой системы SDOF задаются Уолфом (1985). Полезные разработанные примеры даны Пендером (1993).

Поскольку условия сопротивления это совокупность чисел, расчетные смещения также действительные и мнимые части. Максимальная (реальная) реакция легко определяется путем применения методики Квадратного Корня из Суммы Квадратов (SRSS).

Расчеты на реакцию свайных групп требуют использования динамического коэффициента взаимодействия свайной группы. Они зависят от частоты комплексных функций. Коэффициенты взаимодействия для различных направлений нагрузок и ответов даются Газетасом (1991a); Gazetas и др. (1991); и Makris и Gazetas (1992).

11.6.3 Правила сочетания

Поскольку собственные частоты реакций грунта и конструкции будут различные, правила сочетаний, приведенные в Пункте 4.3.3.5 EC8 Части 1 могут быть использованы для вычисления силы от кинематического и инертного взаимодействия.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(информационное)

Пример расчета несущей способности основания ленточного фундамента

Исходные данные. Ширина подошвы фундамента принята $b = 6$ м при глубине заложения $h = 2$ м. Фундамент опирается на основание, сложенное пылеватым влажным песком, для которого определены следующие характеристические значения физико-механических свойств: удельный вес $\gamma_0 = 15,0 \text{ кН/м}^3$; угол внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$; удельное сцепление $c = 4 \text{ кН/м}^2$. Объемный вес насыпного грунта выше подошвы фундамента $\gamma'_0 = 14 \text{ кН/м}^3$. К подошве фундамента приложены следующие характеристические значения воздействий: вертикальное воздействие $N = 1040 \text{ кН/м}$, горизонтальное воздействие $T = 130 \text{ кН/м}$ и момент $M = 980 \text{ кНм/м}$. Необходимо проверить несущую способность основания.

Решение а). Пример расчета по существующий методике.

По графику рис. 10.2 определяем: $F_1 = 12$; $F_2 = 8,2$; $F_3 = 16,8$. По табл. 10.1 принимаем $k_0 = 0,2$. Ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы ленточного фундамента вычисляем по формулам (10.2) и (10.3):

$$p_0 = 1 \cdot 12 \cdot 1,2 \cdot 10^4 \cdot 2 + (12 - 1)0,4 \cdot 10^4 / 0,49 = 45 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 45 \cdot 10^4 + 1 \cdot 1,5 \cdot 10^4 \cdot 6(8,2 - 0,2 \cdot 16,8) = 80,3 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2.$$

Эксцентриситеты расчётной нагрузки и эпюры предельного давления, согласно формулам (10.4) и (10.5), равны:

$$\varepsilon_\alpha = \frac{98 \cdot 10^4}{104 \cdot 10^4} = 0,94 \text{ м};$$

$$\varepsilon_n = \frac{6(80,3 - 45)10^4}{6(80,3 + 45)10^4} = 0,28 \text{ м};$$

Величина $l_p < (e/6)b$, следовательно, имеет место полное опирание подошвы фундамента на грунт.

Так как $e_n < e_p$, несущую способность основания определяем по формуле (10.8):

$$N_{u.eg} = \frac{6 \cdot 1 \cdot 80,3 \cdot 10^4}{1 + 6 \cdot 0,94/6} = 248 \cdot 10^4 \text{ Н/м};$$

Принимаем $\gamma_{seg} = 0,8$ и по формуле (10.1) окончательно получаем

$$N_\alpha = 104 \cdot 10^4 \text{ Н} < 1 \cdot 248 \cdot 10^4 / 1,5 = 166 \cdot 10^4 \text{ Н/м},$$

Следовательно, принятые размеры фундамента по расчету на основное сочетание нагрузок со значительным запасом удовлетворяют проверке по первому предельному состоянию при особом сочетании нагрузок.

Решение б). Пример расчёта по методике Еврокода 8

Исходные данные те же, что в примере А. Устойчивость против потери сейсмической несущей способности ленточных оснований мелкого заложения, покоящихся на поверхности однородного грунта, можно проверить при помощи следующего выражения, связывающего прочность грунта, эффекты расчетного воздействия (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) на уровне фундамента и силы инерции в грунте:

$$\frac{(1-e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1-m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1-f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1-m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0, \quad (\text{A.1})$$

$$\text{где } \bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{\max}} \quad (\text{A.2})$$

$N_{\max}$ — предельная несущая способность фундамента под действием вертикальной центральной нагрузки, определяемая в п. F.2 и F.3;

$B=6\text{м}$ — ширина фундамента;

$\bar{F}$ — безразмерная сила инерции грунта, определяемая в п. F.2 и F.3;

$\gamma_{Rd}=1.50$ — частный коэффициент модели (значения для этого параметра приведены в п. F.6);

a, b, c, d , — численные параметры, зависящие от типа грунта, определяемые в п. F.4.

e, f, m, k ,

k', c_T, c_M ,

c'_M, β, γ

Для полностью сухих несвязных грунтов или для насыщенных несвязных грунтов без значительного роста порового давления предельная несущая способность фундамента под действием вертикальной центральной нагрузки $N_{\max}$ вычисляется следующим образом:

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma, \quad (\text{A.3})$$

где g — ускорение силы тяжести;

a_v — вертикальное ускорение грунта, которое можно принять равным $0,5a_g \cdot S$;

N_γ — коэффициент несущей способности, функция расчетного угла сопротивления грунта сдвигу ϕ'_d (который включает в себя частный коэффициент для свойств материала γ_M из п. 3.1(3), см. E.4).

Расчётные значения ускорений сейсмических воздействий (a_g), принимаемые во внимание при проверке требования по отсутствию разрушений зданий и сооружений, следует определять с учётом референтных значений пиковых ускорений $a_{gR(475)}$ и $a_{gR(2475)}$, определённых по картам ОСЗ I-1₄₇₅ и I-1₂₄₇₅, и значений коэффициента ответственности сооружения.

В качестве расчётного значения ускорения a_g , учитываемого при проверке требования по отсутствию разрушения объектов, следует принимать большее из двух значений:

$$\gamma_I \cdot a_{gR(475)} \quad (\text{A.4})$$

или

$$\gamma_I \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)} \quad (\text{A.5})$$

где:

γ_I — коэффициент ответственности, значение которого следует назначать в зависимости от класса ответственности здания или сооружения.

значение $a_{gR(475)}$, определенное по карте I-1₄₇₅, составляет 0,2g;
 значение $a_{gR(2475)}$, определенное по карте I-1₂₄₇₅, составляет 0,3g;
 значение коэффициента ответственности γ_I равно 1,0.

Исходя из этого находим значения a_g :

$$\frac{2}{3} a_{gR(2475)} \cdot \gamma_I = \frac{2}{3} \cdot 0,3 \cdot 1,0 = 0,2g = a_{gR(475)} \cdot \gamma_I = 0,2.$$

Значение a_g равно 0,2g.

$$a_v = 0,5a_g S = 0,5 \cdot 0,2g \cdot 1,0 = 0,98$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_{\gamma} = \frac{1}{2} (15,0 \cdot 9,8 (1 + 0,98/9,8) \cdot 6^2 \cdot 0,488 / 1,25 = 1136,3 \text{ кН}$$

Безразмерная сила инерции грунта $\bar{F}$ вычисляется следующим образом:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d} = 0,2g / 9,8 \cdot \tan \phi'_d = 0,2 \cdot 9,8 / 9,8 \cdot 0,488 = 0,41 \quad (\text{A.6})$$

Следующее ограничение наложено на общее выражение:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}. m=0,96; k'=0,39.$$

$$0 < N = (1 - 0,96 \cdot 0,41) = 0,823 \quad (\text{A.7})$$

Значения численных параметров в общем выражении несущей способности, для связного грунта приведены в Таблице А.1

Таблица А.1 — Значения численных параметров, используемых в выражении

	Полностью несвязный грунт
a	0,92
b	1,25
c	0,92
d	1,25
e	0,41
f	0,32
m	0,96
k	1,00
k'	0,39
c_T	1,14
c_M	1,01
c'_M	1,01
β	2,90
γ	2,80

В самых общих случаях $\bar{F}$ может быть принята равной 0 для связных грунтов. Для несвязных грунтов $\bar{F}$ можно пренебречь, если $a_g \cdot S < 0,1 g$ (т. е. если $a_g \cdot S < 0,98 \text{ м/с}^2$).

Частный коэффициент модели $\gamma_{Rd=1,5}$ принят как для рыхлого насыщенного песка.

$$N = \frac{1.5 * 1040}{1136.3} = 1.37$$

$$V = \frac{1.5 * 130}{1136.3} = 0.171$$

$$M = \frac{1.5 * 980}{6 * 1136.3} = 0.245$$

$$\frac{(1-0.41*0.41)^{1.14}*(2.9*0.171)^{1.14}}{1.37^{0.92}*[(1-0.96*0.41^1)^{0.39}-1.37]^{1.25}} + \frac{(1-0.32*0.41)^{1.01}*(2.8*0.245)^{1.01}}{1.37^{0.92}*[(1-0.96*0.41^1)^{0.39}-1.37]^{1.25}} - 1 \leq 0$$

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

(информационное)

Б.1 Пример расчета несущей способности основания столбчатого фундамента

Исходные данные. Фундамент, подошва которого имеет размеры $b = 2,8$ м и $l = 4,4$ м, на глубине $h = 1,8$ м опирается на основание, сложенное глинистым грунтом, имеющим следующие расчетные характеристики: $\gamma_0 = 16,3 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 23^\circ$; $c = 12 \text{ кН/м}^2$.

Объемный вес грунта выше фундамента $\gamma'_0 = 15,5 \text{ кН/м}^3$. Требуется произвести расчет основания по первому предельному состоянию на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмичности 8 баллов. При этом к основанию фундамента приложена вертикальная нагрузка $N = 2560 \text{ кН}$, горизонтальная нагрузка $T = 380 \text{ кН}$ и момент $M = 1860 \text{ кНм}$.

Фундамент, подошва которого имеет размеры $b = 2,8$ м и $l = 4,4$ м, на глубине $h = 1,8$ м опирается на основание, сложенное глинистым грунтом, имеющим следующие расчетные характеристики: $\gamma_0 = 1,63 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$; $\varphi = 23^\circ$; $c = 1,2 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2$.

Решение а). Традиционная методика расчета.

Объемный вес грунта выше фундамента $\gamma'_0 = 1,55 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^3$. Требуется произвести расчет основания по первому предельному состоянию на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмичности 8 баллов. При этом к основанию фундамента приложена вертикальная нагрузка $N = 256 \cdot 10^4 \text{ Н}$, горизонтальная нагрузка $T = 38 \cdot 10^4 \text{ Н}$ и момент $M = 186 \cdot 10^4 \text{ Нм}$.

По формуле (8) определим эксцентриситет расчётной нагрузки

$$e_p = 186 \cdot 10^4 / (256 \cdot 10^4) = 0,73 \text{ м.}$$

Условие (12) при этом выполняется ($e_p < (1/3)b = 0,93 \text{ м}$), однако имеет место частичный отрыв подошвы, так как

$$e_p > (1/6)b = 0,47 \text{ м.}$$

Поэтому в соответствии с формулой (13) расчет необходимо проводить для условной ширины фундамента:

$$b_c = 3(2,80/2 - 0,73) = 2,01 \text{ м.}$$

По графику рис. 10.2 и по формулам (10.6) определяем:

$$F_1 = 8,4; F_2 = 5,4; F_3 = 12,7;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 \cdot 2,01/4,40 = 1,69;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 \cdot 2,01/4,40 = 1,4;$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 \cdot 2,01/4,40 = 0,89.$$

Ординаты эпюры предельного давления при $k_0 = 0,1$ (табл. 1) вычисляем по формулам (4) и (5):

$$p_0 = 1,69 \cdot 8,4 \cdot 1,55 \cdot 10^4 \cdot 1,8 + 1,14(8,4 - 1) \cdot 1,2 \cdot 10^4 / 0,42 = 65,9 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 65,9 \cdot 10^4 + 0,89 \cdot 1,63 \cdot 10^4 \cdot 2,01(5,4 - 0,1 \cdot 12,7) = 77,4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2.$$

Максимальное напряжение под краем подошвы фундамента равно:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 296 \cdot 10^4}{3 \cdot 4 \cdot 4 \cdot (\frac{2,8}{2} - 0,73)} = 67 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2$$

т.е. условие (14) выполняется.

Находим по формуле (9) эксцентриситет эпюры предельного давления

$$e_n = \frac{2,01 (77,4 - 65,9) \cdot 10^4}{6 (77,4 + 65,9) \cdot 10^4} = 0,027 \text{ м}$$

При $e_n < e_p$ несущую способность вычисляем по формуле

$$N_{u.eg} = 2,01 \cdot 477,4 \cdot 10^4 / 2 = 342 \cdot 10^4 \text{ Н}$$

Принимая $\gamma_{c.eg} = 0,8 \cdot 1,15 = 0,92$, и $\gamma_n = 1,15$ получаем

$$N_\alpha = 296 \cdot 10^4 \text{ Н} > 0,92 \cdot 342 \cdot 10^4 / 1,15 = 274 \cdot 10^4 \text{ Н}$$

Следовательно, устойчивость основания не обеспечена и требуется увеличить размеры фундамента.

Примем $b = 3$ м, оставляя другие размеры фундамента прежними. Тогда:

$$b_c = 3(3/2 - 0,73) = 2,31 \text{ м};$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 \cdot 2,31/4,40 = 1,79;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 \cdot 2,31/4,40 = 1,16;$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 \cdot 2,31/4,40 = 0,87;$$

$$p_0 = 1,79 \cdot 8,4 \cdot 1,55 \cdot 10^4 \cdot 1,8 + 1,16(8,4 - 1) \cdot 1,2 \cdot 10^4 / 0,42 = 68,6 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 68,6 \cdot 10^4 + 0,87 \cdot 1,63 \cdot 10^4 \cdot 2,31(5,4 - 0,1 \cdot 12,7) = 81,4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 296 \cdot 10^4}{4.4 \cdot 2.31} = 58.3 \cdot 10^4 \frac{H}{m^2} < p_b;$$

$$e_n = \frac{2.31 (81.4 - 68.6) \cdot 10^4}{6 (81.4 + 68.6) \cdot 10^4} = 0.034 \text{ м} < e_a$$

$$N_{u.eg} = 2.31 \cdot 4.4 \cdot 81.4 \cdot 10^4 / 2 = 414 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$N_a = 296 \cdot 10^4 \text{ Н} < 0.92 \cdot 414 \cdot \frac{10^4}{1.15} = 330 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

Окончательно ширина фундамента принята равной 3,3 м.

Б.2 Пример проектирования фундамента мелкого заложения – отдельно стоящий столбчатый фундамент

Исходные данные:

Коэффициент ответственности здания в этом примере принимается $\gamma_I=1$. Предварительные инженерно – геологические исследования площадки строительства были проведены во всех местах. Испытания скважин и SPT и полевые испытания грунта зондированием крыльчаткой проводились на каждом участке. Данные указаны на рисунке Б.2.1. Расчетное ускорение грунта принимается $\alpha g R=0,3 \text{ g}$.

В практической предполагаемой ситуации, в качестве исходного варианта приведены данные для участков А, В, С D

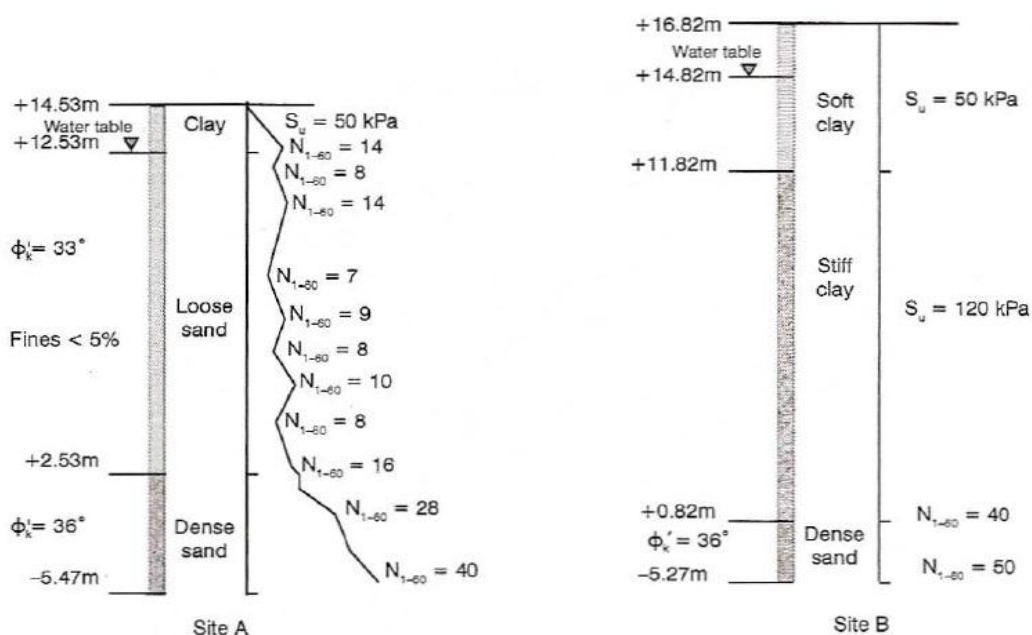
Однако, в этом примере, будет рассмотрен только участок С.

Расчет по предельным состояниям:

1 разрушение сдвигом

2 потеря несущей способности

(смотри раздел 5.4 в ЕС8 «Проверка и определение параметров»)



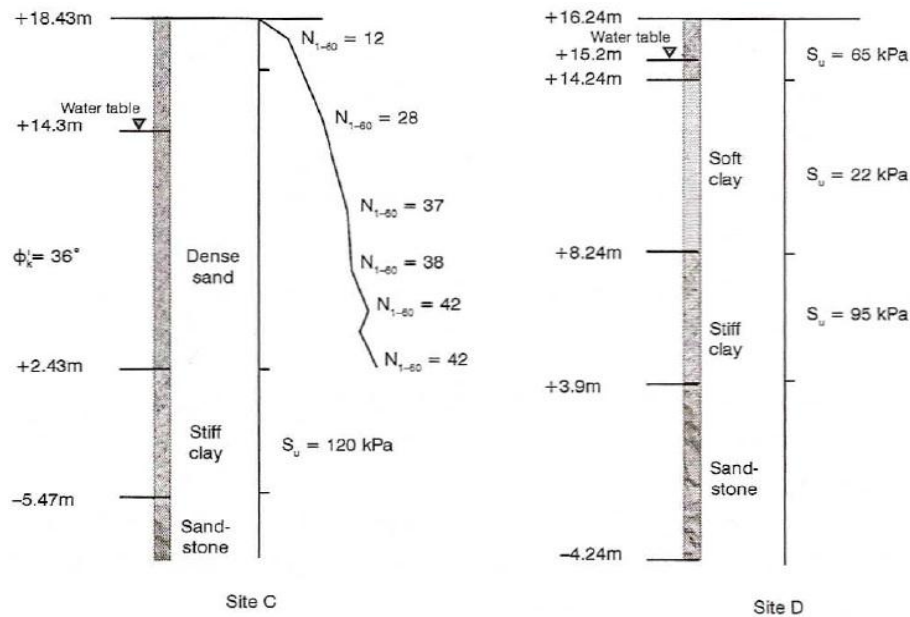


Рисунок Б.2.1 – Скважинные данные с четырех исследованных участков

Наиболее нагружены - колонны вдоль осей С и D, разделенных шагом лишь 3 м, поэтому рассмотрим общий фундамент для оснований этих двух колонн.

В качестве первого приближения, принимаем подошву фундамента 10 м x 4 м, расположенного на 1 м ниже уровня земли, чтобы поддерживать две колонны вдоль осей С и D линий. Наибольшая нагрузка действует на две колонны в пролете вдоль осей С и D, расстоянием 4 м на плане здания.

Эти нагрузки рассчитываются в примере проектирования с учетом аспектов допустимых нагрузок, и показаны в таблице 8.7.

Используя данные получаем следующие расчетные нагрузки:

Таблица Б.2.1 Нагрузки на фундамент

	Колонна С	Колонна D	Полная расчетная нагрузка на фундамент
Продольное усилие	5978 кН	862 кН	6840 кН
Поперечная сила	826 кН	826 кН	1652 кН
Изгибающий момент	2405 кН·м	2088 кН·м	4493 кН·м

Расчетная продольная сила $N_{ed} = 6840$ кН

Расчетная горизонтальная, поперечная сила $V_{ed} = 1652$ кН

Расчетный изгибающий момент $M_{ed} = 4493$ кН·м

Рассмотрим уравнение F.6 (EC8 p 43):

$$N_{max} = \frac{1}{2} pg \left[1 \pm \frac{\alpha_v}{g} \right] B^2 N_\gamma$$

Плотность массы песка равна 1650 кг/м³ (Удельный вес 16,19 кН/м³).

$$\alpha_v = 0.5 \cdot S \cdot \alpha_g$$

В ЕС 8 по таблице 3.1 и 3.2 выбираем коэффициент типа грунта $S = 1.15$. Также

$$\alpha_g = \gamma_1 \cdot \alpha_{gR}$$

Где это коэффициент ответственности здания, который принят равным 1 для этого здания.

Из исходных данных, $\alpha_{gR} = 0,3g$:

$$\alpha_v = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 0,3g = 0,1725g$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} 1650 \cdot 9,81 [1 \pm 0,225] B^2 N_\gamma$$

Угол внутреннего трения для песка должен быть уменьшен с помощью коэффициента γ_m , полученный ранее (см. EC8 p 23).

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_m} \right)$$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 36^\circ}{1,25} \right) = 30^\circ$$

Несущая способность может быть рассчитана следующим образом:

$$N_\gamma = 2 \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_d}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi_d} + 1 \right] \tan \varphi_d$$

$$N_\gamma = 38,8 \cdot \tan 30^\circ = 22,4$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 1650 \cdot 9,81 \cdot 0,8275 \cdot 22,4 \cdot B^2$$

$$N_{\max} = 150 B^2 \text{ кН / м}$$

$$N_{\max, tot} = 150 \cdot B^2 \cdot L \text{ кН}$$

Подставляя размеры подошвы (10м x 4м) мы получаем

$$N_{\max} = 15000 \text{ кН / м}$$

$$N_{\max, tot} = 60,000 \text{ кН}$$

Б.2.2 Разрушение от сдвига

Расчетное сопротивление трению для подошвы выше грунтовых вод:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta_d}{\gamma_m}$$

Принимаем значение γ_m из Уравнения 5.1 (EC8 p 23)

$$\gamma_m = 1,25 \text{ и } \delta_d = \varphi_k.$$

Используем Уравнение 5.2 (EC8 p 23)

$$V_{Ed} = F_{Rd} + E_{Rd}$$

V_{Ed} это расчетное горизонтальное усилие

E_{Rd} это сопротивление сдвигу. Может быть до 30 процентов от пассивного давления грунта в соответствии с EC8.

Б.2.2.1 Сопротивление трению

Угол внутреннего трения для этого песка:

$$\varphi'_k = 36^\circ$$

$$F_{Rd} = 6840 \cdot \frac{\tan 36^\circ}{1,25}$$

$$F_{Rd} = 3975,6 \text{ кН}$$

Следовательно

$$V_{Ed} < F_{Rd}$$

$$(1652 \text{ кН} < 3975,6 \text{ кН})$$

Значит, условие проверки на трение выполняется. Обратите внимание, что в этом примере мы не должны были использовать 30 процентов пассивного сопротивления из EC8, но если бы это было необходимо, мы могли бы рассмотреть 30 процентов пассивного сопротивления для фундамента, как только мы установили бы глубину заложения фундамента ниже уровня земли.

Б.2.3 Проверка на несущую способность

Используя уравнения F.2 (EC8 часть 5 p42) рассчитываем $\bar{N}$, $\bar{V}$, $\bar{M}$

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 6840 \text{ кН}}{60000 \text{ кН}} = 0,114$$

$$\bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 1652 \text{ кН}}{60000 \text{ кН}} = 0,0275$$

$$\bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 4493 \text{ кН}}{60000 \text{ кН}} = 0,0075$$

Используя уравнение F.7 (EC8 p43) рассчитываем $\bar{F}$

$$\bar{F} = \frac{\alpha_g S}{g \tan \phi_d}$$

$$\bar{F} = \frac{0,3_g \cdot 1,15}{g \tan 30^\circ} = 0,598$$

Проверяем уравнение F.8 (EC8 p43)

$$0 \leq \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$$

Постоянные величины m и k' соответственно принимаем из таблицы F.1 (EC8 часть 5 p44).

Значения m=0.96 и k'=0.39.

$$0 \leq 0,114 \leq (1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39}$$

$$0 \leq 0,114 \leq 0,7169$$

Условие выполняется.

Table 8.8 Parameters for dense sand

Parameter	Value	Parameter	Value
a	0.92	k	1.00
b	1.25	k'	0.39
c	0.92	C _T	1.14
d	1.25	C _M	1.01
e	0.41	C' _M	1.01
f	0.32	β	2.90
m	0.96	γ	2.80

Проверяем несущую способность (ЕС8 часть 5 Уравнение F.1):

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{C_T} (\beta\bar{V})^{C_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{C_m} (\gamma\bar{M})^{C_m}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Постоянные величины для песка могут быть приняты по ЕС8 часть 5 как показано в таблице 8.8.

Подставляем значения и проверяем неравенство.

$$\frac{(1 - 0,41 \cdot 0,598)^{1,14} (2,9 \cdot 0,0275)^{1,14}}{(0,114)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,114 \right]^{1,25}} = 0,56375$$

$$\frac{(1 - 0,32 \cdot 0,598)^{1,01} (2,8 \cdot 0,0275)^{1,01}}{(0,114)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,114 \right]^{1,25}} = 0,22628$$

$$0,564 + 0,226 - 1 \leq 0$$

$$-0,2099 < 0$$

Условие выполняется. Фундамент выдерживает максимальную нагрузку. Напомним, что расчет в ЕС8 основан на частных коэффициентах и, следовательно, другой глобальный коэффициент безопасности не должен быть применен.

Рассматриваем план здания (см. Рисунок Б.2.2). Шаг между колоннами вдоль осей С и D 3м. Шаг между колоннами вдоль осей В и Е 20м. Необходимые размеры фундамента запроектированы 10м х 4м.

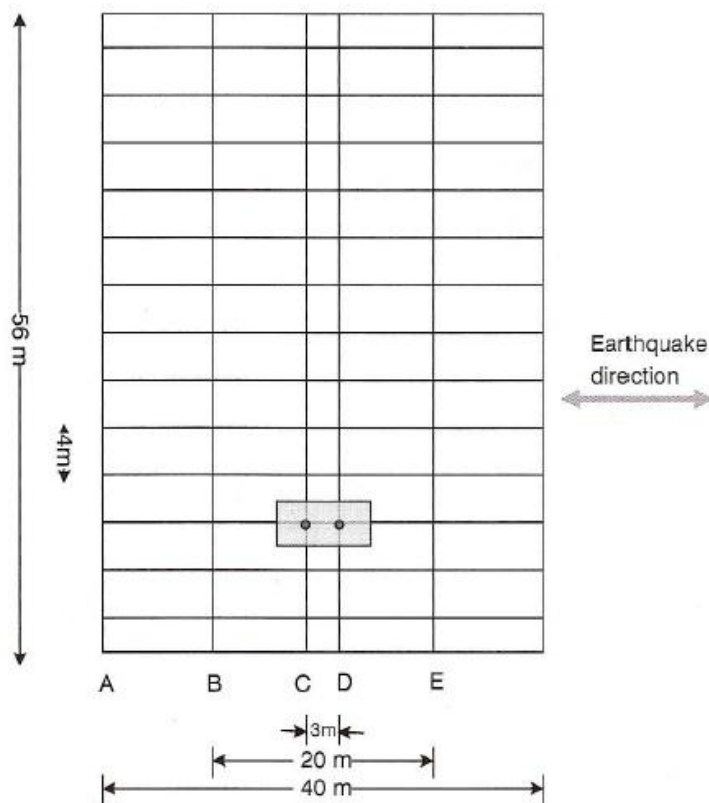


Рисунок Б.2.2 – Расположение фундамента на плане здания

ПРИЛОЖЕНИЕ В*(информационное)***В.1 Пример расчета плитного фундамента.**

В предыдущем разделе был выполнен расчет для отдельно стоящего фундамента вдоль осей С и D. Этот раздел показывает расчет плитного фундамента. Расчетные нагрузки на плитный фундамент принимаются из структурного анализа. Для этого примера расчета, мы будем использовать нагрузки на сооружение для стального каркаса, спроектированного ранее. (Примечание: общая масса конструкции будет несколько больше, когда конструкции приняты из бетона, но следующие расчеты можно легко повторить принимая во внимание увеличение массы.) Для расчета плитного фундамента, мы должны рассмотреть нагрузки от всех колонн. Также мы должны увеличить нагрузку в 7 раз, так как семь пролетов в здании. Нагрузки суммируются и показаны ниже:

Расчетная продольная сила $N_{ed} = 80,522 \text{ МН}$

Расчетный изгибающий момент $M_{ed} = 414,4 \text{ МН} \cdot \text{м}$

Расчетная горизонтальная, поперечная сила $V_{ed} = 21,5 \text{ МН}$

В.2 Разрушение от сдвига**В.2.1 Сопротивление сдвигу**

Угол внутреннего трения для песка: $\varphi_k = 36^\circ$

$$F_{Rd} = 80,5 \cdot 10^3 \frac{\tan 36^\circ}{1,25}$$

$$F_{Rd} = 46,802 \text{ кН}$$

Следовательно

$$V_{ed} < F_{Rd} (21,5 \text{ МН} < 46,8 \text{ МН})$$

Значит, условие проверки на сдвиг выполняется.

(Примечание: как и в случае, отдельно стоящего фундамента, мы не должны были использовать здесь 30 процентов пассивного сопротивления по ЕС 8, но в случае необходимости мы могли бы оценить 30 процентов пассивного сопротивления для основания, как только мы установили бы глубину заложения фундамента.)

В.3 Проверка несущей способности

На глубине заложения отдельно стоящего фундамента, участок С имеет только несвязный грунт.

Рассмотрим Уравнение F.6 (ЕС8 р43)

$$N_{\max} = \frac{1}{2} p g \left[1 \pm \frac{\alpha_v}{g} \right] B^2 N_\gamma$$

Плотность массы песка равна 1650 кг/м^3 (Удельный вес $16,19 \text{ кН/м}^3$).

$$\alpha_v = 0,5 \cdot S \cdot \alpha_g$$

В ЕС 7 по таблице 3.1 и 3.2 выбираем коэффициент типа грунта $S = 1,15$. Также $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$

Где γ_I это коэффициент ответственности здания, который принят равным 1 для этого здания.

Из исходных данных, $\alpha_{gR} = 0,3g$:

$$\alpha_v = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 0,3g = 0,1725g$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} 1650 \cdot 9,81 [1 \pm 0,1725] B^2 N_{\gamma}$$

Угол внутреннего трения для песка должен быть уменьшен с помощью коэффициента γ_m , полученный ранее (см. EC8 p 23). $\gamma_m = 1,25$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_m} \right)$$

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 36^\circ}{1,25} \right) = 30^\circ$$

Несущая способность может быть рассчитана следующим образом:

$$N_{\gamma} = 2 \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_d}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi_d} + 1 \right] \tan \varphi_d$$

$$N_{\gamma} = 38,8 \cdot \tan 30^\circ = 22,4$$

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1650}{1000} \cdot 9,81 \cdot 0,8275 \cdot 22,4 \cdot B^2$$

$$N_{\max} = 150 B^2 \text{ кН / м}$$

Если предположить, что плитный фундамент будет иметь размеры «В x L», мы можем использовать, как и прежде, следующее уравнение:

$$N_{\max, tot} = 150 \cdot B^2 \cdot L \text{ кН}$$

Принимаем плитный фундамент 42 м x 58 м в плане, расположенный на 1 м ниже уровня земли, чтобы поддерживать все здание, с выступом 1 м от осей.

$$N_{\max} = 264600 \text{ кН / м}$$

$$N_{\max, tot} = 15346800 \text{ кН}$$

Используя уравнения F.2 (EC8 часть 5 p42) рассчитываем $\overline{N}, \overline{V}, \overline{M}$

По таблице F.2 (см. EC8 p44) принимаем $\gamma_{Rd} = 1$.

$$\overline{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 80522 \text{ кН}}{15346800 \text{ кН}} = 0,0052$$

$$\overline{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max, tot}} = \frac{21500 \text{ кН}}{15346800 \text{ кН}} = 0,0014$$

$$\overline{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{\max, tot}} = \frac{1 \cdot 414500 \text{ Ї}}{42 \cdot 15346800 \text{ Ї}} = 0,00064$$

Так как значение $\overline{F}$ не меняется с нагрузкой принимаем в расчет:

$$\overline{F} = 0,598$$

Используем табличные значения констант для плотного песка в таблице 8.8, которая была использована при расчете несущей способности отдельно стоящего фундамента.

Проверяем уравнение F.8 (EC8 p43):

$$0 \leq \overline{N} \leq (1 - m \overline{F})^k$$

Постоянные величины m и k' соответственно принимаем из предыдущего расчета, так как они не меняются.

Значения $m=0.96$ и $k'=0.39$.

$$0 \leq 0,0052 \leq (1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39}$$

$0 \leq 0,0052 \leq 0,7169$ Условие выполняется.

Проверяем несущую способность (ЕС8 часть 5 Уравнени F.1):

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{C_T} (\beta\bar{V})^{C_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{C'_m} (\gamma\bar{M})^{C_m}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Подставляем значения и проверяем неравенство.

$$\frac{(1 - 0,41 \cdot 0,598)^{1,14} (2,9 \cdot 0,0014)^{1,14}}{(0,052)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,0052 \right]^{1,25}} = 0,263264844$$

$$\frac{(1 - 0,32 \cdot 0,598)^{1,01} (2,8 \cdot 0,00064)^{1,01}}{(0,0052)^{0,92} \left[(1 - 0,96 \cdot 0,598)^{0,39} - 0,0052 \right]^{1,25}} = 0,262201923$$

$$0,263 + 0,262 - 1 \leq 0$$

$$-0,475 < 0$$

Условие выполняется. Плитный фундамент выдерживает максимальную нагрузку.

Следовательно плитный фундамент с размерами 42 м x 58 м, расположенный на 1 м ниже уровня земли применим для этого здания. План расположения плитного фундамента, который выступает за здание на 1 м показан на рисунке В.1.

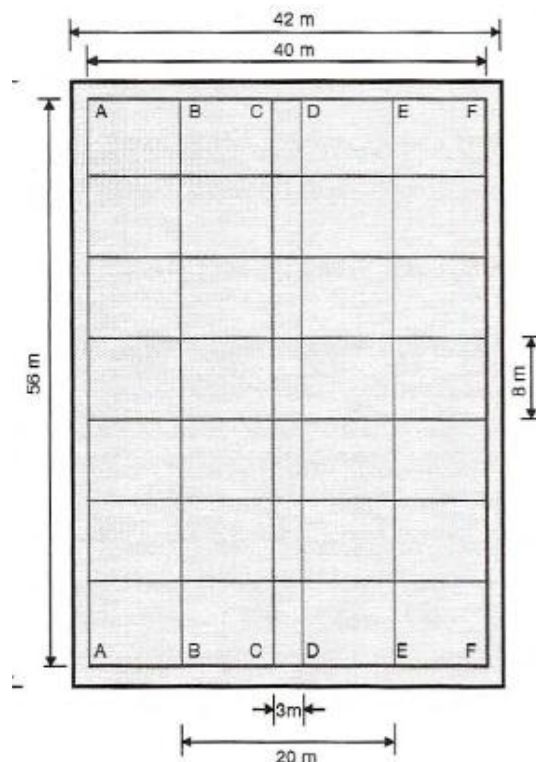


Рисунок В.1 – Расположения плитного фундамента в плане

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

(информационное)

С.1 Пример проектирования свайных фундаментов

В этом разделе мы кратко рассмотрим расчет свайного фундамента под типовую колонну здания, для которого расчет с учетом сейсмических воздействий был выполнен в предыдущих главах. Конечно, в действительности расчет свайных фундаментов будет проведен для отдельных колонн с соответствующей длиной сваи и/или диаметром сваи в соответствии с расчетной нагрузкой на колонны. Здесь мы рассмотрим только одну типовую колонну вдоль оси D на плане здания.

Еще одним условием, которое принимается в данном расчете, является требование к свайным фундаментам. Предполагается, что по экономическим и эксплуатационным соображениям здание будет расположено на объекте N.

С.1.1 Описание геологических условий

В главе 8 для определения вероятности разжижения на участке N были использованы положения ЕС8 Часть 5. Геологический разрез данного участка, выполненный исходя из скважинных данных представлен на рисунке С.1. На основе результатов было установлено, что на этом участке:

- Неразжижаемый твердый слой глины толщиной 2 м, лежащий близко к поверхности земли.
- Анализ разжижения подтверждает, что слой сыпучего песка мощностью 10м, лежащий ниже слоя глины слой является "разжижаемым" при явлении землетрясения.

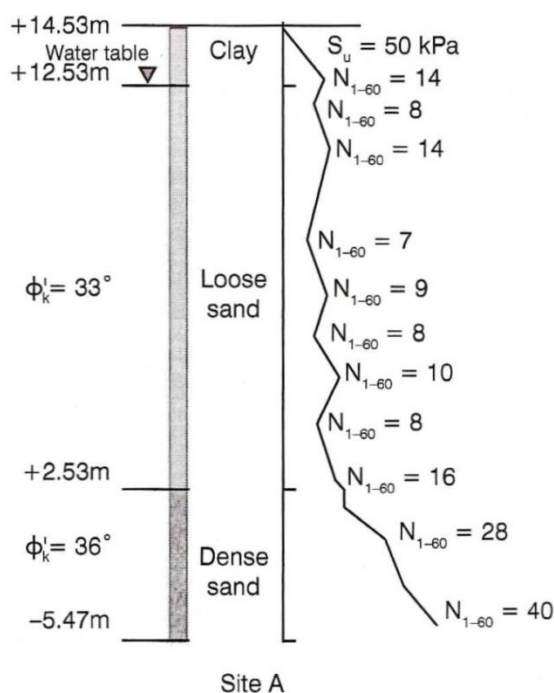


Рисунок С.1 – Геологический разрез участка А

Таблица С.1 Нагрузка на фундамент

	Колонна С	Колонна D
Продольное усилие	5978 кН	862 кН
Поперечная сила	826 кН	826 кН
Изгибающий момент	2405 кН·м	2088 кН·м

Вышеуказанные грунтовые условия данного участка требуют применение свайных фундаментов. Сваи должны будут пройти через слой сыпучих песков и нижний конец сваи должен быть заглублен в слой плотных песков.

С.1.2 Нагрузки на сваи

В главе 3 был рассмотрен расчет каркаса здания. Здесь мы используем нагрузки, полученные из этого расчета (применяя коэффициент 3,9 и выбирая железобетонный каркас здания, который имеет более трудный случай нагружения). Эти нагрузки находятся с внимательным рассмотрением расчета на продавливание и показаны в таблице С.1. Обращаем внимание, что наибольшая нагрузка действует на колонны вдоль ряда В и Г, каждый ряд достигает максимальной нагрузки, пока на другой действует минимальная.

Следовательно, нагрузки на свайный куст следующие:

Расчетная продольная сила $N_{ed} = 5978$ кН

Расчетный изгибающий момент $M_{ed} = 2505$ кН·м

Расчетная горизонтальная, поперечная сила $V_{ed} = 826$ кН

На основании приведенных выше требований, следующим шагом будет предварительное конструирование свайных фундаментов.

Выбираем:

- Свайный куст 2х2 под колонны по оси D
- Забивная трубобетонная свая
- Длина сваи 15м
- Диаметр сваи 800 мм; толщина стенки стальной трубы 20 мм
- Шаг свай = $2d = 1,6$ м
- Показатель эффективности несущей способности свайного куста $\eta=70\%$ (с большим запасом).

Для этого приложения можно посчитать и другие различные сваи, например, такие как, бетонные буронабивные сваи, забивные железобетонные сваи или свай-стойки.

С.1.3 Статический расчет свай

Необходимо чтобы сваи были спроектированы согласно условиям Еврокода7. Здесь также приняты во внимание положения Национального Приложения Великобритании.

С.1.3.1 Предположения и сокращения

Предположим, что плотность сваи равна плотности грунта.

Предположим, что момент в сваях действует парой.

Собственная осевая нагрузка сваи, Q_A , задается:

$$Q_A = \frac{N_{Ed}}{4} \pm \frac{M_{Ed}}{2 \cdot 1,6m}$$

$$Q_A = 1495 \pm 752 \text{ кН}$$

$$Q_{Amax} = 2247 \text{ кН}$$

Трением грунта верхнего слоя глины о боковую поверхность сваи пренебречь.

Предположим, что свая забита и может достичь полной несущей способности.

С.1.4 Расчет на продольное усилие

Используем методы DA-1 расчета из BS EN 1997.

Должны быть рассмотрены две комбинации. В комбинации 1, к нагрузке на сваю применяются частные коэффициенты. В комбинации 2, частные коэффициенты применяются к силе сопротивления сваи. Примечание: см. Национальное Приложение Великобритании для определения частных коэффициентов при проектировании свай.

С.1.4.1 Комбинация 1

Применяется система коэффициентов $A1+M1+R1$.

Из A1 принять коэффициент $\gamma_G = 1,35$. (Примечание: это упрощенное выражение. Отдельные коэффициенты применяются к постоянным и переходным нагрузкам).

Для M1 коэффициент запаса прочности материала $\gamma_M=1$.

Для R1 коэффициент сопротивления $\gamma_R=1$.

Также необходим коэффициент, учитывающий типа конструкции M_F . В Национальном Приложении для Великобритании коэффициент типа конструкции равен 1,4 если свая была спроектирована на основе данных исследований грунта без учета нагрузки. Если несущая способность сваи была определена с учетом пробной нагрузки, коэффициент типа конструкции равен 1,2.

BS EN 1997 не регламентирует в отношении метода расчета несущей способности сваи, только требует, что метод должен быть один, а именно проверяется результатами испытания сваи нагрузкой.

Рассмотрим нижний конец сваи

Нижняя опора сваи может быть рассчитана:

$$Q_b = N_q \sigma'_v$$

Где A_b = площадь основания стержня, предполагая что свая полностью забита.

Угол внутреннего трения плотных песков $\phi_k = 36^\circ$.

Коэффициент несущей способности N_q , для фундамента глубокого заложения можно получить, используя диаграммы, данные в Berezantzev и др. (1961), показанные ранее на рисунке 11.4. Рассматривая значения N_q на этом рисунке для угла трения 36° , получим:

$$N_q = 65$$

Предположим, что свая начинается с 1 м ниже уровня земли, чтобы обеспечить высоту ростверка 1 м.

Для сваи длиной 15 м, основание находится на 16 м ниже уровня земли (с учетом высоты ростверка 1 м). Тогда рассчитываем среднее напряжение на глубине 16 м.

Диаметр сваи 800 мм (предположим, что свая забита).

$$\sigma'_v = 16 \times 20 - 14 \times 10 = 180 \text{ кПа}$$

$$q_b = \sigma'_v \pm N_q$$

$$q_b = 180 \times 65 = 11700 \text{ кПа}$$

$$Q_b = \pi r^2 \times q_b = \frac{\pi \cdot 0.4^2 \cdot 11700}{1000} = 5881 \text{ кН}$$

Рассмотрим боковое трение

При оценке пропускной способности мы можем пренебречь 1 м глины чуть ниже свайного ростверка (старое предположение):

$$\tau_s = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

Предположим следующее:

Для забивных свай $K_s \leq 1$, принимаем $K_s = 1$.

Для сыпучих песков угол внутреннего трения, $\phi_k = 30^\circ$.

Поскольку мы используем забивные, гладкие, трубобетонные сваи:

$$\delta_d = \frac{2}{3} \phi_{cud} = \frac{2}{3} \times 30^\circ = 20^\circ$$

Тем не менее, на уровне +12,53 м:

$$\tau_s = 1 \times 40 \times \tan 20^\circ = 14.55 = 15 \text{ кПа}$$

На уровне -1,47 м (длина сваи 15 м):

$$\tau_s = 1 \times 180 \times \tan 20^\circ = 65.5 = 66 \text{ кПа}$$

$$q_s = 2\pi r \cdot \int_0^L \tau_s$$

$$Q_s = 2\pi \cdot 0.4 \cdot \frac{15 + 66}{2 \cdot 1000} \cdot 15 = 1527 \text{ кН}$$

Применяемая расчетная нагрузка для Комбинации 1 равна $2247 \cdot 1,35 = 3033 \text{ кН}$ (см. распределение напряжения сдвига вдоль длины сваи на рисунке С.2)

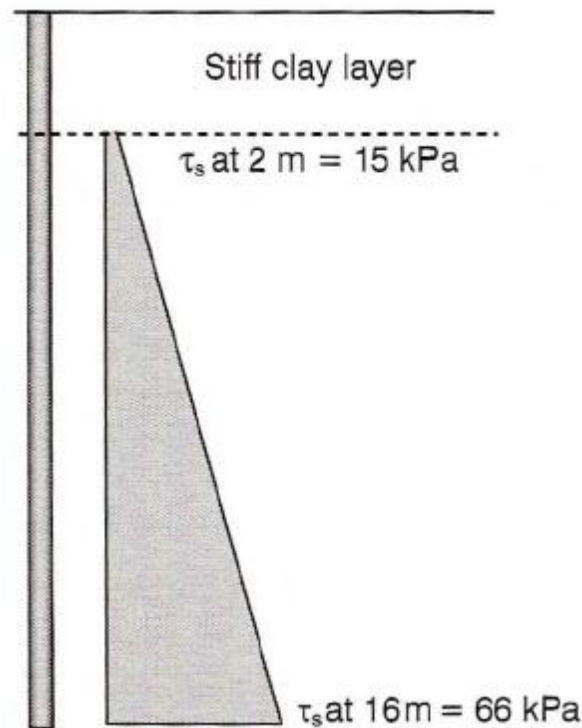


Рисунок С.2 – Касательное напряжение вдоль длины сваи

(На практике напряжение сдвига ограничивается до 100 кПа, $\tau_s < 100 \text{ кПа}$.)

Для Комбинации 1 полное расчетное сопротивление вычисляется следующим образом:

$$R_{cd1} = R_{bd1} + R_{sd1}$$

$$\text{Где } R_{bd1} = \frac{Q_b}{M_F}$$

$$R_{sd1} = \frac{Q_s}{M_F}$$

$$R_{cd1} = \frac{5881 + 1527}{1.4} = 5291 \text{ кН} > 3033 \text{ кН}$$

С.1.4.2 Комбинация 2

Применяется система коэффициентов A2+M1+R4.

Для A2 принять коэффициент $\gamma_G = 1$.

Для М1 коэффициент запаса прочности материала $\gamma_M=1$.

Для R4 различные коэффициенты применимые для сопротивления боковой поверхности и основания.

Для забивных свай без проверки на пробную нагрузку Службой Предельного Состояния (СПС), применяются следующие коэффициенты (см. Национальное Приложение для Великобритании):

$$\gamma_b=1,7$$

$$\gamma_s=1,5$$

$$M_F=1,4 \text{ как для Комбинации 1.}$$

Как и прежде, сопротивление на нижнем конце сваи и бокового трения даются как:

$$Q_b= 5881 \text{ кН}$$

$$Q_s= 1527 \text{ кН}$$

Для Комбинации 2 полное расчетное сопротивление рассчитывается следующим образом:

$$R_{cd2} = R_{bd2} + R_{sd2}$$

$$\text{Где } R_{bd2} = \frac{Q_b}{\gamma_b \cdot M_F}$$

$$R_{sd1} = \frac{Q_s}{\gamma_s \cdot M_F}$$

$$R_{cd1} = \frac{5881 + 1527}{1.7 \cdot 1.4} + \frac{1527}{1.5 \cdot 1.4} = 2471 + 727 = 3918 \text{ кН} > 2247 \text{ кН}$$

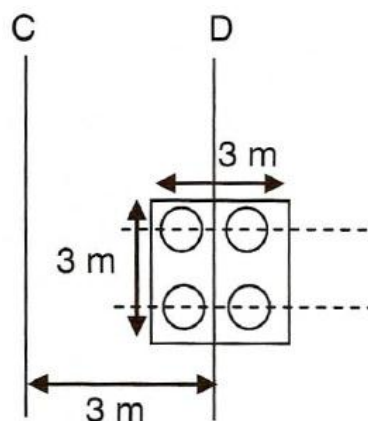


Рисунок С.3 – План ростверка

В этом расчете Комбинация 2 является более важной, чем Комбинации 1, но, тем не менее, требуется удовлетворяющее неравенство. В случае, когда слой сыпучего песка

подвергнут разжижению, несущая способность в разжиженном слое будет временно потеряна. Повышенные давления в порах также перемещаются в плотных песках, снижая средние напряжения и, следовательно, также уменьшая трение поверхности в этом слое. При последующем восстановлении сыпучего песка, силы сопротивления будут действовать на стержень сваи. Проектировщик будет стремиться принять эти вопросы во внимание при принятии требуемой длины сваи.

Принимаем свайный ростверк размерами 3м х 3м, с шагом свай 2d как показано на рисунке С.3.

С.1.5 Коэффициент запаса прочности к поперечному изгибу сваи

Обычно сваи рассчитываются на сопротивление поперечному усилию, передающемуся грунтом. Однако когда окружающий сваю грунт разжижается, это боковое сопротивление значительно снижается.

Исходя из последних исследований на основе динамического моделирования центрифуги, длинные, узкие сваи в разжижаемых грунтах могут подвергнуться потере устойчивости (Bhattacharya и др, 2004).

Чтобы увидеть, подвержена ли свая к форме потери устойчивости, может быть проведена проверка. Потеря устойчивости при эйлеровой нагрузке, мы знаем что:

$$P = \frac{\pi^2 EL}{L_e^2}$$

где EL – изгибная жесткость сваи и L_e – эквивалент длины сваи, который зависит от условий опирания конца. В нашем случае основание сваи фиксируется с достаточным заглублением длины в плотных песках (5 диаметров сваи = $5 \cdot 0,8 = 4$ м). На ростверке, головка сваи имеет вращательную неподвижность, но не поступательную подвижность. Это приводит к форме потери устойчивости, которая определяет, чтобы необходимая длина сваи была эквивалентна длине сваи.

Не обращая внимания на 1м глины над разжижаемым слоем, и учитывая длину заглубления в плотных песках:

$$L_e = 1 + 10 + 4 = 15\text{м}$$

$E = 210$ ГПа для стали. Также стальные трубобетонные сваи предполагаются с наружным диаметром 0,8м и толщиной стенки 20мм.

$$I_p = \frac{\pi}{64} (D_o^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{64} (0.8^4 - 0.76^4) = 0.00373\text{м}^4$$

$$P_E = \frac{\pi^2 EL_p}{L_e^2} = \frac{3.14^2 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 0.00373}{15^2} = 34355450.66\text{Н}$$

$$P_E = 34,35 \text{ МН}$$

Это значительно больше, чем приложенная вертикальная нагрузка, поэтому свая должна быть защищена от изгиба. Однако, обратите внимание, что изгиб Эйлера не принимает во внимание любые неисправности в свае или отклонения сваи при погружении. Аналогично любые напряжения Р-Δ, которые необходимо учитывать.

С.1.6 Податливость сваи

Гибкий упругий стержень Т

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0.2} \quad \text{где}$$

$E_p I_p$ изгибная жесткость сваи

$$E_p = 210 \text{ ГПа}$$

$$I_p = \frac{\pi}{64} (D_o^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{64} (0.8^4 - 0.76^4) = 0.00373 \text{ м}^4$$

k – угол наклона грунта (k принимает значение 2000 кН/м^3 при условии не водонасыщенных грунтах и может изменяться от 200 до 2000 кН/м^3).

Для данного случая $k=5000 \text{ кН/м}^3$ и длина сваи $L_p=15 \text{ м}$.

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{0.2} = \left(\frac{210 \cdot 10^9 \cdot 0,00373}{5000 \cdot 10^3} \right)^{0.2} = 2,75$$

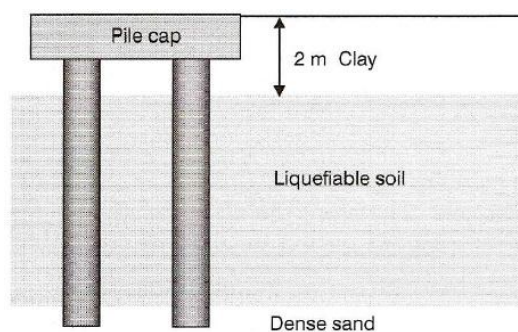


Рисунок С.4 – Разрез ростверка

$$Z_{\max} = \frac{L_p}{T} = \frac{15}{2.75} = 5,46$$

Так как $Z > 5$, свая является гибкой, т.е. ее поведение не зависит от длины, и потеря устойчивости всегда вызвана разрушением при изгибе, с образованием пластических деформаций.

Свая полужесткая если $5 > Z_{\max} > 2,5$, и свая жесткая если $Z_{\max} < 2,5$.

Сваи, которые классифицируются, как гибкие будут 'перемещаться' с окружающим грунтом и поэтому будут вызывать инерциальное сдвигающее усилие, переданной надземной частью сооружения при воздействии землетрясения.

С.1.7 Нагрузка на боковую поверхность в слое глинистого грунта под подошвой фундамента

Боковая сторона ростверка $= 1 \cdot 3 = 3 \text{ м}^2$

Расчетная площадь одно свай для 1 м $= 1 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ м}^2$

Максимальная нагрузка на боковую поверхность ростверка свай при распределении глины, происходит, когда слой глины не может приложить нагрузку на сам ростверк.

Нагрузка на боковую поверхность (верхняя граница) $= (\pi+2) \cdot s_u \cdot A_{\text{area}}$

$$= 5.14 \cdot 50 \cdot (3 + 4 \cdot 0.8) = 1593.4 \text{ кН}$$

Кроме того, теория о верхней границе по Мерффа и Гамильтона (1993) для бокового сопротивления также может быть использована в связном грунте (как показано на рисунке 11.14, где P является боковым сопротивлением).

Обращаем внимание, что расчет, выполненный выше, приходится на п.5.14, который схож со средним значением пунктов 2 и 9 по оси x рисунка 11.14.

В нашей конструкции, давайте предположим, что разжиженный участок грунта не обеспечивает дополнительную нагрузку, что способствует перемещению свайного куста. Это также было предложено Dobry и др. (2003) в качестве ориентировочного расчета. Тем не менее, Ассоциация Японской Дороги (JRA) 1990 показывают, что сопротивление 30% общего объема вертикального напряжения может быть использовано для полностью разжиженных участков грунта. В общем, поверхностный слой глины, вносит большую долю нагрузки на свайный ростверк.

Из таблицы 11.3 для грунта выбираем нормированный коэффициент жесткости из вариантов квадратного корня прочности с глубиной.

$$E = E_s \sqrt{\frac{z}{d}}$$

$$E_p = 210 \text{ ГПа}$$

Этот модуль упругости может быть использован непосредственно для массивной свай. Тем не менее, наша свая представляет собой трубобетонную сваю. Таким

образом, модуль упругости должен быть уменьшен пропорционально снижению момента инерции сечения. Это может быть сделано следующим образом:

$$E_{p_corrected} = \frac{E_p}{\left(\frac{I_{solid}}{I_{tubular}} \right)}$$

$$E_{p_corrected} = \frac{E_p}{\left(\frac{D_0^4}{D_0^4 - D_i^4} \right)}$$

Наружный диаметр сваи 800 мм, а внутренний диаметр 760 мм. Подставляя эти значения, мы получаем:

$$E_{p_corrected} = \frac{210}{\left(\frac{0.8^4}{0.8^4 - 0.76^4} \right)} = 38.95 \text{ ГПа}$$

Возьмите $E_s = 30$ МПа для глины на одной глубине, эквивалентной одному диаметру сваи. (Примечание: это довольно критический параметр, который влияет на оценку бокового смещения и вращение ростверка. На практике, мы должны определить его точно, на основании лабораторных данных из исследований поверхностного слоя глины)

$$\frac{K_{HH}}{dE_s} = 0.79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.28}$$

$$K_{HH} = 0.8 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0.79 \cdot \left[\frac{38.95 \cdot 10^3}{30} \right]^{0.28} = 1.41 \cdot 10^8 \text{ Н / м}$$

$$\frac{K_{MM}}{d^3 E_s} = 0.15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.77}$$

$$K_{MM} = 0.8^3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0.15 \cdot \left[\frac{38.95 \cdot 10^3}{30} \right]^{0.77} = 5.75 \cdot 10^8 \text{ Нм / рад}$$

$$\frac{K_{HM}}{d^2 E_s} = -0.24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.53}$$

$$K_{HM} = 0.8^2 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot (-0.24) \cdot \left[\frac{38.95 \cdot 10^3}{30} \right]^{0.53} = -2.06 \cdot 10^8 \text{ Нм / рад}$$

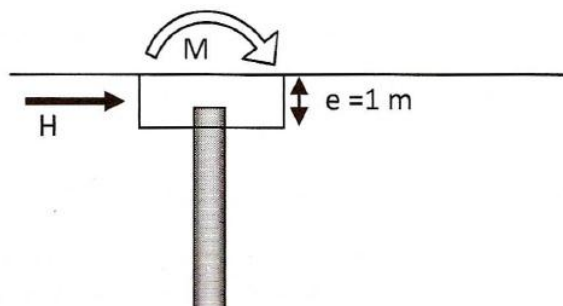


Рисунок С.5 Приложение горизонтальной нагрузки и изгибающего момента на ростверк

С.2.8 Отклонение и вращение ростверка

Расчетная горизонтальная нагрузка, поперечное усилие $V_{ed} = 826$ кН

Расчетный изгибающий момент $M_{ed} = 2405$ кНм

Нагрузка на боковую поверхность = 1593,4 кН

Следует отметить, что поперечная сила от глинистого слоя (кинематическая нагрузка) и от касательного напряжения (инерционная нагрузка) из-за надземной части сооружения не происходят одновременно. Поэтому при расчете на смещение достаточно рассмотреть наибольшую из этих нагрузок. Однако, давайте рассмотрим обе нагрузки в качестве ориентировочного расчета.

$$\text{Горизонтальное усилие на каждую сваю} = \frac{1593,4 + 826}{4} = 604,85 \text{ кН}$$

$$\text{Изгибающий момент на каждую сваю} = \frac{2405}{4} = 601,25 \text{ кНм}$$

С.2.8.1 Смещение ростверка

Смещение ростверка может быть рассчитано по следующей формуле:

$$\delta_{HH} = \frac{H}{K_{HH}} + \frac{\frac{M}{h}}{K_{HM}}$$

где h это эквивалент высоты, на которой горизонтальная сила будет вызывать момент M . Предположим, что это эквивалентная высота 6 м, согласно уровню первого этажа здания:

$$\delta_{HH} = \frac{604,85 \cdot 10^3}{1,41 \cdot 10^8} + \frac{61,25 \cdot 10^3 / 6}{2,06 \cdot 10^8} = 0,004776 \text{ м}$$

Тогда, боковое смещение ростверка сваи будет 4,78 мм, что очень мало.

С.2.8.2 Вращение ростверка

Вращение ростверка может быть рассчитано используя следующее уравнение:

$$\theta_{HH} = \frac{M}{K_{MM}} + \frac{H}{K_{HM}}$$

$$\theta_{HH} = \frac{601,25 \cdot 10^3}{5,75 \cdot 10^8} + \frac{604,85 \cdot 10^3}{2,06 \cdot 10^8} = 3,982 \cdot 10^{-3} \text{ рад}$$

Тогда вращение ростверка будет 0,228 градусов, что очень мало.

(Примечание: хотя отклонение и вращение ростверка малы, вышеуказанные расчеты были основаны на предположении модуля упругости грунта на глубине диаметра одной сваи. Поэтому, отклонение в действительности может быть несколько больше, чем то, что мы рассчитали.)

Библиография

1. СНиП РК 5.01–01–2002. Основания зданий и сооружений.
2. СНиП РК 5.01–03–2002. Свайные фундаменты.
3. СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы строительного проектирования.
4. МСП 5.01–101–2002 Проектирование и устройство свайных фундаментов.
5. НТП РК 07-01.1-2012 Геотехническое проектирование. Часть. Основы геотехнического проектирование.
6. НП к СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Национальное приложение к СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы строительного проектирования.
7. МСП 5.01–102–2002 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
8. СН РК EN 1997–1:2004/2011 Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.
9. СН РК EN 1997–2:2007/2011 Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта.
10. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
11. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов
12. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструктивные системы и несущие конструкции зданий.
13. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия.
14. СНиП 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах.
15. ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
16. СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах.
17. Справочник проектировщика «Основания, фундаменты и подземные сооружения». Москва, Стройиздат, 1985, 479с.
18. СН РК EN 1998-5 Проектирование сейсмостойких конструкций – Часть 5: Фундаменты, подпорные сооружения и геотехнические аспекты;
19. Справочное пособие к СНиП. Серия основана в 1989 году Проектирование подпорных стен и стен подвалов. Москва, Стройиздат 1990. Разработано к СНиП 2.09.03-85 «Сооружение промышленных предприятий».
20. K.J. McManus, University of Canterbury., Christchurch, N.Z., J.P. Turner, University of Wyoming, Laramie, Wyoming, U.S.A., G. Charton, University of Canterbury, Christchurch, N.Z. Inclined reinforcement to prevent soil liquefaction, 2005.
21. Adrian Rodriguez-Marek. Fhwa supported structures research seismic behavior of micropiles / Adrian Rodriguez-Marek, Balasingam Muhunthan // Civil and Environmental Engineering Department Washington State University. – Washington, 2005.

УДК 63:699.841

МКС 01.120:91.040

Ключевые слова: сейсмостойкость, конструктивные системы, сейсмоизолирующие системы, сейсмоизолирующие опоры, сейсмичность площадки, классы ответственности, формы колебаний, пиковое ускорение, сейсмическое воздействие, акселерограмма землетрясения, спектр реакций, расчетная модель, тип грунтовых условий,

НТП РК 08-05.1-2013

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 08.05.1-2013

**СЕЙСМИКАЛЫҚ АУДАНДАРДА ҒИМАРАТТАР МЕН
ИМАРАТТАРДЫҢ ІРГЕЛЕРІН ЖӘНЕ ІРГЕТАСТАРЫН
ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 08.05.1-2013

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная