

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**СВОД ПРАВИЛ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ҚР ЕЖ EN
1997-1:2004/2011**

*2009 ж. ақпан айының
өзгертулерімен.*

**СП РК EN
1997-1:2004/2011**

*Включая исправления на
февраль 2009г*

ГЕОТЕХНИКАЛЫҚ ЖОБАЛАУ 1-бөлім. Жалпы ережелер

ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ Часть 1. Общие правила

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Осы ережелер жинағы EN 1990:2002+A1:2005
сәйкес келеді және CEN рұқсатымен қолданылады,
мекен-жайы: В-1000 Брюссель, Маркинс данғылы, 17**

**Настоящий свод правил идентичен EN 1990:2002
+A1:2005 и применяется с разрешения CEN
по адресу: Брюссель, проспект Маркинс, 17**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс
және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитеті**

**Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства
Министерства национальной экономики Республики Казахстан**

Астана 2016

АЛҒЫ СӨЗ

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

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

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА»
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года №156-НҚ с 1 июля 2015 года
- 4 ВЗАМЕН:** Введен впервые

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

Версия на русском языке

**Еврокод 7: Геотехническое проектирование
Часть 1. Общие правила****Eurocode 7: Geotechnical design. - Part 1. General rules**Eurocode 7: Calcul géotechnique - Partie 1: Règles
generalesEurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der
Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln

Этот Европейский норматив был принят CEN 23 апреля 2004 г.

Члены Европейского комитета по стандартизации (CEN) обязаны выполнять регламент CEN/CENELEC, в котором содержатся условия, при которых европейскому нормативу придается статус национального норматива без каких-либо изменений. Новейшие списки и библиографические ссылки, касающиеся таких нормативов, можно получить в центральном секретариате или у любого члена CEN по запросу.

Европейский норматив разработан в трех официальных редакциях (на немецком, английском, французском языках). Перевод стандарта, выполненный членом Европейского Комитета по стандартизации под собственную ответственность на язык его страны и сообщенный центральному секретариату, имеет такой же статус, как и официальные редакции.

Членами Европейского комитета по стандартизации (CEN) являются национальные организации по стандартизации Бельгии, Болгарии, Дании, Германии, Эстонии, Финляндии, Франции, Греции, Ирландии, Исландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Австрии, Польши, Португалии, Румынии, Швеции, Швейцарии, Словакии, Словении, Испании, Чешской Республики, Венгрии, Великобритании и Кипра.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG**Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels**

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	VII
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	1
1.1 Область применения.....	1
1.1.1 Область применения EN 1997.....	1
1.1.2 Область применения EN 1997-1.....	1
1.1.3 Дополнительные части EN 1997.....	2
1.2 Нормативные ссылки.....	2
1.3 Допущения.....	3
1.4 Различия между принципами и правилами применения.....	3
1.5 Определения.....	4
1.6 Обозначения.....	4
2 ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ.....	8
2.1 Требования к проекту.....	8
2.2 Проектные ситуации.....	10
2.3 Долговечность.....	11
2.4 Геотехническое проектирование с использованием расчетов.....	12
2.5 Проектирование по предписаниям.....	17
2.6 Испытания нагрузкой и испытания экспериментальных моделей.....	24
2.7 Наблюдательный метод.....	24
2.8 Отчет о геотехническом проекте.....	24
3 ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ.....	25
3.1 Общие положения.....	25
3.2 Геотехнические изыскания.....	26
3.3 Оценка геотехнических параметров.....	27
3.4 Отчет об инженерно-геотехнических изысканиях.....	33
4 НАДЗОР ЗА СТРОИТЕЛЬСТВОМ, МОНИТОРИНГ И ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛУЖИВАНИЕ.....	34
4.1 Общие положения.....	34
4.2 Надзор.....	35
4.3 Проверка грунтовых условий.....	36
4.4 Проверки проведения строительных работ.....	37
4.5 Мониторинг.....	38
4.6 Техническое обслуживание.....	39
5 НАСЫПИ, ДРЕНИРОВАНИЕ, ЗАКРЕПЛЕНИЕ И АРМИРОВАНИЕ ГРУНТА.....	39
5.1 Общие положения.....	39
5.2 Основные требования.....	39
5.3 Возведение насыпи.....	40
5.4 Дренаж.....	42
5.5 Закрепление и армирование грунтов основания.....	43
6 ФУНДАМЕНТЫ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ.....	44
6.1 Общие положения.....	44
6.2 Предельные состояния.....	44
6.3 Воздействия и проектные ситуации.....	44
6.4 Вопросы проектирования и строительства.....	44
6.5 Проектирование по аварийным предельным состояниям.....	45
6.6 Проектирование по эксплуатационным предельным состояниям.....	48
6.7 Фундаменты на скальном основании; дополнительные вопросы проектирования.....	50

6.8	Проектирование конструкций фундаментов на естественном основании.....	50
6.9	Подготовка основания.....	51
7	СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ.....	51
7.1	Общие положения.....	51
7.2	Предельные состояния.....	51
7.3	Воздействия и проектные ситуации.....	52
7.4	Методы проектирования и учет условий.....	53
7.5	Испытания свай нагрузкой.....	54
7.6	Сваи, нагруженные осевой нагрузкой.....	57
7.7	Сваи с поперечной нагрузкой.....	66
7.8	Проектирование конструкций свай.....	68
7.9	Надзор за строительством.....	68
8	УСТРОЙСТВО АНКЕРОВ.....	69
8.1	Общие положения.....	69
8.2	Предельные состояния.....	70
8.3	Проектные ситуации и воздействия.....	71
8.4	Вопросы проектирования и строительства.....	71
8.5	Проектирование по аварийному предельному состоянию.....	72
8.6	Проектирование по функциональному предельному состоянию.....	73
8.7	Испытания на эксплуатационную пригодность.....	74
8.8	Приемочные испытания.....	74
8.9	Надзор и мониторинг.....	74
9	ПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ.....	74
9.1	Общие положения.....	74
9.2	Предельные состояния.....	75
9.3	Воздействия, геометрические данные и проектные ситуации.....	76
9.4	Вопросы проектирования и строительства.....	78
9.5	Определение давления грунта.....	79
9.6	Давление воды.....	81
9.7	Проектирование по аварийным предельным состояниям.....	82
9.8	Проектирование по функциональным предельным состояниям.....	86
10	ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ РАЗРУШЕНИЕ.....	87
10.1	Общие положения.....	87
10.2	Разрушение от всплытия.....	88
10.3	Разрушение за счет взвешивания грунта.....	91
10.4	Внутренняя эрозия.....	91
10.5	Разрушение за счет суффозии.....	92
11	ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ.....	93
11.1	Общие положения.....	93
11.2	Предельные состояния.....	93
11.3	Воздействия и расчетные ситуации.....	93
11.4	Вопросы проектирования и конструкции.....	94
11.5	Проектирование по аварийным предельным состояниям.....	95
11.6	Проектирование по функциональным предельным состояниям.....	97
11.7	Мониторинг.....	97
12	НАСЫПИ.....	98
12.1	Общие положения.....	98
12.2	Предельные состояния.....	98
12.3	Воздействия и проектные ситуации.....	98
12.4	Вопросы проектирования и строительства.....	99

12.5	Проектирование по аварийным предельным состояниям.....	100
12.6	Проектирование по функциональным предельным состояниям.....	100
12.7	Обследование и мониторинг.....	101
	Приложение А (обязательное). Частные и поправочные коэффициенты для аварийных предельных значений и их значения.....	102
	Приложение В (<i>информационное</i>). Пояснения к выбору частных коэффициентов для проектных подходов 1, 2 и 3.....	109
	Приложение С (<i>информационное</i>). Методы определения предельных величин и давления грунта на вертикальные стены.....	112
	Приложение D (<i>информационное</i>). Аналитический метод вычисления несущей способности грунта.....	121
	Приложение E (<i>информационное</i>). Полуэмпирический метод определения несущей способности грунта.....	124
	Приложение F (<i>информационное</i>). Методы вычисления осадок фундаментов.....	125
	Приложение G (<i>информационное</i>). Метод расчета предполагаемой несущей способности фундаментов на скальном основании.....	127
	Приложение H (<i>информационное</i>). Предельные значения деформаций конструкций и перемещений фундаментов.....	129
	Приложение J (<i>информационное</i>). Перечень контрольных проверок при надзоре за строительством и мониторинг.....	130

ВВЕДЕНИЕ

В 1975 г. Комиссия Европейского сообщества приняла решение о применении программы в области строительства, основанное на статье 95 Соглашения. Целью программы являлось устранение технических препятствий деловой активности и стандартизация технических условий.

В данной программе действий Комиссия проявила инициативу по определению совокупности гармонизированных технических правил для проектирования строительных работ, которые на начальной стадии выступали бы в качестве альтернативы действующим национальным правилам в странах-членах и впоследствии заменяли бы их.

На протяжении 15 лет Комиссия при помощи Руководящего комитета представителей стран-членов осуществляла разработку программы еврокодов, что привело к появлению первого поколения Еврокодов в 1980-е годы.

В 1989 г. Комиссия и страны-члены ЕС и ЕАСТ на основании соглашения¹⁾ между Комиссией и CEN приняли решение о передаче подготовки и издания еврокодов посредством ряда мандатов с целью предоставления им будущего статуса европейского стандарта (EN). Это фактически связывает Еврокоды с положениями Директив Совета и/или постановлениями Комиссии, рассматривающими европейские стандарты (например, Директива Совета 89/106/ЕЕС по строительным изделиям - CPD - и Директивы Совета 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС и 89/440/ЕЕС по общественным работам и услугам и аналогичные ЕАСТ Директивы, цель которых состоит в создании внутреннего рынка). Программа Еврокодов конструкций включает следующие стандарты, как правило, состоящие из частей:

- EN 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций
- EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на конструкции
- EN 1992 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций
- EN 1993 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций
- EN 1994 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций
- EN 1995 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций
- EN 1996 Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций
- EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование
- EN 1998 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций
- EN 1999 Еврокод 9. Проектирование алюминиевых конструкций.

Еврокоды устанавливают обязанности распорядительных органов в каждой из стран-членов и гарантирует их право определять значения вопросов регулирования безопасности на национальном уровне, отличающиеся у различных государств.

Статус и область применения Еврокодов

Страны-члены ЕС и ЕАСТ признают, что Еврокоды выступают в качестве ссылочных документов в следующих целях:

- как средство подтверждения соответствия строительных работ и работ по гражданскому строительству основополагающим требованиям Директивы Совета 89/106/ЕЕС, в частности основополагающему требованию № 1 - Механическое сопротивление и устойчивость - и основополагающему требованию № 2 - Безопасность в случае пожара;
- как основание для изложения договоров на строительные работы и относящиеся к ним инженерно-конструкторские услуги;
- как структура составления гармонизированных технических условий на строительные изделия (EN и ETA).

Еврокоды, поскольку они непосредственно касаются строительных работ, имеют прямое отношение к разъясняющим документам²⁾, на которые приводится ссылка в статье 12 CPD, хотя они отличаются от гармонизированных стандартов на изделие³⁾.

Следовательно, техническим комитетам CEN и/или рабочим группам EOTA, работающим над стандартами на изделие с целью достижения полного соответствия данных технических условий Еврокодам, следует соответствующим образом рассмотреть технические аспекты действия Еврокодов.

Еврокоды устанавливают общие правила проектирования, расчета и определения параметров как самих конструкций, так и отдельных конструктивных элементов, которые пригодны для обычного применения. Они касаются как традиционных методов строительства, так и аспектов инновационного применения, но при этом не содержат правил для нестандартных конструкций или специальных решений, для которых необходимо привлекать экспертов.

²⁾ Соглашение между Комиссией Европейского сообщества и Европейским комитетом по стандартизации (CEN), относящееся к работе над Еврокодами по проектированию зданий и работ по гражданскому строительству (BC/CEN/03/89).

Национальные редакции Еврокодов

Национальная редакция Еврокода включает полный текст Еврокода (включая все приложения), изданного CEN, национальный титульный лист с национальным предисловием, а также национальное приложение (справочное).

Национальное приложение (справочное) может содержать только информацию о параметрах, которые в Еврокоде оставлены открытыми для принятия решения на национальном уровне. Эти параметры, устанавливаемые на национальном уровне (NDP), распространяются только на проектирование зданий и инженерных сооружений в стране, в которой они установлены. Они включают:

- числовые значения частных коэффициентов безопасности и/или классов, по которым Еврокодами допускается альтернативное решение;
- числовые значения, которые следует использовать в тех случаях, когда в Еврокодах указаны только символы;
- специальная информация о стране, географические и климатические данные, которые применимы только для определенной страны, например карты снеговой нагрузки;
- методики в случаях, когда Еврокодами допускается применение нескольких альтернативных методик.

Они могут также содержать:

- рекомендации по применению справочных приложений;
- указания по применению дополняющей и не противоречащей информации, помогающей пользователю применять Еврокоды.

Связь Еврокодов и гармонизированных технических требований (ENs и ETAs) на изделия

Существует необходимость согласования гармонизированных технических условий на строительные изделия и технических правил на выполнение строительных работ⁴⁾. В частности, информация, сопровождающая CE-маркировку строительных изделий, должна четко устанавливать, какие параметры, установленные на национальном уровне (NDP), положены в основу.

Специальные указания по применению EN 1997

EN 1997-1 дает руководства по проектированию и воздействию на геотехнический проект для зданий и инженерных сооружений.

EN 1997-1 предназначается для заказчиков, проектировщиков, подрядчиков и соответствующих органов власти.

EN 1997-1 предназначается для использования с EN 1990 и EN 1991 – EN 1999.

При использовании EN 1997-1 на практике, особое внимание следует уделить нижеприведенным допущениям и условиям в 1.3.

12 разделов EN 1997-1 дополняются одним нормативным и восьмью информационными приложениями.

Национальное приложение к EN 1997-1

Европейский стандарт содержит альтернативные процедуры и рекомендуемые значения с примечаниями, показывающими, когда должен быть сделан выбор национального характера. Для этого в соответствующую национальную редакцию EN 1997-1 включают национальное приложение с параметрами, устанавливаемыми на национальном уровне, которое делает возможным проектирование зданий и инженерных сооружений, возводимых в конкретной стране.

Выбор на национальном уровне в EN 1997-1:2004 допускается в следующих пунктах:

Ссылка	Содержание пункта
2.1(8)P -	минимальные требования к объему и содержанию геотехнических изысканий, расчетов и контрольных проверок при строительстве;
2.4.6.1(4)P -	частный коэффициент γ_F для постоянных или временных ситуаций;
2.4.6.2(2)P -	значения частного коэффициента γ_M для длительных временных ситуаций;
2.4.7.1(2)P	частные коэффициенты, для длительных или временных ситуаций;
2.4.7.1(3) -	значения частных коэффициентов для сопротивлений;
2.4.7.2(2)P -	частные коэффициенты для постоянных и временных ситуаций;
- 2.4.7.3.2(3)P -	частные коэффициенты к репрезентативным величинам воздействий от грунта или через грунт (давления грунта или воды);
2.4.7.3.3(2)P -	значения частных коэффициентов;
2.4.7.3.4.1(1)P -;	применение формул (2.6) и (2.7) определяется использованием одного и трех принципов проектирования;
2.4.7.4(3)P -	частные коэффициенты для $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ и R_d для длительных и кратковременных ситуаций;
2.4.7.5(2)P -	значения частных коэффициентов для длительных и кратковременных нагрузок;
2.4.8(2) -	значения частных коэффициентов для эксплуатационных предельных состояний;
2.4.9(1)P -	значения допустимых перемещений фундаментов;

2.5(1) -	традиционные и консервативные правила;
7.6.2.2(8)P -	поправочные коэффициенты, отнесенные к числу испытанных свай;
7.6.2.2(14)P -	значения частных коэффициентов;
7.6.2.3(4)P -	значения частных коэффициентов для длительных и временных состояний;
7.6.2.3(5)P -	значения поправочных коэффициентов;
7.6.2.3(8) -	значение модельного коэффициента;
7.6.2.4(4)P -	значения частного коэффициента и поправочных коэффициентов;
7.6.3.2(2)P -	значения частных коэффициентов для постоянных и временных состояний;
7.6.3.2(5)P -	значения поправочных коэффициентов;
7.6.3.3(3)P -	значения частных коэффициентов для постоянных и временных состояний;
7.6.3.3(4)P -	значения поправочных коэффициентов;
7.6.3.3(6) -	значения модельных коэффициентов;
8.5.2(2)P -	значения частных коэффициентов для постоянных и временных состояний;
8.5.2(3) -	значения поправочного коэффициента;
8.6(4) -	значение модельного коэффициента;
11.5.1(1)P -	значения частных множителей;
A.2 -	частные коэффициенты для проверки предельного состояния равновесия;
A.3.1 -	частные коэффициенты для воздействий γ_F или результатов воздействий γ_E ;
A.3.2 -	частные коэффициенты для параметров грунта γ_M ;
A.3.3.1 -	частные коэффициенты сопротивления для фундаментов на естественном основании;
A.3.3.2 -	частные коэффициенты сопротивления для свайных фундаментов;
A.3.3.3 -	поправочные коэффициенты для свайных фундаментов;
A.3.3.4 -	частные коэффициенты сопротивления для предварительно напряженных анкеров;
A.3.3.5 -	частные коэффициенты сопротивления γ_R для подпорных сооружений;
A.3.3.6 -	частные коэффициенты сопротивления γ_R для устойчивости откосов и общей устойчивости;
A.4 -	частные коэффициенты для определения предельных состояний гидростатической подъемной силы (UPL);
A.5 -	частные коэффициенты для проверки предельных состояний при гидравлическом подъеме грунта (HYD).

²⁾ В соответствии с пунктом 3.3 CPD существенным требованиям (ER) необходимо придать определенную форму в разъясняющих документах для создания необходимых связей между существенными требованиями и мандатами для гармонизированных EN и ETAG/ETA.

³⁾ В соответствии со статьей 12 CPD разъясняющие документы должны:

а) приводить в определенную форму существенные требования посредством стандартизации терминологии и технических основ и указания классов или уровней для каждого требования, где это необходимо;

б) устанавливать методы соотношения данных классов или уровней требований с техническими условиями, например, методами расчета и доказательства, техническими правилами для проектной разработки и т. д.;

с) выступать в качестве ссылки для введения гармонизированных стандартов и руководства для европейского технического утверждения.

⁴⁾ См. статью 3.3 и статью 12 Директивы на строительные изделия, а также разделы 4.2, 4.3.1, 4.3.2 и 5.2 Основопологающего документа № 1.

ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ
Часть 1. Общие правила
GEOTECHNICAL DESIGN - Part 1. General rules

Дата введения 2015-07-01

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Область применения

1.1.1 Область применения EN 1997

(1) EN 1997 предназначен для использования совместно с EN 1990:2002, который устанавливает принципы и требования к безопасности (safety), пригодности к эксплуатации (serviceability) и долговечности сооружений, описывает основы проектирования и проверки, определяет основные положения для сопутствующих вопросов надежности конструкций (reliability).

(2) EN 1997 применим для решения вопросов, связанных с геотехническим проектированием зданий и сооружений. Он состоит из отдельных частей (см. 1.1.2 и 1.1.3).

(3) EN 1997 отражает требования к прочности, устойчивости, пригодности к эксплуатации и долговечности конструкций. Другие требования, например вопросы термической и звуковой изоляции, не рассматриваются.

(4) Численные значения воздействий на здания и сооружения, которые необходимо учитывать при проектировании, даны в EN 1991 для различных видов строительства. Воздействия грунтов, такие как давление, следует рассчитывать в соответствии с правилами EN 1997.

(5) Отдельные европейские стандарты предназначены для использования при рассмотрении вопросов выполнения работ и квалификации. Эти вопросы оговариваются в соответствующих разделах.

(6) В EN 1997 вопросы выполнения работ рассматриваются в той степени, в которой это необходимо для соответствия допущениям правил проектирования.

(7) EN 1997 не охватывает специальных требований по сейсмостойким конструкциям. EN 1998 дает дополнительные правила для проектирования сейсмостойких геотехнических сооружений в дополнение к правилам EN 1997.

1.1.2 Область применения EN 1997-1

(1) EN 1997-1 предназначен для использования в качестве общих принципов проектирования геотехнической части зданий и сооружений.

(2) В EN 1997-1 рассматриваются следующие вопросы:

Раздел 1. Общие положения

Раздел 2. Основа геотехнического проектирования

Раздел 3. Геотехнические данные

Раздел 4. Надзор за строительством, мониторинг и техническое обслуживание

Раздел 5. Насыпи, дренирование, закрепление и армирование грунта

Раздел 6. Фундаменты на естественном основании

Раздел 7. Свайные фундаменты

Раздел 8. Устройство анкеров

Раздел 9. Подпорные сооружения

Раздел 10. Гидравлическое разрушение

Раздел 11. Общая устойчивость

Раздел 12. Насыпи

(3) EN 1997-1 сопровождается приложениями А - J, в которых приводятся:

- приложение А - значения частных коэффициентов безопасности (надежности); альтернативные значения частных коэффициентов могут устанавливаться в национальном приложении;

- приложения В - J - дополнительная справочная информация, такая как методы расчетов, применяемых в международной практике.

1.1.3 Дополнительные части EN 1997

(1) EN 1997-1 дополняется EN 1997-2, в котором приводятся требования к проведению и оценке результатов полевых и лабораторных испытаний.

1.2 Нормативные ссылки

Для применения настоящего норматива необходимы следующие ссылочные документы. Для датированных ссылок применяют только указанное издание ссылочного документа. Для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения).

ПРИМЕЧАНИЕ - Еврокоды были опубликованы как европейские предварительные стандарты. В нормативных положениях указаны последующие европейские стандарты, опубликованные или находящиеся на стадии подготовки.

EN 1990:2002 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.

EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на конструкции.

EN 1991-4 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 4. Воздействия на силосы и резервуары.

EN 1992 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций.

EN 1993 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций.

EN 1994 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций.

EN 1995 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций.

EN 1996 Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций.

EN 1997-2 Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследование и испытания грунтов.

EN 1998 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких сооружений.

EN 1999 Еврокод 9. Проектирование алюминиевых конструкций.

EN 1536:1999 Выполнение специальных геотехнических работ. Бурильные сваи.

EN 1537:1999 Выполнение специальных геотехнических работ. Грунтовые анкеры.

EN 12063:1999 Выполнение специальных геотехнических работ. Шпунтовые стены.

EN 12699:2000 Выполнение специальных геотехнических работ. Сваи, выполняемые с вытеснением грунта.

EN 14199 Выполнение специальных геотехнических работ. Микросваи.

EN ISO 13793:2001 Поведение зданий при тепловых воздействиях. Тепловой расчет и проектирование фундаментов для исключения морозного пучения грунта.

1.3 Допущения

(1) Допущения соответствуют 1.3 EN 1990:2002.

(2) Положения настоящего стандарта основываются на допущениях, приведенных ниже:

- данные, необходимые для проекта, собираются, регистрируются и истолковываются персоналом с надлежащей квалификацией;
- сооружения проектируются персоналом, имеющим надлежащую квалификацию и опыт;
- имеется соответствующая координация и связь между персоналом, участвующим в сборе данных, проектировании и строительстве;
- обеспечивается соответствующий надзор и контроль качества на заводах, цехах и строительных площадках;
- выполнение работ осуществляется персоналом, имеющим соответствующие навыки и опыт, по соответствующим стандартам и техническим условиям;
- используются строительные материалы и изделия в соответствии с настоящим стандартом или техническими условиями на материалы и изделия;
- техническое обслуживание сооружения обеспечивает его безопасность и рабочее состояние на весь запланированный срок;
- сооружение будет использоваться для целей, определенных в проекте.

(3) Эти допущения согласуются проектировщиком и заказчиком. Во избежание неопределенности это согласование должно документироваться, например, в виде геотехнического отчета по проекту.

1.4 Различия между принципами и правилами применения

(1) По отдельным пунктам EN 1997-1 дает различие между принципами и правилами применения.

(2) Принципы включают:

- общие утверждения и определения, для которых нет альтернатив;
- требования и расчетные модели, для которых не допускается альтернатива, если это не оговорено иначе.

(3) Принципы указываются буквой Р.

(4) Правила применения - это пример общепринятых правил, которые следуют принципам и удовлетворяют их требованиям.

(5) Допускается использовать альтернативы для правил применения, приведенных в данном стандарте, при условии, если указано, что эти альтернативные правила согласуются с соответствующими принципами и, по крайней мере, эквивалентны им в части безопасности конструкции, ее пригодности к эксплуатации и долговечности, относительно того, что ожидается при использовании Еврокодов.

ПРИМЕЧАНИЕ - Если предоставляются альтернативные правила проектирования для правил применения, то итоговый проект нельзя считать полностью соответствующим принципам EN 1997-1. Когда используется EN 1997-1 в отношении свойств, перечисленных в приложении Z стандарта на изделие или ETAG, то альтернативный проект может быть неприемлемым для CE-маркировки.

(6) В EN 1997-1 правила применения обозначаются с помощью числа в круглых скобках, как это сделано в настоящем пункте.

1.5 Определения

1.5.1 Определения, общие положения

(1) Определения, общие для всех Еврокодов, установлены 1.5 EN 1990:2002.

1.5.2 Определения, применяемые в EN 1997-1

1.5.2.1 геотехническое воздействие (geotechnical action): Воздействие, передаваемое на сооружение основанием, засыпкой, надземной или подземной водой.

ПРИМЕЧАНИЕ - Это определение приведено по EN 1990:2002.

1.5.2.2 сопоставимый опыт (comparable experience): Документированная либо иная четко установленная информация о грунтовом основании, которое рассматривается в проекте, с указанием видов грунтов и скальных пород, обладающих аналогичными геотехническими свойствами, ожидаемыми для данного сооружения. Информация, полученная на месте, является наиболее достоверной.

1.5.2.3 грунтовое основание (ground): Грунт, скала или насыпь на площадке до начала строительных работ.

1.5.2.4 сооружение (structure): Организованный комплекс связанных частей (включая насыпной грунт, уложенный при выполнении строительных работ) предназначенных для того, чтобы нести нагрузки и обеспечивать необходимую жесткость.

ПРИМЕЧАНИЕ - Это определение приведено по EN 1990:2002.

1.5.2.5 производная величина (derived value): Величина геотехнического параметра, полученная теоретически, путем корреляции или эмпирически из результатов испытания

1.5.2.6 жесткость (stiffness): Сопротивление материала деформациям.

1.5.2.7 сопротивление (resistance): Способность элемента или поперечного сечения элемента сооружения выдерживать воздействия без механических повреждений, например: прочность грунта на сдвиг, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости при продольном изгибе, сопротивление растяжению.

1.6 Обозначения

(1) Для целей EN 1997-1 применяются следующие обозначения.

Латинские буквы

A' - эффективная площадь основания;

A_b - площадь основания под пятой сваи;

A_c - суммарная площадь основания при сжатии;

$A_{s,i}$ - площадь боковой поверхности сваи в слое i ;

a_d - проектное значение геометрических данных;

a_{nom} - номинальное значение геометрических данных;

Δa - приращение к номинальным геометрическим данным для конкретных целей проектирования;

b - ширина фундамента;

b' - эффективная ширина фундамента;

S_d - предельная проектная величина для результата воздействия;

c - удельное сцепление грунта;

c' - удельное сцепление грунта при эффективных напряжениях;

c_u - прочность грунта при недренированном сдвиге;

$c_{u;d}$ - проектная величина прочности грунта при недренированном сдвиге;

d - глубина заложения;

E_d - проектная величина результата воздействия;

$E_{stb;d}$ - проектная величина результата стабилизирующих воздействий;

$E_{dst;d}$ - проектная величина результата дестабилизирующего воздействия;

$F_{c;d}$ - проектная осевая вдавливающая нагрузка на сваю или группу свай;

F_d - проектное значение воздействия;

F_k - характеристическое значение воздействия;

F_{rep} - репрезентативное значение воздействия;

$F_{t;d}$ - проектная осевая выдергивающая нагрузка на сваю или группу свай;

$F_{tr;d}$ - проектная величина поперечной нагрузки на сваю или свайный фундамент;

$G_{dst;d}$ - проектная величина постоянных дестабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;

$G_{stb;d}$ - проектная величина постоянных стабилизирующих воздействий для проверки подъемной силы;

$G'_{stb;d}$ - проектное значение стабилизирующих постоянных вертикальных воздействий для определения взвешивающих усилий (вес во взвешенном состоянии);

H - горизонтальная нагрузка или составляющая полного воздействия параллельно подошве фундамента;

H_d - проектное значение H ;

h - высота стены;

h_w - уровень воды при гидравлическом поднятии;

h' - высота призмы грунта для проверки гидравлического взвешивания;

$h_{w;k}$ - характеристическое значение гидростатического давления воды на основание призмы грунта;

K_0 - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя;

$K_{0;\beta}$ - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя на поверхности подпорного сооружения, наклоненной под углом β к горизонту;

k - отношение $\delta_d / \varphi_{cv;d}$;

l - длина фундамента;

l' - эффективная длина фундамента;

n - число, например, свай или графиков испытаний;

P - нагрузка на анкер;

P_d - проектная величина P ;

P_p - максимальная допустимая нагрузка при испытаниях буроинъекционного анкера;

$Q_{dst;d}$ - проектная величина переменных дестабилизирующих вертикальных воздействий для проверки подъемной силы;

$q_{b;k}$ - характеристическое значение предельного сопротивления основания;

$q_{s;i;k}$ - характеристическое значение сил трения вдоль боковой поверхности свай в i -ом слое;

R_a - сопротивление выдергиванию анкера;

$R_{a;d}$ - проектное значение R_a ;

$R_{a;k}$ - характеристическое значение R_a ;

$R_{b;cal}$ - сопротивление грунта под пятой сваи, рассчитанное по результатам испытания грунта в предельном состоянии по несущей способности;

$R_{b;d}$ - проектная величина сопротивления грунта под пятой сваи;

$R_{b;k}$ - характеристическая величина сопротивления грунта под пятой сваи;

R_c - сопротивление грунта сжатию в предельном состоянии по несущей способности;

$R_{c;cal}$ - рассчитанная величина R_c ;

$R_{c;d}$ - проектная величина R_c ;
 $R_{c;k}$ - характеристическая величина R_c ;
 $R_{c;m}$ - измеренная величина R_c при одном или нескольких испытаниях свай пробной нагрузкой;
 R_d - проектная величина сопротивления воздействию;
 $R_{p;d}$ - проектная величина силы сопротивления, вызываемой давлением грунта на боковую сторону фундамента;
 $R_{s;d}$ - проектное значение сопротивления по боковой поверхности ствола сваи;
 $R_{s;cal}$ - предельное значение сопротивления по боковой поверхности ствола сваи, рассчитанное с использованием параметров грунта по результатам испытания;
 $R_{s;k}$ - характеристическое значение сопротивления по боковой поверхности ствола сваи;
 R_t - предельное сопротивление выдергиванию одиночной сваи;
 $R_{t;d}$ - проектная величина сопротивления выдергиванию сваи или группы свай или сопротивление выдергиванию анкеров в конструкции;
 $R_{t;k}$ - характеристическая величина сопротивления выдергиванию сваи или группы свай;
 $R_{t;m}$ - измеренное сопротивление выдергиванию одиночной сваи при одном или нескольких испытаниях под нагрузкой;
 R_{tr} - сопротивление сваи поперечной нагрузке;
 $R_{tr;d}$ - проектное сопротивление сваи поперечной нагрузке;
 $S_{dst;d}$ - проектное значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;
 $S_{dst;k}$ - характеристическое значение дестабилизирующей силы фильтрационного давления в грунте;
 s - осадка;
 s_0 - мгновенная осадка;
 s_1 - осадка, вызванная консолидацией;
 s_2 - осадка, вызванная ползучестью (вторичная осадка);
 T_d - проектная величина суммарного сопротивления сдвигу, который развивается вокруг блока грунта, в котором размещается группа выдергиваемых свай, или в части сооружения на контакте с грунтом основания;
 u - поровое давление воды;
 $u_{dst;d}$ - проектное значение суммарного дестабилизирующего полного порового давления воды;
 V - вертикальная нагрузка или составляющая полного воздействия нормально к основанию фундамента;
 V_d - проектное значение V ;
 V'_d - проектное значение эффективного вертикального воздействия или компонента суммарного воздействия нормально к основанию фундамента;
 $V_{dst;d}$ - проектная величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;
 $V_{dst;k}$ - характеристическая величина вертикального дестабилизирующего воздействия на сооружение;
 X_d - проектная величина свойства материала;
 X_k - характеристическая величина свойства материала;
 z - вертикальное расстояние.

Греческие буквы

α - наклон поверхности основания фундамента к горизонтали;
 β - угол откоса грунта позади стены (вверх - положительный);

- δ - угол трения на границе раздела грунт-конструкция;
 δ_d - проектное значение δ ;
 γ - удельный вес;
 γ' - эффективный удельный вес;
 γ_a - частный коэффициент для анкеров;
 $\gamma_{a;p}$ - частный коэффициент для постоянных анкеров;
 $\gamma_{a;t}$ - частный коэффициент для временных анкеров;
 γ_b - частный коэффициент для сопротивления основания сваи;
 $\gamma_{c'}$ - частный коэффициент для эффективного сцепления;
 γ_{cu} - частный коэффициент для прочности на сдвиг в недренированном состоянии;
 γ_E - частный коэффициент для воздействия;
 γ_f - частный коэффициент для воздействий с учетом неблагоприятных отклонений от репрезентативных значений;
 γ_F - частный коэффициент;
 γ_G - частный коэффициент для постоянного воздействия;
 $\gamma_{G;dst}$ - частный коэффициент для постоянного дестабилизирующего воздействия;
 $\gamma_{G;stb}$ - частный коэффициент для постоянного стабилизирующего воздействия;
 γ_m - частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала);
 $\gamma_{m;i}$ - частный коэффициент для параметра грунта в слое i ;
 γ_M - частный коэффициент для параметра грунта (свойства материала), в том числе учитывающий неопределенности моделей;
 γ_Q - частный коэффициент для переменного воздействия;
 γ_{qu} - частный коэффициент для прочности при возможности бокового расширения;
 γ_R - частный коэффициент для сопротивления;
 $\gamma_{R;d}$ - частный коэффициент для неопределенности в модели сопротивления;
 $\gamma_{R;e}$ - частный коэффициент для сопротивления грунта;
 $\gamma_{R;h}$ - частный коэффициент для сопротивления скольжения;
 $\gamma_{R;v}$ - частный коэффициент для сопротивления сжатию;
 γ_s - частный коэффициент для сопротивления по боковой поверхности ствола сваи;
 $\gamma_{S;d}$ - частный коэффициент для неопределенностей при моделировании результатов воздействий;
 $\gamma_{Q;dst}$ - частный коэффициент для дестабилизирующего воздействия, вызывающего гидравлический разрыв;
 $\gamma_{Q;stb}$ - частный коэффициент для стабилизирующего воздействия, вызывающего гидравлический разрыв;
 $\gamma_{s;t}$ - частный коэффициент для сопротивления сваи на растяжение;
 γ_t - частный коэффициент для полного сопротивления сваи;
 γ_w - удельный вес воды;
 $\gamma_{\varphi'}$ - частный коэффициент для угла внутреннего трения ($\text{tg}\varphi'$);
 γ_γ - частный коэффициент для удельного веса воды;
 θ - угол наклона H ;
 ξ - коэффициент корреляции в зависимости от числа испытанных свай и от вида испытаний;
 ξ_a - коэффициент корреляции для анкеров;
 $\xi_1; \xi_2$ - поправочные коэффициенты для оценки результатов испытаний свай статической нагрузкой;
 $\xi_3; \xi_4$ - поправочные коэффициенты для определения сопротивления сваи по результатам инженерно-геологических изысканий, не являющихся испытаниями свай нагрузкой;

ξ_5 ; ξ_6 - поправочные коэффициенты для определения сопротивления сваи на основе ее испытания динамической ударной нагрузкой;

ψ - коэффициент преобразования характеристической величины в репрезентативную;

$\sigma_{stb;d}$ - проектное значение полного стабилизирующего вертикального напряжения;

$\sigma'_{h;0}$ - горизонтальный компонент эффективного давления грунта в покое;

$\sigma(z)$ - напряжение, нормальное к стене на глубине z ;

$\tau(z)$ - напряжение, касательное к стене на глубине z ;

φ' - угол внутреннего трения при эффективных напряжениях;

φ_{cv} - угол внутреннего трения в предельном состоянии при сдвиге;

$\varphi_{cv;d}$ - проектная величина φ_{cv} ;

φ'_d - проектная величина φ' .

Сокращения

CFA - сваи с непрерывной винтовой лопастью;

OCR - коэффициент переуплотнения.

ПРИМЕЧАНИЕ - 1 - Символы, широко используемые во всех Еврокодах, определяются в EN 1990:2002.

ПРИМЕЧАНИЕ - 2 - Обозначения используемых символов основаны на ISO 3898:1997.

(2) Для геотехнических расчетов рекомендуются следующие размерности и их производные:

- сила, кН;
- масса, кг;
- момент, кНм;
- массовая плотность, кг/м³;
- весовая плотность, кН/м³;
- напряжение, давление, прочность и жесткость (модуль деформации), кПа;
- коэффициент фильтрации, м/с;
- коэффициент консолидации, м²/с.

2 ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

2.1 Требования к проекту

(1)Р Для каждой геотехнической проектной ситуации должно проверяться, что не превышает ни одно из предельных состояний, определенных в EN 1990:2002.

(2) При определении проектных ситуаций и предельных состояний следует учитывать следующие факторы:

- инженерно-геологические условия площадки в связи с общей устойчивостью и перемещениями основания;
- тип и размер сооружения и его элементов, включая особые требования, такие как проектный срок службы;
- ситуацию на окружающей территории (например: соседние сооружения, транспорт, инженерные коммуникации, растительность, опасные химикаты);
- грунтовые условия;
- подземные воды;
- региональная сейсмичность;
- влияние окружающей среды (гидрология, поверхностные воды, оседание грунта, сезонные изменения температуры и влаги).

(3) Предельные состояния могут возникнуть в грунтовом основании или в сооружении, либо может произойти совместное разрушение сооружения и основания.

(4) Предельные состояния следует проверять по одному из следующих пунктов или по нескольким из них:

- использование расчетов в соответствии с 2.4;
- назначение предписывающих мероприятий согласно 2.5;
- экспериментальные модели и испытания нагрузкой в соответствии с 2.6;
- методы наблюдения в соответствии с 2.7.

(5) Практический опыт часто показывает, какой вид предельного состояния является определяющим для проекта, а возможность избежать других предельных состояний, можно определить с помощью контрольной проверки.

(6) Здания должны быть защищены от проникновения грунтовых вод или переноса паров или газов к ним внутрь.

(7) По возможности результаты расчета следует сравнить с сопоставимыми опытными данными.

(8)Р Чтобы установить минимальные требования к объему и содержанию геотехнических изысканий, расчетов и контрольных проверок при строительстве, необходимо определить сложность каждого геотехнического проекта и сопутствующие риски. В частности, следует делать различия между:

- легкими и простыми сооружениями и небольшими земляными сооружениями, для которых достаточно минимальных требований, основанных на опыте и геотехнических изысканиях, для качественных оценок при незначительном риске;
- другими геотехническими сооружениями.

ПРИМЕЧАНИЕ - - Способ, при помощи которого выполняются эти минимальные требования, может приводиться в национальном приложении.

(9) Для несложных геотехнических проектов и условий малого риска, аналогичных указанным выше, можно использовать упрощенные методы проектирования.

(10) Для назначения требований к геотехническому проекту могут вводиться три геотехнические категории: 1, 2 и 3.

(11) Геотехническую категорию сооружения следует обычно назначать до проведения геотехнических изысканий. При необходимости эту категорию можно проверить или изменить позднее на каждом этапе процесса проектирования и строительства.

(12) Можно использовать методы более высокой категории для обоснования более экономичных проектных решений или если проектировщик считает, что они более предпочтительны.

(13) Различные вопросы проектирования объекта могут потребовать обработки в соответствии с геотехническими категориями. Назначение наивысшей категории для всего проекта не является необходимостью.

(14) Геотехническая категория 1 должна включать только небольшие и относительно простые сооружения:

- для которых базовые требования могут быть выполнены на основе опыта и качественных геотехнических изысканий;
- при незначительном риске.

(15) Методы геотехнической категории 1 следует использовать только при незначительном риске, связанном с общей устойчивостью или с перемещениями основания, которые настолько хорошо известны и очевидны из сопоставимого местного опыта и грунтовых условий, что для проектирования и возведения фундаментов и оснований можно использовать общепринятые стандартные методы.

(16) Методы геотехнической категории 1 следует использовать, только если отсутствует выемка грунта ниже уровня подземных вод или если сопоставимый местный

опыт показывает, что предлагаемая выемка грунта ниже уровня подземных вод не представляет трудностей.

(17) Геотехническая категория 2 включает обычные типы сооружений и оснований фундаментов, которые не связаны с исключительным риском или сложными грунтовыми условиями или условиями нагружения.

(18) Проекты сооружений геотехнической категории 2 должны обычно включать количественные геотехнические данные и расчет, обеспечивающие выполнение основных требований.

(19) Для проектирования сооружений геотехнической категории 2 можно использовать результаты стандартных методов полевых и лабораторных испытаний, проектирования и выполнения работ.

ПРИМЕЧАНИЕ - Далее приводятся примеры обычных сооружений или их частей, соответствующих геотехнической категории 2:

- фундаменты на естественном основании;
- сплошные фундаментные плиты;
- свайные фундаменты;
- стены и другие сооружения, подпорные и удерживающие грунт или воду;
- земляные выемки;
- мостовые опоры или устои;
- насыпи и земляные сооружения;
- грунтовые анкеры и другие системы креплений;
- тоннели в твердой скальной породе без трещин или не требующие выполнения особой гидроизоляции и других условий.

(20) Геотехническая категория 3 включает сооружения или их части, которые выходят за пределы геотехнических категорий 1 и 2.

(21) Геотехническая категория 3 обычно включает правила и положения, отличающиеся от правил и положений настоящего стандарта.

ПРИМЕЧАНИЕ - Геотехническая категория 3 включает:

- очень большие необычные сооружения;
- сооружения, связанные с необычным риском или с необычными или особо сложными грунтами или условиями нагрузки;
- сооружения в районах с высокой сейсмичностью;
- сооружения в районах с возможной неустойчивостью площадки или с постоянными перемещениями грунта, что требует отдельных исследований или особых мероприятий.

2.2 Проектные ситуации

(1)Р Должны рассматриваться как кратковременные, так и долговременные ситуации.

(2) При геотехническом проектировании типовое детальное описание расчетных ситуаций должно включать:

- воздействия, их сочетания и случаи нагружения;
- общую пригодность основания сооружения по общей устойчивости и смещениям грунтового основания;
- расположение и классификацию различных зон грунта, горных пород или элементов конструкции, которые включены в расчетную модель;
- уклон подстилающих пластов;
- горные выработки, пустоты и другие подземные структуры;
- в случае сооружений, опирающихся на скальный грунт или вблизи от него;
- переслаивание мало - и сильносжимаемых слоев;
- разломы и трещины;
- возможную неустойчивость скальных блоков;

- пустоты выщелачивания типа поноров или трещин, заполненные рыхлым материалом, с продолжающимися процессами растворения;
- характер окружающей среды проектируемого объекта, включая:
- последствия выщелачивания, эрозии, выемки грунта, изменяющие геометрию поверхности основания;
- последствия химической коррозии;
- последствия выветривания;
- последствия промерзания;
- последствия длительных засушливых периодов;
- изменения уровней подземных вод вследствие водопонижения, возможного подтопления, аварий систем дренажа, водопользования и т. д.;
- присутствие газов, выделяющихся из грунта;
- другие временные и пространственные воздействия на прочность и другие свойства материалов, например возникновение ям, создаваемых землеройными животными;
- землетрясения;
- смещения грунтов основания за счет оседаний при горных работах и других причин;
- чувствительность сооружения к деформациям;
- влияние нового сооружения на существующие сооружения, коммуникации или окружающую среду.

2.3 Долговечность

(1) В геотехническом проекте необходимо оценить влияние условий окружающей среды на долговечность материалов и предусмотреть защиту или подбор материалов с соответствующей прочностью.

(2) При оценке долговечности материалов, используемых в грунте, следует учесть следующие обстоятельства:

а) для бетона:

- наличие агрессивных веществ в подземной воде или грунте, таких как кислоты и сульфатные соли;

б) для стали:

- химические воздействия в месте расположения элементов фундаментов в грунте с проницаемостью, достаточной для фильтрации подземных вод и кислорода;

- коррозия наружной поверхности шпунтовых стенок, открытых для воздействия свободных подземных вод, особенно в зоне их среднего уровня;

- точечная коррозия стальных элементов, заделанных в трещиноватый или пористый бетон, особенно в случае прокатных стальных профилей, на которых вторичная окалина (катод) вызывает электролитическое воздействие на поверхность без окалина (анод);

с) для древесины:

- грибки и аэробные бактерии в присутствии кислорода;

д) для синтетических тканей:

- эффект старения при действии ультрафиолетовых лучей или ухудшение свойств от действия озона или совместного воздействия температуры и напряжений и вторичные эффекты вследствие химического разложения.

(3) Необходимо сделать ссылки на положения стандартов, касающиеся долговечности.

2.4 Геотехническое проектирование с использованием расчетов

2.4.1 Общие положения

(1)Р Расчеты в проектах выполняются в соответствии с основными требованиями EN 1990:2002 и с особыми правилами данного стандарта. Расчеты в проектах включают:

- воздействия в виде приложенных нагрузок или заданных перемещений, например, вызванных перемещениями грунтов основания;
- свойства грунтов, горных пород или других материалов;
- геометрические данные;
- предельные величины деформаций, раскрытия трещин, вибраций и т. п.;
- расчетные модели.

(2) Следует учитывать, что знания грунтовых условий зависят от объема и качества геотехнических изысканий. Такие знания и контроль производства работ обычно важнее для выполнения фундаментальных требований, чем точность расчетных моделей и частных коэффициентов.

(3)Р Расчетная модель должна описывать принятое поведение основания для рассматриваемого предельного состояния.

(4)Р При отсутствии надежной расчетной модели для конкретного предельного состояния, надо провести расчет другого предельного состояния, используя такие коэффициенты, чтобы достижение этого конкретного предельного состояния было маловероятным. Другой подход - проектирование по предписаниям, с использованием экспериментальных моделей и испытаний нагрузкой или наблюдательного метода.

(5) Расчетная модель может быть:

- аналитической;
- полуэмпирической;
- численной.

(6)Р Любая расчетная модель должна быть или точной, или давать погрешность в сторону запаса надежности.

(7) Расчетная модель может включать упрощения.

(8) При необходимости можно изменять результаты, полученные при использовании модели так, чтобы проектный расчет был или точным, или давал погрешность в сторону запаса надежности.

(9) Если при модификации результатов используется коэффициент модели, то он должен учитывать следующее:

- диапазон неопределенности результатов, получаемых с помощью данного метода расчета;
- любые известные систематические погрешности, связанные с данным методом расчета.

(10)Р Если в расчете используется эмпирическая зависимость, то должно быть четко установлено, что она соответствует преобладающим грунтовым условиям.

(11) Предельные состояния грунтов с учетом их закономерностей, должны легко определяться с использованием расчетных схем. Для предельных состояний второй группы, деформации определяются расчетом в соответствии с 2.4.8 или другими методами.

ПРИМЕЧАНИЕ - Многие расчетные модели основаны на предположении о достаточной гибкости системы «основание-сооружение». Отсутствие гибкости может привести к предельному состоянию, которое можно охарактеризовать как мгновенное разрушение.

(12) Пригодны такие численные методы, в которых учитывается совместность деформаций или взаимодействие между сооружением и основанием в предельном состоянии.

(13) Следует учитывать совместность деформаций в предельном состоянии. Может потребоваться уточненный расчет с учетом относительной жесткости сооружения и основания в тех случаях, когда может произойти одновременное разрушение конструктивных элементов и основания. Примером могут служить фундаментные плиты, горизонтально нагруженные сваи и гибкие подпорные стены. Особое внимание следует уделить совместности деформаций для материалов хрупких или разупрочняющихся при деформациях.

(14) В некоторых ситуациях, например в котловане с подпорными стенами, удерживаемыми анкерными затяжками или распорками, величина или распределение давления грунта на ограждение, величина внутренних сил и изгибающих моментов в конструкциях в значительной степени зависят от жесткости сооружения, жесткости или прочности основания и природного напряженного состояния в основании.

(15) В данной ситуации в расчетах о взаимодействии основания и сооружения нужно использовать зависимости «напряжение-деформация» для основания и для конструктивных материалов и напряженные состояния в основании, достаточно репрезентативные для рассматриваемого предельного состояния и получения надежного результата.

2.4.2 Воздействия

(1)Р Воздействия определяются в соответствии с EN 1990:2002. При необходимости можно использовать величины воздействий согласно EN 1991.

(2)Р Необходимо принимать значения параметров геотехнических воздействий, если они известны до выполнения расчета, эти значения могут измениться при расчете.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения параметров геотехнических воздействий могут измениться в процессе расчета. В таких случаях они вводятся как первое приближение с заданным начальным значением.

(3)Р При определении воздействий, принимаемых в проекте, необходимо учитывать все взаимодействия между сооружением и основанием.

(4) В геотехнический проект включаются следующие факторы в качестве воздействий:

- вес грунта, горной породы и воды;
- напряжения в основании;
- давление грунта и давление подземных вод;
- давление свободной воды, включая давление волн;
- давление подземных вод;
- фильтрационные усилия;
- постоянные и временные нагрузки от сооружений;
- пригрузки;
- швартовые усилия;
- снятие нагрузки или выемка грунта;
- транспортные нагрузки;
- перемещения, вызванные горными работами, устройством подземных полостей и тоннелей;
- набухание и усадка, вызванные изменением растительного покрова, климата или влажности;
- перемещения, вызванные ползучестью или сдвигом оседающих массивов грунта;
- перемещения, вызванные ухудшением свойств, дисперсией, разложением, самоуплотнением или растворением;
- перемещения и ускорения, вызванные землетрясениями, взрывами, вибрациями и динамическими нагрузками;
- температурные воздействия, включая промерзание;
- ледовые нагрузки;

- внешнее преднапряжение грунтовых анкеров и распорок;
- негативное трение.

(5)Р Необходимо учесть возможность совместности воздействий, которые могут происходить как совместно, так и раздельно.

(6)Р Длительность воздействий должна рассматриваться с учетом изменений свойств грунта во времени, особенно параметров дренирования и сжимаемости мелкозернистых грунтов.

(7)Р Повторные воздействия и воздействия переменной интенсивности должны рассматриваться отдельно с учетом продолжающихся перемещений, разжижения грунтов, изменения жесткости и прочности основания.

(8)Р Воздействия, вызывающие динамическое поведение сооружения и основания, должны рассматриваться отдельно.

(9)Р Воздействия, при которых преобладают усилия от грунтовой и свободной воды, должны рассматриваться особо для учета деформаций, трещинообразования, переменной водопроницаемости и эрозии.

ПРИМЕЧАНИЕ - Неблагоприятные (или дестабилизирующие) и благоприятные (стабилизирующие) постоянные воздействия можно в некоторых случаях рассматривать как происходящие из одного источника. В этом случае для суммы этих воздействий или суммы соответствующих результатов воздействий можно использовать единый частный коэффициент запаса.

2.4.3 Свойства грунтов основания

(1)Р Параметры грунтовых и скальных массивов, численные значения которых принимаются для проектных расчетов, должны быть получены по результатам испытаний, или непосредственно, или посредством корреляции, с помощью теории или эмпирически, или другим способом с использованием имеющих к этому отношение данных.

(2)Р Значения, получаемые по результатам испытаний, и другие данные должны интерпретироваться в зависимости от рассматриваемого предельного состояния.

(3)Р Необходимо учитывать возможную разницу между свойствами грунтов основания и геотехническими параметрами, полученными по результатам испытаний, и параметрами, которые определяют поведение геотехнического сооружения.

(4) Различия по 2.4.3(3) могут зависеть от следующих обстоятельств:

- многие геотехнические параметры не являются истинными константами, а зависят от уровня напряжений и вида деформирования;

- структурные особенности грунта или горной породы (трещины, расслоения, крупные частицы и т. д.) могут играть различную роль в испытаниях и в геотехническом сооружении;

- временные эффекты;

- разупрочнение грунта или горной породы за счет фильтрации воды;

- разупрочнение от динамических воздействий;

- хрупкость или податливость испытуемого грунта или горной породы;

- метод возведения геотехнического сооружения;

- влияние производства работ на искусственно отсыпанный или закрепленный грунт;

- влияние строительных работ на свойства грунта.

(5) При установлении значений геотехнических параметров необходимо учитывать:

- опубликованную или хорошо известную информацию об использовании всех видов испытаний в соответствующих грунтовых условиях;

- значение каждого геотехнического параметра в сравнении с существующими опубликованными данными, местным и общеизвестным опытом;

- вариации геотехнических параметров, существенных для проекта;

- результаты любых крупномасштабных натурных испытаний и измерений соседних сооружений;
- все корреляционные связи между результатами более чем одного испытания;
- любое существенное ухудшение свойств грунтов, возможное в течение срока службы сооружения.

(6)Р Где это необходимо, используются калибровочные коэффициенты для перевода данных лабораторных или полевых испытаний, в соответствии с EN 1997-2, в значения, которые отражают поведение грунта или горной породы, залегающей в основании, с учетом фактического предельного состояния, или следует учитывать корреляционные зависимости, используемые для получения производных величин по результатам испытаний.

2.4.4 Геометрические данные

(1)Р Отметки и уклоны поверхности грунта, уровней воды, границ слоев, земляных выемок или размеры геотехнических сооружений должны рассматриваться как геометрические данные.

2.4.5 Характеристические величины

2.4.5.1 Характеристические и репрезентативные величины воздействий

(1)Р Характеристические и репрезентативные величины воздействий должны определяться в соответствии с EN 1990:2002 и EN 1991.

2.4.5.2 Характеристические значения геотехнических параметров

(1)Р Характеристические значения геотехнических параметров должны определяться по производным значениям, полученным в лабораторных и полевых испытаниях и дополненным опытными данными.

(2)Р Характеристическое значение геотехнического параметра должно назначаться как осторожная оценка значения, влияющего на достижение предельного состояния.

(3)Р При определении характеристических значений c' и $\text{tg}\phi'$ следует учитывать, что c' имеет больший разброс, чем $\text{tg}\phi'$.

(4)Р При выборе характеристических значений геотехнических параметров необходимо учитывать следующее:

- геологическую и другую исходную информацию, например данные предыдущих проектов;
- изменчивость значений измеренных параметров и другую важную информацию, например имеющиеся данные;
- объем полевых и лабораторных данных;
- тип и число образцов;
- размеры зоны основания, определяющие поведение геотехнического сооружения для данного предельного состояния;
- способность геотехнической конструкции передавать нагрузки от слабых зон к прочным зонам в основании.

(5) Характеристические значения могут приниматься как наименьшие, т. е. тогда они меньше, чем наиболее вероятные значения, или как наибольшие, т. е. больше, чем наиболее вероятные значения.

(6)Р Во всех расчетах следует использовать наиболее неблагоприятную комбинацию наибольших и наименьших значений независимых параметров.

(7) Зона основания, определяющая поведение геотехнического сооружения в предельном состоянии, обычно гораздо больше по размеру, чем образец для испытаний или зона основания, вовлеченная в натурные испытания. Поэтому значение определяющего параметра часто

принимается равным среднему значению группы значений с большой площади или с большого объема основания. Характеристическое значение должно быть осторожной оценкой этого среднего значения.

(8) Если поведение геотехнического сооружения в рассматриваемом предельном состоянии зависит от наименьшей или наибольшей величины параметра основания, то характерное значение должно соответствовать осторожной оценке наименьшего или наибольшего значения соответственно в зоне, определяющей поведение этого сооружения.

(9) При выборе зоны основания, определяющей поведение геотехнического сооружения в предельном состоянии, необходимо учесть, что это предельное состояние может зависеть от поведения сооружения на этом основании. Например, при рассмотрении предельного состояния по несущей способности для здания, опирающегося на несколько фундаментов, определяющим параметром должна быть средняя прочность по каждой отдельной зоне основания под фундаментом, если здание не может выдержать местное разрушение. Если же здание достаточно жесткое и прочное, то определяющим параметром должно быть усредненное значение локальных средних значений по всей зоне или части зоны основания под зданием.

(10) Если при выборе характеристических значений параметров грунта используются статистические методы, то такие методы должны быть различны для локального и регионального отбора образцов и должны допускать использование априорного знания сопоставимых параметров основания.

(11) Если используются статистические методы, то характеристическое значение должно быть таким, чтобы расчетная вероятность наихудшего значения, от которого зависит наступление рассматриваемого предельного состояния, не превышала бы 5 %.

ПРИМЕЧАНИЕ - В данном случае осторожной оценкой средней величины является выбор среднего значения ограниченного набора значений геотехнического параметра с доверительным уровнем вероятности 95 %, а осторожной оценкой малого значения является квантиль 5 %.

(12) При использовании стандартных таблиц характеристических значений, относящихся к параметрам по результатам изысканий, характеристическое значение нужно выбирать как очень осторожную оценку.

2.4.5.3 Характеристические значения геометрических данных

(1) Р Измеряются характеристические значения уровней грунта и подземных вод или свободной воды, определяются номинальные или расчетные значения верхнего и нижнего уровня.

(2) Характеристические значения уровня грунта и размеров геотехнических сооружений или их элементов должны быть равны номинальным значениям.

2.4.6 Проектные значения

2.4.6.1 Проектные значения воздействий

(1) Р Проектная величина воздействия должна определяться в соответствии с EN 1990:2002.

(2) Р Проектная величина воздействия F_d должна оцениваться непосредственно или получаться по репрезентативным значениям с использованием следующего уравнения:

$$F_d = \gamma_F F_{\text{rep}}, \quad (2.1a)$$

$$\text{где } F_{\text{rep}} = \psi F_k. \quad (2.1b)$$

(3) Р Соответствующие значения ψ указаны в EN 1990:2002.

(4)Р В уравнении (2.1а) используется частный коэффициент γ_F для постоянных или временных ситуаций, приведенный в приложении А.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 - Значения частных коэффициентов могут устанавливаться в соответствии с национальным приложением.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 - В приложении А значения устанавливают соответствующий уровень безопасности для традиционных проектов.

(5) Если проектные значения геотехнических воздействий оцениваются напрямую, то частные коэффициенты, определенные в соответствии с приложением А, должны использоваться для задания необходимого уровня безопасности.

(6)Р При учете давлений подземных вод и сил фильтрации в предельных состояниях, чреватых тяжелыми последствиями (это обычно аварийные предельные состояния), проектные значения должны приниматься как наиболее неблагоприятные в пределах срока службы сооружения. Для предельных состояний с менее тяжелыми последствиями (обычно это предельные состояния по возможности нормальной эксплуатации), проектные значения должны быть наиболее неблагоприятными в нормальных обстоятельствах.

(7) В некоторых случаях экстремальные значения давления воды по 1.5.3.5 EN 1990:2002 могут рассматриваться как аварийные воздействия.

(8) Проектные значения давления грунтовой воды могут быть получены или за счет использования частных коэффициентов для характерных давлений воды, или введением запаса надежности на характерный уровень воды по 2.4.4(1)Р и 2.4.5.3(1)Р.

(9) Следует учитывать следующие факторы, которые могут влиять на давление воды:

- уровень поверхности свободной воды или уровень подземных вод;
- благоприятные или неблагоприятные воздействия дренажа как природного, так и искусственного, с учетом техобслуживания в будущем;
- приток воды за счет дождей, наводнений, прорывов водопроводов и других источников;
- изменения давлений воды за счет роста или удаления растительности.

(10) Нужно учитывать неблагоприятные уровни воды, которые могут быть вызваны изменениями водосбора и уменьшением дренажа за счет засорения, замерзания или другими причинами.

(11) Проектный уровень грунтовых вод должен приниматься равным максимально возможному вплоть до уровня поверхности грунта, если нет обоснования эффективности системы дренажа.

2.4.6.2 Проектные величины геотехнических параметров

(1)Р Проектные значения геотехнических параметров X_d должны оцениваться по характерным значениям с использованием следующей формулы:

$$X_d = X_k / \gamma_M, \quad (2.2)$$

или определяться непосредственно.

(2)Р В формуле (2.2) для длительных временных ситуаций, указанных в приложении А, должны использоваться значения частного коэффициента γ_M .

ПРИМЕЧАНИЕ - 1 Значения частных коэффициентов могут устанавливаться национальными приложениями.

ПРИМЕЧАНИЕ - 2 Значения в приложении А дают минимальный уровень безопасности при традиционном проектировании.

(3) Если проектные значения геотехнических параметров оцениваются напрямую, то частные коэффициенты, приведенные в приложении А, должны использоваться в качестве справочных по требуемому уровню безопасности.

2.4.6.3 Проектные значения геометрических параметров

(1) Коэффициенты для частных воздействий и материалов γ_F и γ_M учитывают малые вариации геометрических параметров. В таких случаях не требуется дополнительный запас надежности геометрических параметров.

(2)Р Если вариации геометрических данных существенно влияют на надежность сооружения, то проектные значения геометрических параметров a_d должны оцениваться или напрямую, или определяться по номинальным значениям с использованием следующего уравнения (EN 1990:2002):

$$a_d = a_{\text{ном}} \pm \Delta a, \quad (2.3)$$

где значения Δa указаны в 6.5.4(2) и 9.3.2.2.

2.4.6.4 Проектные значения конструктивных параметров

(1)Р Проектные параметры прочности конструктивных материалов и проектные сопротивления конструктивных элементов должны определяться в соответствии с требованиями EN 1992 – EN 1996 и EN 1999.

2.4.7 Аварийные предельные состояния

2.4.7.1 Общие положения

(1)Р В случае необходимости производится проверка по следующим предельным состояниям:

- потеря равновесия сооружением и основанием, которые рассматриваются как жесткое тело, в котором прочность конструктивных материалов и грунтов основания недостаточны для обеспечения сопротивления (EQU);
- внутреннее разрушение или чрезмерные деформации сооружения или конструктивных элементов, включая, например, фундаменты, сваи, стены подвала и т. д., в которых прочность конструктивных материалов важна для обеспечения сопротивления (STR);
- разрушение или чрезмерные деформации основания, в котором прочность грунта или горной породы важна для обеспечения сопротивления (GEO);
- потеря равновесия сооружением или основанием из-за увеличения давления воды (взвешивание) или другими вертикальными воздействиями (UPL);
- гидравлический подъем в основании, внутренняя эрозия и образование усадочных раковин в грунте, вызванные наличием гидравлических градиентов (HYD).

ПРИМЕЧАНИЕ - Предельное состояние GEO часто оказывается критическим при назначении размеров конструктивных элементов, связанных с фундаментами или подпорными сооружениям, а иногда с прочностью конструктивных элементов.

(2)Р Для длительных или временных ситуаций следует использовать частные коэффициенты, указанные в приложении А.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут устанавливаться в национальном приложении. Значения даны в таблицах приложения А.

(3) Все значения частных коэффициентов для воздействий или последствий воздействий в аварийных ситуациях должны обычно приниматься равными 1,0. Все значения частных

коэффициентов для сопротивлений должны в этом случае выбираться в соответствии с конкретными обстоятельствами аварийной ситуации.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов можно назначать в национальном приложении.

(4)Р Значения более жесткие (severe), чем указанные в приложении А, должны использоваться в случаях аномального риска или необычных и чрезвычайно сложных грунтовых условиях и случаях загрузки.

(5) Значения менее жесткие, чем указанные в приложении А, можно использовать для временных сооружений или временных проектных ситуаций, где это оправдывается обстоятельствами.

(6) При расчете проектного значения сопротивления R_d или проектного значения результата воздействий E_d могут вводиться коэффициенты модели γ_{Rd} или γ_{Sd} соответственно для того, чтобы результаты проектной расчетной модели были либо точными, либо отклонялись в сторону запаса.

2.4.7.2 Проверка статического равновесия

(1)Р При рассмотрении предельного состояния по статическому равновесию или общих перемещений сооружения (EQU) следует проверить, что:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (2.4)$$

при

$$E_{dst;d} = E(\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d)_{dst} \quad (2.4a)$$

и

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb}. \quad (2.4b)$$

(2)Р В формуле (2.4) должны использоваться частные коэффициенты для постоянных и временных ситуаций, определенные в А.2(1)Р и А.2(2)Р.

ПРИМЕЧАНИЕ - 1 Статическое равновесие EQU имеет отношение в основном к проекту конструкций. В геотехническом проекте проверка EQU будет производиться в редких случаях, в таких как жесткие фундаменты на скальном основании, и она, в принципе, отличается от проверки общей устойчивости или взвешивания. При известном значении сопротивления сдвигу T_d эти расчеты имеют второстепенное значение.

ПРИМЕЧАНИЕ - 2 Значения частных коэффициентов могут быть установлены в национальном приложении. В таблицах А.1 и А.2 приведены их значения.

2.4.7.3 Проверка сопротивления для предельных состояний конструкций и основания в длительных и временных ситуациях

2.4.7.3.1 Общие положения

(1)Р При рассмотрении предельного состояния по разрушению или чрезмерным деформациям конструктивного элемента или поперечного сечения или основания (STR и GEO) следует проверить, что:

$$E_d \leq R_d. \quad (2.5)$$

2.4.7.3.2 Проектные результаты воздействий

Частные коэффициенты можно применять или к воздействиям $F_{\text{гер}}$, или к результатам этих воздействий E :

$$E_d = E(\gamma_F F_{\text{гер}}; X_k / \gamma_M; a_d) \quad (2.6a)$$

или

$$E_d = \gamma_E E\{F_{\text{гер}}; X_k / \gamma_M; a_d\}. \quad (2.6b)$$

(2) В некоторых проектных ситуациях применение частных коэффициентов к репрезентативным величинам воздействий от грунта или через грунт (давления грунта или воды) может привести к неоправданным или даже физически невозможным проектным значениям. В этих ситуациях коэффициенты могут применяться непосредственно к результатам воздействий, полученным по репрезентативным величинам воздействий.

(3)Р Частные коэффициенты из А.3.1(1)Р и А.3.2(1)Р должны использоваться в формулах (2.6a) и (2.6b).

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут назначаться в национальном приложении. В таблицах А.3 и А.4 приведены их значения.

2.4.7.3.3 Проектные сопротивления

(1) Частные коэффициенты можно применять или к параметрам грунта X , или к сопротивлениям R следующим образом:

$$R_d = R(\gamma_F F_{\text{гер}}; X_k / \gamma_M; a_d) \quad (2.7a)$$

или

$$R_d = R\{\gamma_F F_{\text{гер}}; X_k; a_d\} / \gamma_R, \quad (2.7b)$$

или

$$R_d = R\{\gamma_F F_{\text{гер}}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R. \quad (2.7c)$$

ПРИМЕЧАНИЕ - В проектных процедурах, в которых результаты воздействий корректируются коэффициентами, частный коэффициент на воздействия $\gamma_F = 1,0$ (также см. В.3(6)).

2(Р) Частные коэффициенты, определения которых даны в А.3.3.1(1)Р, А.3.3.4(1)Р, А.3.3.6(1)Р, используются в формулах (2.7a,b и c).

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут устанавливаться в национальном приложении. В таблицах А.5 – А.8, А.12 – А.14 приведены их значения.

2.4.7.3.4 Принципы проектирования

2.4.7.3.4.1 Общие положения

(1)Р Применение формул (2.6) и (2.7) определяется использованием одного и трех принципов проектирования.

ПРИМЕЧАНИЕ - 1 В национальном приложении может быть указано, как использовать формулы (2.6) и (2.7) и какой принцип применим.

ПРИМЕЧАНИЕ - 2 Подробные пояснения принципов проектирования даются в приложении В.

ПРИМЕЧАНИЕ - 3 Частные коэффициенты в приложении А, которые используются в формулах (2.6) и (2.7), собраны в группы, имеющие следующие обозначения: А (для воздействий и результатов воздействий), М (для параметров грунта) и R (для сопротивлений). Они выбираются в соответствии с принципом проектирования.

2.4.7.3.4.2 Проектный принцип 1

(1)Р За исключением проектирования свай и анкеров на действие осевой нагрузки следует проверять их предельные состояния при разрушении или чрезмерной деформации при следующих сочетаниях частных коэффициентов:

сочетание 1: $A1 \llcorner M1 \llcorner R1$;

сочетание 2: $A2 \llcorner M2 \llcorner R1$,

где \llcorner означает «в сочетании с...».

ПРИМЕЧАНИЕ - В сочетаниях 1 и 2 частные коэффициенты применяются к воздействиям и параметрам прочности грунта.

(2)Р При проектировании свай на действие осевых нагрузок следует делать проверку по предельным состояниям при разрушении или чрезмерной деформации для следующих сочетаний частных коэффициентов:

сочетание 1: $A1 \llcorner M1 \llcorner R1$;

сочетание 2: $A2 \llcorner (M1 \text{ или } M2) \llcorner R4$.

ПРИМЕЧАНИЕ - 1 В сочетании 1 частные коэффициенты применяются к воздействиям и параметрам прочности грунта. В сочетании 2 частные коэффициенты используются для воздействий, сопротивления основания и иногда для прочностных параметров грунтов основания.

ПРИМЕЧАНИЕ - 2 В сочетании 2 группа $M1$ используется для расчета сопротивлений свай и анкеров, а группа $M2$ - для расчета неблагоприятных воздействий на сваи, например, для расчета негативного трения или горизонтального нагружения.

(3) Если очевидно, что проект зависит от одного из двух сочетаний, то расчет на другие сочетания не требуется. Однако различные сочетания могут быть критичными в различных ситуациях для одного и того же проекта.

2.4.7.3.4.3 Принцип проектирования 2

(1)Р Нужно проверить, что предельного состояния или чрезмерных деформаций при разрушении не достигается для следующего сочетания наборов частных коэффициентов:

сочетание: $A1 \llcorner M1 \llcorner R2$.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 - При таком подходе частные коэффициенты применяются для воздействий или результатов воздействий и для сопротивлений грунтов основания.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 - Если используется этот подход для расчета откосов и общей устойчивости, то результат воздействий на поверхности разрушения умножается на γ_e , а сопротивление сдвигу вдоль поверхности разрушения делится на $\gamma_{R,e}$.

2.4.7.3.4.4 Проектный принцип 3

(1)Р Необходимо проверять, что не достигается предельное состояние по разрушению или чрезмерной деформации при следующем сочетании частных коэффициентов:

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

* - для воздействий от сооружений;

† - для геотехнических воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ - 1 При таком подходе частные коэффициенты применяются к воздействиям или результатам воздействий от сооружения и к параметрам прочности грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ - 2 Для расчета откосов и общей устойчивости воздействия на грунт (т. е. воздействия сооружений, транспортные нагрузки) рассматриваются как геотехнические воздействия с использованием группы коэффициентов нагрузки $A2$.

2.4.7.4 Процедура проверки и частные коэффициенты для поднятия грунта

(1)Р Проверка на поднятие грунта - это проверка того, что проектное сочетание постоянных и переменных вертикальных воздействий $V_{dst;d}$ меньше или равно сумме проектного значения стабилизирующих постоянных вертикальных воздействии $G_{stb;d}$ и проектной величины дополнительного сопротивления поднятию R_d :

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d, \quad (2.8)$$

где $V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$.

(2) Дополнительное сопротивление поднятию можно также рассматривать как стабилизирующее постоянное вертикальное воздействие $G_{stb;d}$.

(3)Р Частные коэффициенты для $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ и R_d для длительных и кратковременных ситуаций в 4(1)Р и А.4(2)Р должны использоваться в формуле (2.8).

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут устанавливаться в национальном приложении. В таблицах А.15 и А.16 приведены их значения.

2.4.7.5 Проверка сопротивления разрушению при поднятии от фильтрации воды в грунте

(1)Р При рассмотрении предельного состояния по разрушению из-за фильтрации воды в грунте (НУД, см. 10.3) для каждого характерного столба грунта необходимо проверить, что проектная величина дестабилизирующего полного порового давления воды $u_{dst;d}$ по низу столба или проектная величина силы фильтрации в столбе грунта $S_{dst;d}$ меньше или равна стабилизирующему полному вертикальному напряжению $\sigma_{stb;d}$ по низу грунтового столба или весу этого столба во взвешенном состоянии $G'_{stb;d}$:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}; \quad (2.9a)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d}. \quad (2.9b)$$

(2)Р Для длительных и кратковременных нагрузок в формулах (2.9a) и (2.9b) следует использовать частные коэффициенты $u_{dst;d}$, $\sigma_{stb;d}$, $S_{dst;d}$ и $G'_{stb;d}$.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут быть даны в национальном приложении. В таблице А.17 приведены их значения.

2.4.8 Эксплуатационные предельные состояния

(1)Р Проверка основания или конструкций, элементов или стыков по эксплуатационным предельным состояниям требует выполнения неравенства:

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

или проводится с помощью метода, изложенного в 2.4.8(4).

(2) Значения частных коэффициентов для эксплуатационных предельных состояний обычно принимаются равными 1,0.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут быть даны в национальном приложении.

(3) Характеристические значения должны меняться в соответствии с изменениями свойств грунтов основания, вызванных понижением уровня подземных вод или усадкой при высыхании, которые могут произойти в течении срока службы сооружения.

(4) Можно удостовериться, что в некотором небольшом диапазоне напряжений в грунтах, деформации не превысят предельных значений по условиям нормальной эксплуатации, что делает данный упрощенный подход ограниченным при следующих условиях:

- величина деформации не требует проверки предельного состояния пригодности к эксплуатации;
- имеется установленный сравнительный опыт с аналогичными грунтом, конструкцией и методом применения.

(5)Р Ограничением для деформаций является величина, при которой в сооружении может возникнуть эксплуатационное предельное состояние (недопустимые трещины или заклинивание дверей). Это предельное состояние согласуется при проектировании сооружения.

2.4.9 Ограничения перемещений фундаментов

(1)Р При проектировании фундаментов необходимо установить ограничения на перемещения фундаментов.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения допустимых перемещений фундаментов могут быть указаны в национальном приложении.

(2)Р Любые неравномерные перемещения фундаментов, вызывающие деформации надфундаментных конструкций должны быть ограничены для того, чтобы исключить достижение предельного состояния в этих конструкциях.

(3)Р При выборе проектных ограничений перемещений и деформаций следует учитывать следующее:

- наличие уверенности в том, что приемлемое значение перемещения назначить можно;
- возникновение и величину перемещений основания;
- вид сооружения;
- вид материалов конструкций;
- вид фундамента;
- тип основания;
- характер деформаций;
- предполагаемое использование сооружения;
- обеспечение беспрепятственного доступа технического персонала в сооружение.

(4)Р При расчете неравномерных деформаций необходимо учитывать:

- возникновение и величину перемещений основания;
- случайные и систематические вариации свойств грунтов основания;
- распределение нагрузок;
- метод строительства (включая последовательность нагружения);
- жесткость сооружения в процессе строительства и после окончания строительства.

ПРИМЕЧАНИЕ - При отсутствии заданных предельных значений деформаций надфундаментных конструкций можно использовать значения деформаций конструкций и перемещений основания, приведенные в приложении Н.

2.5 Проектирование по предписаниям

(1) Если расчетные модели отсутствуют или не нужны, то можно избежать превышения предельных состояний, используя предписания, которые включают традиционные правила проектирования и контроль материалов, выполнения работ, защиты и технического обслуживания.

ПРИМЕЧАНИЕ - Ссылки на такие традиционные и консервативные правила могут быть включены в национальное приложение.

(2) Проектирование по предписаниям допустимо, если имеется сопоставимый опыт в соответствии с 1.5.2.2, который делает излишним проведение расчетов. Это также относится к морозостойкости, химической и биологической агрессии, которые обычно невозможно достоверно учесть.

2.6 Испытания нагрузкой и испытания экспериментальных моделей

(1)Р Если при проектировании используются результаты испытаний нагрузкой, или данные испытаний моделей крупного или мелкого масштаба, или альтернативные подходы по 2.1(4), надо рассматривать и учитывать следующие факторы:

- различие грунтовых условий при испытаниях и на строительной площадке;
- временные эффекты, особенно тогда, когда продолжительность испытаний намного меньше, чем продолжительность нагружения реальных конструкций;
- масштабные эффекты, особенно в случае использования малых моделей; следует учитывать влияние уровня напряжений размера частиц грунта.

(2) Испытания можно проводить на образцах реальных конструкций, на полномасштабных и мелкомасштабных моделях.

2.7 Наблюдательный метод

(1) Если прогноз геотехнических аспектов поведения сооружения затруднен, то целесообразно применить подход, известный как «наблюдательный метод», который предполагает пересмотр проекта в процессе строительства.

(2)Р Необходимо выполнение следующих требований до начала строительства:

- должны быть установлены приемлемые пределы характеристик;
- оценить возможный диапазон этих характеристик и показать, что имеется приемлемая вероятность того, что реальные характеристики будут находиться внутри приемлемых пределов;
- должен быть разработан план контроля. Контроль будет обнаруживать, лежат ли реальные характеристики внутри приемлемых пределов. Контроль необходимо проводить ясно, на достаточно ранней стадии, и с достаточно короткими интервалами, чтобы позволить успешно предпринять возможные воздействия;
- время реакции измерительных приборов и процедуры анализа результатов должны быть достаточно быстрыми в отношении возможного развития системы;
- должен разрабатываться план случайных воздействий, если контроль обнаруживает, что характеристики лежат вне приемлемых значений.

(3)Р Во время строительства контроль необходимо проводить в соответствии с планом.

(4)Р Результаты мониторинга оцениваются поэтапно, а аварийные мероприятия должны проводиться в случае превышения допустимых пределов поведения.

(5)Р Если оборудование для проведения мониторинга не дает надежных данных соответствующего формата и в достаточном объеме, то его следует заменить и дополнить.

2.8 Отчет о геотехническом проекте

(1)Р Допущения, данные, методы расчета и результаты верификации надежности и функциональности должны быть отражены в отчете о геотехническом проекте.

(2) Подробность отчетов о геотехническом проекте существенно меняется в зависимости от типа проекта. Для простых проектов может быть достаточно одной страницы.

(3) Отчет о геотехническом проекте должен, как правило, включать следующие пункты со ссылкой на отчет о геотехнических изысканиях (см. 3.4) и на другие документы, которые содержат больше информации:

- описание площадки и окружающей территории;
- описание грунтовых условий;
- описание предполагаемого строительства, включая воздействия;
- проектные значения параметров грунта и скальных пород, включая обоснование, если это необходимо;
- ссылки на применяемые коды и стандарты;
- утверждения о пригодности площадки для предполагаемого строительства и уровень приемлемых рисков;
- проектные геотехнические расчеты и чертежи;
- рекомендации по проекту фундаментов;
- перечень позиций, требующих проверки в период строительства или выполнения технического обслуживания или мониторинга.

(4)Р Отчет по геотехническому проекту должен включать план надзора и контроля, при необходимости. Позиции, которые требуют проверки во время строительства или требуют обслуживания после строительства, должны быть четко обозначены. Когда необходимые позиции были выполнены во время строительства, они должны регистрироваться в приложении к отчету.

(5) В отношении надзора и контроля отчет о геотехническом проекте должен устанавливать:

- цель каждой группы наблюдений и измерений;
- части сооружения, подлежащие мониторингу и точки проведения наблюдений;
- периодичность снятия отсчетов;
- способы обработки результатов наблюдений;
- диапазон ожидаемых результатов;
- продолжительность мониторинга после окончания строительства;
- стороны, ответственные за проведение измерений и наблюдений, за интерпретацию полученных результатов и за техническое обслуживание измерительных приборов.

(6)Р Владелец/заказчику должна быть представлена выписка из отчета о геотехнических изысканиях, содержащая требования к надзору, мониторингу и техническому обслуживанию завершеного сооружения.

3 ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ

3.1 Общие положения

(1)Р Во всех случаях следует проводить тщательный сбор, регистрацию и интерпретацию геотехнической информации. Эта информация должна включать данные по геологии, геоморфологии, сейсмичности, гидрогеологии и истории площадки. Необходимо учитывать неоднородность свойств грунтов основания.

(2)Р Геотехнические изыскания следует планировать с учетом требований строительства и эксплуатации предполагаемого сооружения. Масштаб геотехнических

изысканий должен постоянно пересматриваться по мере поступления новой информации в процессе производства работ.

(3)Р Должны проводиться стандартные полевые изыскания и лабораторные испытания и представляться в виде отчетов в соответствии с международными признанными стандартами и рекомендациями. Должны быть указаны отклонения от этих стандартов и требования к дополнительным испытаниям.

(4) Требования к лабораторным и полевым испытаниям должны соответствовать EN 1997-2.

3.2 Геотехнические изыскания

3.2.1 Общие положения

(1)Р Геотехнические изыскания должны обеспечивать достаточный объем данных, касающихся грунтов основания и состояния подземных вод на площадке и на прилегающей территории, для правильного описания существенных свойств грунтов основания и надежных оценок характерных значений параметров грунтов, используемых в проектных расчетах.

(2)Р Состав и объем геотехнических изысканий должен соответствовать конкретному этапу изысканий и геотехнической категории (см. EN 1997-2, раздел 2).

(3) Может оказаться, что для особо крупных и необычных сооружений, сооружений, связанных с повышенным риском или необычными или чрезвычайно трудными грунтовыми условиями и видом нагружения, а также для сооружений в зонах с повышенным сейсмическим риском объем изысканий согласно EN 1997 будет не достаточен для выполнения проектных требований.

(4) Если характер и объем изысканий связаны с геотехнической категорией сооружения, то грунтовые условия, которые могут повлиять на выбор этой геотехнической категории, должны быть определены по возможности раньше в процессе изысканий.

(5) Исследования должны включать визуальные проверки участка для разрешения допущений по проекту, которые должны проверяться во время строительства.

3.2.2 Предварительные изыскания

(1)Р Предварительные изыскания должны выполняться для:

- оценки общей пригодности площадки;
- сравнения с другими площадками, при наличии таковых;
- оценки изменений, которые могут быть вызваны производством предполагаемых работ;
- планирования проекта и управления исследованиями, включая определение объема грунта, который будет влиять на работу конструкции;
- для определения резервных областей.

3.2.3 Проектные изыскания

(1)Р Проектные изыскания должны проводиться для того, чтобы:

- получить информацию для проектирования временных и постоянных сооружений;
- получить информацию, необходимую для планирования технологии строительства;
- выявить любые трудности, которые могут возникнуть в период строительства.

(2)Р Проектные изыскания должны надежно выявить залегание и свойства грунтов основания в пределах зоны влияния предполагаемого строительства.

(3)Р Параметры, которые влияют на способность сооружения выполнить эксплуатационные требования, должны быть установлены до начала разработки окончательного проекта.

(4) Для того, чтобы проектные изыскания учитывали все существенные грунтовые формации, необходимо обратить особое внимание на следующие геологические особенности:

- геологические разрезы;
- природные и техногенные полости;
- ухудшение характеристик скальных пород, грунтов и насыпных материалов;
- гидрогеологические эффекты;
- разломы, трещины и другие нарушения непрерывности;
- ползучесть грунтовых и скальных массивов;
- присутствие набухающих и просадочных грунтов и скальных пород;
- присутствие отходов и техногенных материалов.

(5)Р Необходимо учитывать историю площадки и прилегающей территории.

(6)Р Изыскания должны выполняться, по крайней мере, для тех напластований, которые имеют отношение к проекту.

(7)Р Существующие уровни грунтовых вод должны устанавливаться во время исследований. Должны регистрироваться любые уровни свободных вод, которые наблюдались во время исследования (см. EN 1997-2).

(8) Следует устанавливать предельные уровни воды для любого водного источника, который может повлиять на давления грунтовых вод.

(9)Р Необходимо установить расположение и параметры любых стоков или водных скважин в пределах площадки.

3.3 Оценка геотехнических параметров

3.3.1 Общие положения

(1) Далее делаются ссылки на требования по оценке геотехнических параметров, широко используемых только при лабораторных и эксплуатационных тестах. Могут использоваться другие тесты при условии, что их стабильность была продемонстрирована посредством сравнительного опыта.

3.3.2 Описание видов грунтов и горных пород

(1)Р Характер и основные компоненты нескального и скального грунта должны определяться перед интерпретацией результатов других испытаний.

(2)Р Материал должен быть обследован, идентифицирован и описан в соответствии с принятой номенклатурой. Необходимо выполнить геологическую оценку.

(3) Грунты следует классифицировать и описывать их слои в соответствии с признанной геотехнической классификацией грунтов и системой описания.

(4) Скальную породу следует классифицировать с точки зрения качества твердого материала (камня) и ее трещиноватости. Качество камня следует описывать с точки зрения воздействия природных факторов, организации частиц, преобладающего размера зерна минералов, твердости и плотности основного минерала. Трещиноватость следует характеризовать с точки зрения типа смыкания, ширины, промежутка и качества заполнения.

(5) В дополнение к визуальной проверке, может использоваться ряд тестов для классификации, идентификации и определения свойств грунтов и скальных пород (см. EN 1997-2), такие как:

для грунтов:

- гранулометрический состав;
- объемный вес;
- пористость;
- влажность;
- форма частиц;
- шероховатость поверхности частиц;
- показатель плотности;
- пределы Аттерберга;

- набухание;
- содержание карбонатов;
- содержание органики;
- для горных пород:
- минералогический состав;
- петрографический состав;
- влажность;
- объемный вес;
- пористость;
- скорость звука;
- быстрое водопоглощение;
- набухание;
- долговечность при замачивании;
- прочность при одноосных испытаниях на вдавливание.

3.3.3 Объемный вес

(1)Р Объемный вес следует определять с точностью, достаточной для назначения расчетных и характеристических значений воздействий, которые от него зависят.

(2) Объемный вес следует определять на образцах грунта или горной породы, ненарушенной структуры (см. EN 1997-2). Кроме того, объемный вес можно определять по хорошо установленным и документированным корреляционным зависимостям, основанным, например, на результатах зондирования.

3.3.4 Показатель уплотнения

(1)Р Показатель уплотнения должен отражать степень уплотнения несвязного грунта по отношению к самому рыхлому и самому плотному состоянию, определяемым посредством стандартных лабораторных испытаний.

3.3.5 Степень уплотнения

(1)Р Степень уплотнения природного грунта или насыпи выражается в виде отношения между объемным весом в сухом состоянии и максимальным объемным весом, полученным по результатам стандартных испытаний на уплотнение.

3.3.6 Прочность на сдвиг

(1)Р При оценке прочности грунта на сдвиг следует учитывать следующие свойства:

- уровень напряжений, действующих на грунт;
- анизотропия прочностных свойств грунтов, особенно глин с низкой пластичностью;
- трещиноватость, особенно твердых глин;
- эффекты скорости деформаций;
- очень большие деформации, возможные в проектной ситуации;
- предварительно сформированные поверхности скольжения;
- временные эффекты;
- чувствительность связных грунтов;
- степень водонасыщения.

(2) Если оценка прочности на сдвиг основана на результатах испытаний, то следует учесть уровень доверительной вероятности согласно теории, используемой для определения значений прочности на сдвиг, а также возможные нарушения во время отбора образцов и неоднородность образцов.

(3) Что касается временных эффектов, то следует учитывать, что период, в течение которого грунт эффективно дренируется зависит от его водопроницаемости, наличия свободной воды и конкретной геометрической конфигурации.

(4)Р Значения параметров c' и $tg\phi'$ эффективной прочности на сдвиг должны приниматься постоянными только в пределах диапазона напряжений, для которого они были определены.

3.3.7 Жесткость грунта

(1)Р При оценке жесткости грунта учитываются следующие факторы:

- условия дренирования;
- величина средних эффективных напряжений;
- естественная или искусственная консолидация;
- значения установленной сдвиговой деформации или возникающих касательных напряжений, которые впоследствии часто регламентируются при оценке сопротивления сдвигу при разрушении.

(2) Сложно получить надежные данные по результатам полевых и лабораторных измерений модуля деформации грунта из-за нарушений образцов и других причин. Данные лабораторных испытаний образцов часто преувеличивают сжимаемость грунта. Поэтому следует анализировать данные о поведении существующих сооружений, при наличии таковых.

3.3.8 Качества и свойства горных пород и скальных массивов

3.3.8.1 Общая оценка

(1)Р При оценке качества и свойств горных пород и скальных массивов необходимо проводить различие между поведением скального материала при испытаниях ненарушенных образцов и поведением значительно больших по размерам скальных массивов, которые включают структурные разрывы сплошности, напластования, трещины, зоны сдвигов и пустоты выщелачивания. Необходимо учитывать следующие характеристики разрывов:

- расстояние между разрывами;
- ориентация;
- раскрытие;
- непрерывная длина;
- герметичность;
- шероховатость, включая влияние прежних подвижек;
- наполняющий материал.

(2)Р Кроме того, при оценке свойств горных пород и скальных массивов необходимо учитывать следующие факторы:

- природные напряжения;
- давление воды;
- выраженную неоднородность свойств между различными пластами.

(3) Оценки свойств скальных массивов, таких как:

- прочность и жесткость;
- отдельности, особенно в трещиноватых зонах;
- водопроницаемость системы трещин;
- деформационные свойства выветрелых горных пород,

можно получить, используя классификацию скальных массивов согласно EN 1997-2.

(4)Р Необходимо учитывать чувствительность горных пород, например, к изменениям климата или напряженного состояния. Следует также учитывать влияние химических воздействий на поведение скальных оснований.

(5) При оценке качества горных пород и скальных массивов следует учитывать следующие свойства:

- некоторые пористые слабые горные породы быстро разрушаются, превращаясь в грунты с низкой прочностью, особенно при выветривании;

- некоторые горные породы имеют высокую растворимость из-за присутствия в них каналов проникания подземных вод, каверн и воронок, которые могут выходить на поверхность земли;

- при разгрузке и доступе воздуха некоторые горные породы сильно набухают из-за поглощения воды глинистыми минералами.

3.3.8.2 Прочность при одноосном вдавливании и сжимаемость горных пород

(1)Р При оценке прочности на одноосное вдавливание и сжимаемость горных пород следует учитывать следующие факторы:

- ориентация оси нагружения относительно, например, направлений анизотропии образцов, плоскостей наложения, расслоения;
- метод отбора образцов, историю хранения и окружающую среду;
- число испытанных образцов;
- геометрия испытанных образцов;
- влажность и степень водонасыщения при испытаниях;
- продолжительность испытаний и уровень напряжений;
- метод определения модуля деформации и уровень или уровни напряжений, при которых он был определен.

3.3.8.3 Прочность трещиноватых горных пород на сдвиг

(1)Р При оценке прочности трещиноватых горных пород на сдвиг следует учитывать следующие факторы:

- ориентация трещины в горной породе по отношению к принятому направлению воздействий;
- ориентация сдвига при испытаниях;
- число испытанных образцов;
- площадь сдвига;
- давление поровой воды;
- возможность прогрессивного разрушения, характерного для поведения горной породы в основании.

(2) Плоскости ослабления скальных массивов обычно совпадают с трещинами или с плоскостями залегания, сланцеватости или скалывания или с плоскостью контакта между грунтом и скалой или между бетоном и скалой. Прочность на сдвиг по этим плоскостям обычно учитывается при расчетах по предельным состояниям горных массивов.

3.3.9 Параметры водопроницаемости и консолидации грунтов и горных пород

3.3.9.1 Параметры водопроницаемости и консолидации грунтов

(1)Р При оценке параметров водопроницаемости и консолидации следует учитывать следующие факторы:

- влияние неоднородности;
- влияние анизотропии;
- влияние трещин и разломов;
- влияние изменений напряжения при предлагаемой нагрузке.

(2) Измерения водопроницаемости при лабораторных испытаниях образцов малого размера могут не отражать природных условий. Поэтому, по возможности, следует отдавать предпочтение испытаниям больших объемов основания. Но при этом следует учитывать возможные изменения водопроницаемости при увеличении эффективных напряжений по сравнению с величинами в натурных условиях.

(3) Иногда водопроницаемость определяется на основе информации о распределении гранулометрического состава.

3.3.9.2 Параметры водопроницаемости горных пород

(1)Р Поскольку водопроницаемость скальных массивов в основном зависит от степени трещиноватости и нарушений сплошности в виде разрывов и трещин, то ее следует измерять посредством испытаний на месте или на основе имеющегося местного опыта.

(2) Проницаемость по месту может определяться с помощью системы тестов с закачкой, в комбинации с регистрацией потока, с рассмотрением условий пространственного, гидрогеологического потока вокруг конструкции и нанесением на карту конфигураций трещин и других нарушений сплошности.

(3) Проницаемость по месту может определяться с помощью системы тестов с закачкой, в комбинации с регистрацией потока, с рассмотрением условий пространственного, гидрогеологического потока вокруг конструкции и нанесением на карту конфигураций трещин и др.

3.3.10 Геотехнические параметры, определяемые по данным полевых испытаний

3.3.10.1 Зондирование конусом

(1)Р При оценке значений сопротивления конуса, муфтового трения и, возможно, порового давления воды должны приниматься в расчет следующие аспекты:

- подробная конструкция конуса и муфты трения. Это может влиять существенно на результаты, поэтому и должен быть определен допустимый тип используемого конуса;
- результаты могут истолковываться с достоверностью только тогда, когда устанавливается последовательность слоев грунта; поэтому во многих случаях потребуется бурение в совокупности с тестами на проницаемость;
- эффекты грунтовых вод и давлений от веса грунта;
- в разнородных грунтах, в которых регистрируются сильно отклоняющиеся результаты, значения проницаемости должны выбираться для зоны грунта, соответствующей строительству;
- установленные корреляции с другими результатами тестирования, такими как измерения плотности, и другие формы тестирования на проницаемость.

3.3.10.2 Статическое и динамическое зондирование

(1)Р При определении числа ударов следует учитывать следующее:

- вид испытаний;
- подробное описание методики испытаний;
- залегание подземных вод;
- влияние бытового давления;
- вид грунта, особенно в случае крупнообломочных грунтов и крупного гравия.

3.3.10.3 Испытания крыльчаткой

(1)Р При оценке результатов испытания должно рассматриваться следующее:

- подробности процедуры испытания;
- использовалось ли стандартное оборудование с вращательным зондом;
- проводились ли измерения на различных глубинах для получения геологического разреза в последовательности слоев грунта;
- поверхностное трение вдоль ствола.

(2) Тесты с вращательным зондом могут использоваться для оценки прочности на сдвиг c_u для связного грунта в недренированном состоянии.

ПРИМЕЧАНИЕ - Испытание вращательным зондом является простым и дешевым способом проверки пригодности к перевозке мягкого грунта для тяжелого оборудования и транспортных средств.

(3) Для получения производных величин c_u измеренные значения должны корректироваться на коэффициент, исходя из местного опыта и в зависимости от предела текучести, например индекса пластичности и эффективного вертикального напряжения.

3.3.10.4 Испытание плотности зондированием

(1)Р При оценке результатов испытания плотности зондированием в расчет должны приниматься следующие особенности:

- подробное описание процедуры тестирования;
- состояния грунтовых вод;
- влияние давления от веса грунта;
- природа грунта, особенно если встречаются валуны или крупный гравий.

(2) Тесты с зондированием плотности могут использоваться для оценки границ слоев грунта и плотности несвязных грунтов.

3.3.10.5 Испытания прессиометром

(1)Р При оценке значений предельного давления и прессиометрических модулей следует учитывать следующие особенности:

- тип оборудования;
- процедуру, используемую для монтажа измерителя давления в грунте.

(2) Не следует использовать графики испытаний с отклонением предельных значений больше допустимой величины. Когда предельное давление не достигается во время испытания, может использоваться умеренная или консервативная экстраполяция кривой для ее оценки. Для тестов, в которых определяется только начальная часть кривой манометра, могут использоваться общие корреляции или, предпочтительно, локальные корреляции с того же участка для консервативной оценки предельного давления по манометру прессиометра.

3.3.10.6 Испытания дилатометром

(1)Р При оценке результатов испытаний дилатометром необходимо учитывать методику его установки.

(2)Р До проведения испытаний следует определять стратификацию грунтов и некоторые основные параметры, такие как зерновой состав и степень водонасыщения грунта.

(3) При определении прочностных параметров грунта необходимо учитывать сопротивление погружению.

(4) Результаты испытаний дилатометром используются как показатель для определения производных значений модулей деформации слоев грунта.

3.3.10.7 Испытания на уплотнение

(1)Р При определении уплотняемости насыпного материала следует учитывать следующие факторы:

- вид грунта или скальной породы;
- гранулометрический состав;
- форма зерен;
- неоднородность;
- степень водонасыщения или влажность;
- тип испытательной установки.

(2) При полевых измерениях (зондирование, испытания на динамическое уплотнение, штамповые испытания, измерение осадок), выполняемых для контроля уплотнения грунтов площадки, результаты испытаний на уплотнение (см. 5.3.3(4)) должны быть согласованы с

результатами стандартных лабораторных испытаний на уплотнение, чтобы достоверно оценить уплотняемость грунта или каменной наброски.

3.4 Отчет об инженерно-геотехнических изысканиях

3.4.1 Требования

(1)Р Результаты геотехнического исследования должны сводиться в отчет, который должен формировать часть отчета по геотехническому проекту, описанному в 2.8.

(2)Р Для получения информации по использованию лабораторных и полевых тестов для геотехнических параметров необходимо обращаться к EN 1997-2.

(3) Отчет об исследованиях грунта обычно должен состоять из:

- представления всей имеющейся геотехнической информации, включая геологические характеристики и имеющие к этому отношение данные;
- геотехнической оценки информации, устанавливающей допущения, сделанные при толковании результатов тестирования.

Информация может представляться, как один отчет или как отдельные части.

3.4.2 Представление геотехнической информации

(1)Р Представление геотехнической информации должно включать:

- фактическую оценку всех полевых и лабораторных работ;
- документацию по методам, используемым для выполнения полевых исследований и лабораторного тестирования.

Документация должна базироваться на отчетах по тестированию, описанных в EN 1997-2.

(2) В дополнение, при необходимости, фактическая оценка должна включать следующую информацию:

- имена всех консультантов и субподрядчиков;
- назначение и область применения геотехнических исследований;
- даты, когда проводились полевые и лабораторные работы;
- полевое исследование общей территории проекта, с конкретным примечанием:
- признаки грунтовых вод;
- поведение соседних конструкций;
- расположение карьеров или выработок;
- территории нестабильности;
- проблемы при выемке грунта;
- историю участка;
- геологию участка, включая сбросы;
- данные по осмотру;
- информацию с имеющихся аэрофотоснимков;
- местный опыт по территории;
- информацию о сейсмической активности на территории;
- процедуры, используемые для выборки, транспортировки и хранения образцов;
- типы используемого полевого оборудования;
- оформление в таблицы количественных данных по полевым и лабораторным работам и представление полевых наблюдений, которые были выполнены полевым надзирающим персоналом во время подземных исследований;
- данные по колебаниям уровня грунтовых вод во времени в скважинах при проведении полевых работ и в пьезометре после выполнения полевых работ;

- составление бортовых журналов, включая фотографии кернов с описанием подземных структур на основе полевых описаний и результатов лабораторных тестов;
- появление или возможность появления радона;
- данные по чувствительности грунтов к морозу;
- группирование и представление результатов лабораторных и полевых тестов в приложения.

3.4.3 Оценка геотехнических данных

(1)Р Оценка геотехнических данных должна включать следующие этапы:

- описание полевых и лабораторных работ. Должны быть отмечены и прокомментированы все ограничения данных (например, неверные, несущественные, недостаточные или неточные данные). При интерпретации результатов испытаний необходимо рассмотреть методику отбора, транспортировки и хранения образцов. Любые противоречивые результаты испытаний нужно тщательно рассмотреть, чтобы определить, являются ли они ошибочными или отражают реальные явления, и их нужно учитывать в проекте;
- рассмотрение производных значений геотехнических параметров;
- любые предложения о необходимости дополнительных полевых и лабораторных работ с обоснованием их необходимости. Такие предложения должна дополнять подробная программа дополнительных изысканий с указанием вопросов, на которые нужно получить ответы.

(2) Кроме того, оценка геотехнических данных должна, при необходимости, включать следующий материал:

- таблицы и графики результатов полевых и лабораторных работ в соответствии с требованиями проекта и, если это необходимо;
- гистограммы, показывающие диапазон значений наиболее существенных данных и их распределение;
- глубину уровня подземных вод и его сезонные изменения;
- стратиграфические разрезы основания, показывающие различные геологические напластования;
- подробное описание всех напластований, с указанием физических свойств, деформационных и прочностных характеристик;
- указание неравномерностей напластований: линз и полостей;
- диапазон и группировку производных значений геотехнических данных для каждого слоя.

4 НАДЗОР ЗА СТРОИТЕЛЬСТВОМ, МОНИТОРИНГ И ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛУЖИВАНИЕ

4.1 Общие положения

(1)Р Для обеспечения требований к безопасности и качеству сооружения необходимо выполнение следующих мероприятий:

- надзор за проведением строительных работ и качеством их выполнения;
- мониторинг за поведением сооружения в процессе строительства и после его окончания;
- необходимое техническое обслуживание сооружения.

(2)Р Результаты надзора за проведением строительных работ, включая оценку качества их выполнения и мониторинг поведения сооружения в процессе строительства и после его окончания, должны быть отражены в отчете о геотехническом проекте.

(3) Надзор за проведением строительных работ, включая качество их проведения, должен, при необходимости, включать следующие этапы:

- проверка достоверности конструкторских допущений;
- определение разницы между фактическими грунтовыми условиями и теми, которые приняты в проекте;
- проверка того, что строительство ведется в соответствии с проектом.

(4) При необходимости должны проводиться наблюдения за поведением сооружения и окружающей застройки и соответствующие измерения:

- во время строительства для определения необходимости корректировки или изменений последовательности строительных работ, например, в период и после окончания строительства для оценки долгосрочных прогнозов.

(5)Р Должны быть четко обозначены проектные решения, которые зависят от результатов надзора и мониторинга.

(6) Объем работ по надзору за строительством и качеством полевых и лабораторных испытаний, необходимых для контроля и мониторинга, должен быть запланирован на этапе проектирования.

(7)Р В случае нештатных ситуаций необходимо пересмотреть методы, объем и регулярность мониторинга.

(8)Р Уровень и качество надзора и мониторинга должны, по крайней мере, быть такими, какие приняты в проекте, должны соответствовать значениям проектных параметров и частных коэффициентов.

ПРИМЕЧАНИЕ - В приложении J дан перечень работ по надзору за строительством и мониторингу.

4.2 Надзор

4.2.1 Программа надзора

(1)Р В программе, включенной в отчет о геотехническом проекте, должны быть указаны допустимые диапазоны результатов, полученных при проведении надзора.

(2) В этой программе должны быть указаны тип, качество и регулярность проведения надзора, которые должны быть сопоставимы со следующими факторами:

- степень неопределенности проектных допущений;
- сложность грунтовых условий и условий нагружения;
- потенциальный риск аварии в процессе строительства;
- целесообразность изменений проекта или проведения коррективных мероприятий в процессе строительства.

4.2.2 Инспектирование и контроль

(1)Р Инспектирование строительства должно проводиться с записью результатов на постоянной основе.

(2) Для геотехнической категории 1 программа надзора может ограничиваться инспекцией, простыми методами контроля качества и качественной оценкой поведения сооружения.

(3) Для геотехнической категории 2 часто требуется провести измерения параметров грунтов основания или поведения сооружения.

(4) Для геотехнической категории 3 на наиболее важных этапах строительства требуются проведение дополнительных мероприятий.

(5)Р В зависимости от обстановки необходимо вести регистрацию следующих факторов и документов:

- существенные свойства грунтов основания и подземных вод;
- последовательность работ;

- качество материалов;
- отклонения от проекта;
- исполнительные чертежи;
- результаты измерений и их интерпретация;
- наблюдения за условиями окружающей среды;
- непредвиденные события.

(6) Необходимо вести регистрацию временных сооружений. Сведения о прекращении возведения временных сооружений, их состоянии при возобновлении возведения.

(7)Р Результаты осмотра и контроля должны представляться проектировщику до того, как принято решение об изменениях.

(8) Проектные документы и исполнительную документацию построенных объектов следует хранить в течение 10 лет, если не принято другого решения. Более ответственные документы следует хранить в течение всего срока службы соответствующего сооружения.

4.2.3 Оценка проекта

(1)Р Правильность выбора технологии производства строительных работ и последовательности операций следует рассматривать с учетом конкретных грунтовых условий, прогноз поведения сооружения должен сравниваться с результатами наблюдений за сооружением. Проект должен оцениваться на основе результатов осмотра и надзора.

(2) Оценка проекта должна включать детальное рассмотрение неблагоприятных условий, которые возникают в процессе строительства в связи с:

- грунтовыми условиями;
- гидрогеологическими условиями;
- воздействиями на сооружение;
- экологическими воздействиями и изменениями, включая оползни и обвалы горных пород.

4.3 Проверка грунтовых условий

4.3.1 Грунты и горные породы

(1)Р Описания и геотехнические параметры грунтов и горных пород, в которых или на которых заложено или расположено сооружение, должны проверяться в процессе строительства.

(2) Для геотехнической категории 1 описания грунтов и горных пород должны проверяться посредством:

- осмотра площадки;
- определения видов грунтов и горных пород в пределах зоны влияния сооружения;
- регистрации описаний грунтов и горных пород, вскрытых в процессе выемки грунта.

(3) Для геотехнической категории 2 геотехнические свойства грунтов и горных пород, на которых возведено или расположено сооружение, также требуют проверки. Могут потребоваться дополнительные инженерно-геологические изыскания. Необходимо отобрать и испытать репрезентативные образцы, чтобы определить индексированные параметры, прочность и модуль деформации.

(4) Для геотехнической категории 3 дополнительные требования должны включать изыскания и изучение грунтов природного сложения и насыпных, которые могут оказать серьезное влияние на проектное решение.

(5) Для интерпретации геотехнических свойств основания следует регистрировать и использовать косвенные данные о геотехнических свойствах грунтов основания (например, данные забивки свай).

(6)Р Необходимо незамедлительно сообщать об отклонениях от вида грунтов основания и их свойств, принятых в проекте.

ПРИМЕЧАНИЕ - Об указанных отклонениях обычно сообщают проектировщику.

(7)Р Необходимо проверять принципы, использованные в проекте, на соответствие геотехническим особенностям в скрытых грунтах основания.

4.3.2 Подземные воды

(1)Р При необходимости уровни грунтовых вод, поровые давления и химический состав подземных вод, определенные в процессе производства работ, сравниваются с теми значениями, которые были приняты в проекте.

(2) Необходимо проводить подробные проверки на площадках, на которых известны или предполагаются существенные неоднородности видов грунта и водопроницаемости.

(3) Для геотехнической категории 1 проверки должны учитывать документированный опыт строительства в данной местности или косвенные данные.

(4) Для геотехнических категорий 2 и 3 необходимо проводить непосредственные наблюдения состояния грунтовых вод, если они существенно сказываются на технологии строительства или на поведении сооружения.

(5) Характеристики движения грунтовых вод и режим порового давления следует измерять с помощью пьезометров, которые предпочтительно устанавливать до начала строительных работ. Иногда необходимо устанавливать пьезометры на больших расстояниях от площадки как часть системы мониторинга.

(6) Если изменения порового давления в период строительства могут повлиять на поведение сооружения, то необходимо наблюдать за этими изменениями либо до окончания строительства, либо до тех пор, пока эти давления не выровняются до безопасных уровней.

(7) Для сооружений, расположенных ниже уровня подземных вод и подверженных действию выталкивающих сил, необходимо проводить наблюдения поровых давлений до тех пор, пока вес сооружения не станет достаточным, чтобы исключить возможности его подъема.

(8) Необходимо проводить химический анализ подвижных грунтовых вод, пока есть возможность химического воздействия на любую часть постоянных или временных сооружений.

(9)Р Следует проверять, как влияют строительные работы (включая такие процессы как водопонижение, цементация и устройство тоннелей) на режим грунтовых вод.

(10)Р Необходимо немедленно сообщать обо всех отклонениях от гидрогеологических условий, принятых в проекте.

(11)Р Необходимо проверять принципы, принятые в проекте, на соответствие гидрогеологическим условиям, выявленным в процессе строительства.

4.4 Проверки проведения строительных работ

(1)Р Работы на площадке следует проверять на соответствие технологии строительства, принятой в проекте и отраженной в отчете о геотехническом проекте. Следует немедленно информировать обо всех отличиях между проектными решениями и методами проведения строительных работ.

(2)Р Следует подробно и рационально рассматривать отклонения от технологии строительства, принятой в проекте и отраженной в отчете о геотехническом проекте, и реализовывать эти отклонения.

(3)Р Следует проверять принципы, заложенные в проекте, на соответствие последовательности проведения строительных работ.

(4) Для геотехнической категории 1 обычно не требуется включать формальный график работ в отчет о геотехническом проекте.

ПРИМЕЧАНИЕ - Решение о последовательности проведения строительных работ обычно принимается подрядчиком.

(5) Для геотехнических категорий 2 и 3 в отчете о геотехническом проекте может быть дано описание последовательности строительных работ.

ПРИМЕЧАНИЕ - В противном случае в отчете о геотехническом проекте может быть указано, что последовательность строительных работ задается подрядчиком.

4.5 Мониторинг

(1)Р Мониторинг проводится для:

- проверки достоверности проектных прогнозов поведения сооружения;
- обеспечения требуемой функциональности сооружения после завершения строительства.

(2)Р Программа мониторинга должна выполняться в соответствии с отчетом о геотехническом проекте (см. 2.8(3)).

(3) Регистрация фактического поведения сооружений проводится, в том числе для составления базы данных сопоставимого опыта.

(4) Мониторинг должен включать измерения следующих величин:

- деформаций основания от воздействия сооружения;
- значения воздействий;
- значения давлений по контакту основания и сооружения;
- давления поровой воды;
- усилия и перемещения (вертикальные и горизонтальные перемещения, повороты и сдвиговые деформации) в конструктивных элементах.

(5) Результаты измерений должны рассматриваться совместно с результатами точных наблюдений, включая архитектурный облик.

(6) Продолжительность любого периода мониторинга после окончания строительства должна корректироваться в соответствии с результатами наблюдений в период строительства. Мониторинг сооружений, которые могут неблагоприятно повлиять на важные компоненты окружающей физической среды или чье разрушение может привести к повышенному риску для недвижимого имущества или человеческих жизней, следует проводить не менее чем в течение 10 лет после окончания строительства или в течение всего срока эксплуатации сооружения.

(7)Р Следует всегда оценивать и интерпретировать результаты мониторинга, и это, как правило, следует выполнять количественно.

(8) Для геотехнической категории 1 оценка поведения сооружения может быть простой, качественной и основываться на результатах обследования.

(9) Для геотехнической категории 2 оценка поведения сооружения может основываться на измерениях перемещений избранных точек сооружения.

(10) Для геотехнической категории 3 оценка поведения сооружения должна, как правило, основываться на результатах измерений перемещений и расчетов, учитывающих последовательность производства строительных работ.

(11)Р При планировании программы мониторинга сооружений, которые могут оказывать отрицательное влияние на грунты основания и подземные воды, следует учитывать возможность утечек или изменений потоков подземных вод, особенно в случае мелкозернистых грунтов.

(12) Такими сооружениями являются:

- водоподпорные сооружения;
- сооружения, предназначенные для контроля фильтрации;
- тоннели;
- крупные подземные сооружения;
- фундаменты глубокого заложения;
- откосы и подпорные сооружения;
- закрепленный грунт.

4.6 Техническое обслуживание

(1)Р Для обеспечения надежности и функциональности сооружения необходимо предусматривать техобслуживание.

ПРИМЕЧАНИЕ - Обычно проведение техобслуживания согласуется с владельцем/заказчиком.

(2) Спецификации техобслуживания должны включать информацию:

- о критических элементах сооружения, которые необходимо регулярно обследовать;
- о работах, которые запрещается проводить без предварительной проектной оценки сооружения;
- о регулярности обследований.

5 НАСЫПИ, ДРЕНИРОВАНИЕ, ЗАКРЕПЛЕНИЕ И АРМИРОВАНИЕ ГРУНТА

5.1 Общие положения

(1)Р Общие положения в данном разделе относятся к тем случаям, когда необходимые грунтовые условия достигаются посредством:

- отсыпки природного грунта, щебня, крупнообломочных грунтов или некоторых отходов;
- дренирования;
- обработки грунта;
- армирования грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ - 1 Отсыпка грунта или зернистого материала для технических целей включает:

- отсыпку под фундаменты или грунтовые плиты;
- обратную засыпку в выемки и в подпорные сооружения;
- общую отсыпку грунта, включая гидронамыв, устройство ландшафтных возвышений и отвалов отходов;
- насыпи для небольших плотин и инфраструктуры.

ПРИМЕЧАНИЕ - 2 Водопонижение может быть временным и постоянным.

ПРИМЕЧАНИЕ - 3 Можно закреплять природный и насыпной грунт. Такое закрепление может быть либо постоянным, либо временным.

(2)Р Проектные технологии для геотехнических работ, включающие использование насыпного грунта, водопонижение или армирование представлены в разделах 6 и 12.

5.2 Основные требования

(1)Р Насыпные или дренированные, закрепленные или армированные грунты основания должны выдерживать воздействия, связанные с их функциями или вызванные их средой.

(2)Р Эти основные требования должны также выполняться для подстилающего насыпь грунта.

5.3 Возведение насыпи

5.3.1 Принципы

(1)Р При проектировании насыпных сооружений необходимо учитывать, что свойства насыпных грунтов зависят от следующих факторов:

- правильная технология обработки материала;
- необходимые технические свойства материала после уплотнения.

(2) Технология транспортировки и укладки насыпного грунта оговаривается в проекте.

5.3.2 Выбор материала насыпи

(1)Р Выбор насыпного материала должен обеспечивать необходимую прочность, жесткость, долговечность и водопроницаемость после уплотнения. Эти критерии должны учитывать назначение насыпи и требования к располагаемым на ней сооружениям.

(2) Пригодные насыпные материалы могут включать большинство природных зернистых материалов и некоторые отходы, например некоторые отходы угледобычи и измельченную топливную золу. Также иногда можно использовать некоторые производимые материалы, например легкие заполнители. Возможно использование некоторых связных материалов, что требует особой осторожности.

(3)Р При выборе насыпного материала следует учитывать следующие факторы:

- зерновой состав;
- сопротивление раздавливанию;
- уплотняемость;
- водопроницаемость;
- пластичность;
- прочность подстилающего грунта;
- содержание органики;
- химическая агрессивность;
- загрязняющая способность;
- растворимость;
- способность к изменению объема (набухающие глины и просадочные материалы);
- восприимчивость к низким температурам и морозостойкость;
- сопротивление выветриванию;
- влияние откопки, транспортировки и укладки;
- возможность цементации после укладки (например, доменных шлаков).

(4) Если местные материалы в природном состоянии не пригодны для использования в качестве насыпных, то можно применить один из следующих способов:

- изменить влажность;
- смешать с цементом, известью или другими материалами;
- размолоть, просеять или промыть;
- защитить соответствующим материалом;
- использовать дренажные слои.

(5) Как правило, в качестве подсыпки не следует использовать замороженные, набухающие или растворимые грунты.

(6)Р Если выбранный материал содержит потенциально агрессивные или загрязняющие химические вещества, необходимо принять соответствующие мероприятия для предотвращения его воздействия на сооружения или коммуникации или загрязнения

подземных вод. Такие материалы можно использовать только в больших объемах в местах постоянного наблюдения.

(7)Р Если насыпной материал неопределенного состава, его следует испытать на месте, чтобы убедиться в его пригодности для запланированного применения. Вид, число и частота испытаний должны назначаться в соответствии с видом и неоднородностью материала и характера проекта.

(8) Для геотехнической категории 1 возможно достаточно провести осмотр материала.

(9)Р Материал насыпи, для которой заданы жесткие требования по несущей способности, осадкам и устойчивости, не должен содержать снега, льда или торфа в значительных количествах.

(10) Если к материалу насыпи нет специальных требований по несущей способности, осадкам и устойчивости, то он может содержать небольшое количество снега, льда или торфа.

5.3.3 Выбор технологии укладки и уплотнения насыпного грунта

(1)Р Для каждой зоны или слоя насыпи должны устанавливаться критерии уплотнения в зависимости от его назначения и функций.

(2)Р Технологию укладки и уплотнения насыпного грунта следует выбирать так, чтобы в течение всего периода строительства насыпь была устойчива и не оказывала отрицательных воздействий на естественное основание.

(3)Р Технология уплотнения насыпи следует выбирать с учетом требований к уплотнению и следующих факторов:

- происхождение и свойства материала;
- метод отсыпки;
- влажность укладки и ее возможные вариации;
- начальная и конечная толщина;
- местные климатические условия;
- однородность уплотнения;
- свойства подстилающего основания.

(4) Предварительно необходимо провести пробное уплотнение на площадке. Это позволяет выбрать технологию (метод укладки, оборудование, толщину слоя, число проходов, правильную методику транспортировки, количество добавляемой воды). Можно провести пробное уплотнение для установления контрольных параметров.

(5) Если есть вероятность выпадения атмосферных осадков в процессе укладки связного насыпного материала, необходимо предусмотреть профилирование поверхности отсыпки для стока воды.

(6) При температурах ниже точки замерзания может потребоваться прогрев насыпного материала перед его укладкой и защита насыпи от промерзания. Необходимость таких мероприятий определяется в каждом конкретном случае с учетом качества насыпного материала и нужной степени уплотнения.

(7)Р Необходимо уплотнять обратную засыпку вокруг фундаментов и под полами, чтобы избежать разрушения из-за просадки.

(8) Насыпной материал следует укладывать на ненарушенную дренированную поверхность основания. Следует исключить любое перемешивание материала с грунтом, что достигается применением фильтрующего текстиля или фильтрующего слоя.

(9) При отсыпке под воду необходимо предварительно удалить весь слабый грунт драгированием или другими способами.

5.3.4 Контроль насыпи

(1) Р Материал насыпи следует осмотреть и испытать, чтобы его влажность при отсыпке и технология уплотнения соответствовали техническим условиям.

(2) Испытания можно не проводить для некоторых сочетаний материалов и методов уплотнения, если эти методы были ранее проверены полевыми испытаниями или подтверждены сопоставимым опытом.

(3) Качество уплотнения следует определять следующими методами:

- измерением плотности в сухом состоянии и, если это требуется по проекту, измерением влажности;
- измерение таких свойств, как сопротивление **пенетрации** или сжимаемость. Такие измерения могут не дать результатов, если связный грунт был достаточно уплотнен.

(4) Минимальная плотность насыпного материала в процентах, например, по Проктору определяется и проверяется на площадке.

(5) Плотность каменной наброски или насыпи, содержащей большое количество крупных частиц, проверяется полевыми методами.

(6) Проверку площадки (см. EN 1997-2) можно выполнять следующим образом:

- проверка того, что уплотнение было выполнено в соответствии с результатами полевых испытаний или на основе сопоставимого опыта;
- проверка того, что осадка от дополнительного прохода уплотняющего оборудования не превосходит заданного значения;
- штамповыми испытаниями;
- сейсмическими или динамическими методами.

(7) Р В случаях, когда излишнее уплотнение неприемлемо, необходимо назначить верхний предел плотности.

(8) Чрезмерное уплотнение может вызвать следующие нежелательные явления:

- образование поверхностей скольжения и малая сжимаемость грунтов в откосах;
- чрезмерные давления грунта на заглубленные и подпорные сооружения;
- разрушение таких материалов, как непрочные горные породы, шлаки или вулканический песок, которые используются в качестве легкой засыпки.

5.4 Дренаж

(1) Р Любая схема дренажа или снижения давления воды должна основываться на результатах геотехнических и гидрогеологических изысканий.

(2) Вода может быть удалена из основания посредством водоотвода, откачкой через колодцы, через скважины или с помощью электроосмоса. При выборе схемы дренажа следует руководствоваться следующими условиями:

- инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями;
- требованиями проекта, например глубиной выемки и уровнем водопонижения.

(3) Схема дренажа может включать систему скважин, расположенных на некотором расстоянии от выемки.

(4) Схема дренажа, при необходимости, должна учитывать следующие условия:

- при производстве работ борта выемки должны оставаться в устойчивом состоянии при понижении уровня подземных вод, например не должно происходить чрезмерного подъема или разрушения дна котлована из-за напора поровой воды под водонепроницаемым слоем грунта;
- не должно быть чрезмерных осадок или повреждений окружающей застройки;
- не должно быть чрезмерного вымывания грунта за счет фильтрации через стены или дно выемки;

- за исключением случая присутствия материала, имеющего однородный зерновой состав, который может быть фильтром, вокруг колодцев необходимо устраивать соответствующие фильтры, чтобы исключить перенос грунта с откачиваемой водой;

- вода, удаленная из выемки, обычно сливается на достаточно большом расстоянии;

- схема водопонижения проектируется, организуется и устраивается так, чтобы исключать значительные прогнозируемые колебания уровней подземных вод и поровых давлений;

- производительность насосного оборудования назначается с необходимым запасом и предусматривается резервное оборудование на случай аварии;

- если предполагается возвращение подземных вод до первоначального уровня, то следует предусмотреть мероприятия для предотвращения случаев просадки грунтов с чувствительной структурой, например рыхлых песков;

- схема дренажа не должна приводить к чрезмерному поступлению загрязненных вод в выемку;

- схема дренажа не должна приводить к чрезмерному отбору питьевой воды в зоне водосбора.

(5)Р Эффективность водопонижения проверяется по мере необходимости посредством мониторинга уровня подземных вод, поровых давлений и перемещений грунтов основания. Полученные данные следует регулярно анализировать и интерпретировать для определения влияния водопонижения на грунтовые условия и на поведение окружающей застройки.

(6)Р Если работы по откачке воды продолжаются в течение длительного периода времени, то следует проводить анализы воды на присутствие растворенных солей или газов, которые могут привести к коррозии фильтров колодцев или к их засорению осаждающимися солями.

(7)Р Проекты системы долгосрочного дренажа должны предусматривать меры по предотвращению засорения за счет бактериальных воздействий и других причин.

5.5 Закрепление и армирование грунтов основания

(1)Р Геотехнические изыскания исходных грунтовых условий проводятся перед тем, как выбран и реализован метод закрепления и армирования грунта.

(2)Р Закрепление грунта в конкретной ситуации проектируется с учетом следующих факторов:

- толщина и свойства грунтов или насыпного материала;

- величина порового давления воды в напластованиях грунта;

- характер, размер и положение сооружения, которое будет опираться на данное основание;

- предотвращение повреждений соседних сооружений и коммуникаций;

- временное или постоянное закрепление грунта;

- прогнозируемые деформации в зависимости от метода закрепления грунта и последовательности этапов строительства;

- воздействие на окружающую среду, включая загрязнение токсичными веществами или изменение уровня подземных вод;

- длительное ухудшение свойств материалов.

(3)Р Эффективность мероприятий по закреплению грунта проверяется на соответствие допустимым критериям с учетом изменений свойств грунта.

6 ФУНДАМЕНТЫ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

6.1 Общие положения

(1)Р Данный раздел относится к фундаментам на естественном основании, включая столбчатые и ленточные фундаменты и фундаментные плиты.

(2) Некоторые из этих положений этого раздела применимы для фундаментов глубокого заложения, таких как опускные колодцы.

6.2 Предельные состояния

(1)Р Необходимо рассматривать следующий перечень предельных состояний:

- потеря общей устойчивости;
- разрушение по несущему сопротивлению, продавливание, выпор;
- разрушение при сдвиге;
- совместное разрушение основания и сооружения;
- разрушение конструкций при перемещениях фундамента;
- чрезмерные осадки;
- чрезмерный подъем от набухания грунта, морозного пучения и других причин;
- недопустимые вибрации.

6.3 Воздействия и проектные ситуации

(1)Р Проектные ситуации назначаются в соответствии с 2.2.

(2) При выборе предельных состояний для расчета следует рассматривать воздействия, перечисленные в 2.4.2(4).

(3) В случае большой жесткости сооружения проводится расчет взаимодействия сооружения и основания для определения распределения воздействий.

6.4 Вопросы проектирования и строительства

(1)Р При выборе глубины заложения фундамента на естественном основании следует учитывать следующее:

- глубину несущего слоя;
- глубину, выше которой сезонные усадка и набухание глинистых грунтов может вызвать существенные перемещения;
- глубину, выше которой может произойти разрушение за счет морозного выпучивания;
- уровень подземных вод в основании и особенности выемки грунта для фундамента с глубиной заложения ниже этого уровня;
- возможные перемещения грунта и уменьшение прочности несущего слоя за счет фильтрации, климатических воздействий или строительных работ;
- влияние земляных работ на близко расположенные фундаменты и сооружения;
- земляные работы по устройству коммуникаций вблизи фундаментов;
- высокие и низкие температуры, передающиеся от сооружения;
- возможность размыва;
- влияние изменений влажности при смене длительных засушливых и дождливых периодов на объемно-неустойчивые грунты в засушливых регионах;
- присутствие растворимых материалов, например, известняков, аргиллитов, гипса, соляных пород.

(2) Повреждения от морозного пучения не происходят, если:

- грунт непучинистый;
- глубина заложения фундамента ниже глубины промерзания;
- теплоизоляция исключает морозное пучение.

(3) Для назначения противопучинистых мероприятий можно использовать рекомендации EN ISO 13793.

(4)P В дополнение к требованиям функциональности при назначении ширины фундамента учитываются практические значения, такие как экономичность земляных работ, назначение допусков, требования к организации рабочего пространства и габариты стены или колонны, опирающейся на фундамент.

(5)P Для фундаментов на естественном основании используется один из следующих методов расчета:

- прямой метод, в котором выполняются расчеты по каждому предельному состоянию. При проверке по аварийному предельному состоянию расчет должен отражать предполагаемый механизм разрушения. При проверке по эксплуатационному предельному состоянию проводится расчет осадок;

- непрямой метод с использованием сопоставимого опыта и результатов полевых и лабораторных измерений или наблюдений, выбранный для нагрузок, соответствующих функциональным предельным состояниям, так, чтобы выполнить требования всех этих предельных состояний;

- предписывающий метод, в котором используется предполагаемая несущая способность (см. 2.5).

(6) Для проектирования фундаментов на естественном основании по аварийным и эксплуатационным предельным состояниям следует использовать расчетные модели, которые даны в 6.5 и 6.6 соответственно. Принятые несущие сопротивления для проектирования фундаментов на скальном основании должны использоваться в соответствии с 6.7.

6.5 Проектирование по аварийным предельным состояниям

6.5.1 Общая устойчивость

(1)P Общую устойчивость при наличии или отсутствии фундаментов необходимо обязательно проверять в следующих ситуациях:

- вблизи или на природном склоне или искусственном откосе;
- вблизи котлованов или подпорных стен;
- вблизи рек, каналов, озер, резервуаров или морского берега;
- вблизи горных выработок или заглубленных сооружений.

(2)P В аналогичных ситуациях нужно показать, используя принципы раздела 11, что разрушение грунтового массива с фундаментом за счет потери устойчивости достаточно маловероятно.

6.5.2 Несущая способность

6.5.2.1 Общие положения

(1)P Для всех аварийных предельных состояний должно выполняться следующее неравенство:

$$V_d \leq R_d. \quad (6.1)$$

(2)P R_d определяется в соответствии с 2.4.

(3)Р V_d должен учитывать вес фундамента, вес всего материала засыпки и давление всего грунта. Давление воды, не вызванное нагрузкой фундамента, должно учитываться как воздействие.

6.5.2.2 Аналитический метод

(1) Следует использовать общепризнанные методы.

ПРИМЕЧАНИЕ - В приложении D приведен пример аналитического расчета несущей способности.

(2)Р Следует рассматривать аналитический расчет краткосрочного и долгосрочного значений R_d особенно в мелкодисперсных грунтах.

(3)Р Если грунтовый или скальный массив под фундаментом имеет слоистую или иную разрывную структуру, механизм разрушения или прочность на сдвиг и деформационные параметры грунта назначаются с учетом структурных характеристик основания.

(4)Р При расчете проектной несущей способности фундамента на слоистых отложениях, с существенной неоднородностью, проектные значения параметров основания определяются для каждого слоя в отдельности.

(5) Если прочный массив подстилает слабый грунт, несущую способность можно рассчитывать по параметрам прочности слабого грунта. В противном случае прочный слой проверяется на продавливание.

(6) Аналитические методы часто бывают неприменимы для проектных ситуаций в 6.5.2.2(3)Р, 6.5.2.2(4)Р и 6.5.2.2(5). Тогда для определения наиболее неблагоприятного механизма разрушения применяются численные методы.

(7) Можно использовать расчеты устойчивости, описанные в разделе 11.

6.5.2.3 Полуэмпирический метод

(1) Следует использовать общепризнанные полуэмпирические методы.

ПРИМЕЧАНИЕ - В приложении E рекомендуется пример полуэмпирического метода для оценки несущего сопротивления, основанный на использовании результатов прессиометрических испытаний.

6.5.2.4 Предписывающий метод, использующий предположение о несущей способности

(1) Следует использовать общепризнанные методы, основанные на предположении о несущей способности.

ПРИМЕЧАНИЕ - Пример метода для определения предполагаемого несущего сопротивления для фундаментов на естественном основании рекомендован в приложении G. При использовании этого метода результат оценивается на основе сопоставимого опыта.

6.5.3 Сопротивление скольжению

(1)Р Если нагрузка не перпендикулярна к подошве фундамента, то необходима проверка на скольжение по подошве.

(2)Р Необходимо выполнение следующего неравенства:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}. \quad (6.2)$$

(3)Р H_d включает все проектные значения сил активного давления, приложенных к фундаменту.

(4)Р R_d рассчитывается в соответствии с 2.4.

(5) Значения R_d и $R_{p,d}$ должны соответствовать значению перемещения, предполагаемого в предельном состоянии для данного нагружения. Для больших перемещений следует учитывать

остаточное сопротивление после прохождения максимума. Выбор значения $R_{p;d}$ должен учитывать предполагаемый срок службы сооружения.

(6)Р Для фундаментов с глубиной заложения на уровне сезонных деформаций глинистых грунтов следует учитывать возможность отрыва глины от вертикальных граней фундамента при усадке.

(7)Р Следует учитывать возможность удаления грунта перед фундаментом за счет эрозии или деятельности человека.

(8)Р При расчете проектного сопротивления R_d на сдвиг в условиях дренирования значения характеристик грунта или сопротивление основания умножаются на коэффициенты по следующим формулам:

$$R_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d \quad (6.3a)$$

или

$$R_d = (V'_d \operatorname{tg} \delta_d) / \gamma_{R;h}. \quad (6.3b)$$

ПРИМЕЧАНИЕ - В проектных расчетах, в которых результаты воздействий умножаются на коэффициенты, частный коэффициент для воздействий γ_f равен 1,0, и $V'_d = V'_k$ в формуле (6.3b).

(9)Р При определении V'_d следует учитывать, являются ли воздействия H_d и V'_d зависимыми или независимыми.

(10) Для монолитных железобетонных фундаментов проектный угол трения δ_d можно приравнивать к проектному значению эффективного угла сопротивления сдвигу в критическом состоянии $\phi'_{cv;d}$, а для гладких сборных фундаментов - $2/3\phi'_{cv;d}$. Эффективное удельное внутреннее сцепление c' в расчетах не учитывается.

(11)Р При отсутствии дренирования проектное сопротивление сдвигу R_d рассчитывается умножением на коэффициенты либо характеристик грунта, либо сопротивления основания следующим образом:

$$R_d = A_c c_{u;d} \quad (6.4a)$$

или

$$R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R;h}. \quad (6.4b)$$

(12)Р Если есть возможность доступа воды или воздуха к контакту между фундаментом и недренированным глинистым основанием, то необходимо выполнить следующую проверку:

$$R_d \leq 0,4V_d. \quad (6.5)$$

(13) Требование формулы (6.5) можно не учитывать, если при отсутствии положительного несущего сопротивления зазор между фундаментом и основанием за счет подсоса не возникает.

6.5.4 Нагрузки с большими эксцентриситетами

(1)Р Если эксцентриситет нагрузки превышает 1/3 ширины прямоугольного фундамента или 0,6 радиуса круглого фундамента, то требуются особые меры предосторожности.

Эти меры предосторожности включают:

- тщательное рассмотрение проектных значений воздействий в соответствии с 2.4.2;
- размещение края фундамента с учетом строительных допусков.

(2) Если во время проведения работ особые меры не принимаются, то следует предусматривать допуски до 0,10 м.

6.5.5 Разрушение конструкций от перемещений фундамента

(1)Р Необходимо учитывать неравномерные вертикальные и горизонтальные перемещения фундамента, чтобы они не привели к аварийному предельному состоянию сооружения.

(2) Если перемещения не могут вызвать аварийное предельное состояние, то допускаемое несущее давление может быть принято (см. 2.5).

(3)Р Следует учитывать возможный подъем поверхности основания за счет набухания грунтов и проектировать фундаменты и сооружения с учетом этого подъема.

6.6 Проектирование по эксплуатационным предельным состояниям

6.6.1 Общие положения

(1)Р Необходимо учитывать перемещения от воздействий на фундамент, перечисленные в 2.4.2(4).

(2)Р При оценке величины перемещений фундаментов следует учитывать сопоставимый опыт в соответствии с 1.5.2.2. При необходимости следует выполнить расчет перемещений.

(3)Р В случае оснований, сложенных слабыми глинами, расчет осадок производится всегда.

(4) Для фундаментов на малосжимаемых глинах твердой консистенции в соответствии с геотехническими категориями 2 и 3 обычно рассчитываются вертикальные перемещения (осадки). Методы расчета осадок от нагрузок на фундамент приведены в 6.6.2.

(5)Р При расчете перемещений фундамента и их сравнении с критериями нормальной эксплуатации следует использовать проектные нагрузки для эксплуатационных предельных состояний.

(6) Расчеты осадок нельзя считать точными, т. к. они дают лишь приблизительную оценку.

(7)Р Следует рассматривать перемещения всего фундамента и неравномерные перемещения частей фундамента.

(8)Р При расчете напряжений и определении деформаций основания следует учитывать влияние соседних фундаментов и насыпей.

(9)Р Рассчитанные повороты фундамента сравниваются с соответствующими предельными значениями перемещений по 2.4.9.

6.6.2 Осадки

(1) Рассчитываются как мгновенные, так и длительные осадки.

(2) Для частично и полностью водонасыщенных грунтов рассматриваются следующие три составляющие осадок:

- s_0 : для полностью водонасыщенного грунта - мгновенная осадка, вызванная деформациями сдвига при постоянном объеме, а для частично водонасыщенного грунта - деформации сдвига и мгновенная осадка с уменьшением объема;

- s_1 - осадка за счет консолидации;

- s_2 - осадка за счет ползучести.

(3) При расчете осадок следует использовать общепринятые методы.

ПРИМЕЧАНИЕ - В приложении F приведены примеры методов расчета осадок s_0 и s_1 , которые можно использовать для расчетов.

(4) Особое внимание следует уделять грунтам с содержанием органики и слабым глинистым грунтам, осадки которых неограниченно растут во времени вследствие ползучести.

(5) Глубина сжимаемой толщи грунта при расчете осадки должна зависеть от размера и формы фундамента, изменения сжимаемости грунта по глубине и размещения элементов фундаментов.

(6) Обычно эту глубину принимают из условия, что эффективные вертикальные напряжения от фундамента составляют 20 % напряжений от внешней нагрузки.

(7) Во многих случаях эта глубина назначается приблизительно равной одной или удвоенной ширине фундамента, но эта глубина может быть уменьшена для малонагруженных широких фундаментных плит.

ПРИМЕЧАНИЕ - Такой подход не применим для слабых глинистых грунтов.

(8)Р Следует учитывать все возможные дополнительные осадки, вызванные уплотнением от действия собственного веса грунта.

(9) Необходимо учитывать:

- возможное влияние собственного веса, подтопления и вибрации на насыпные и просадочные грунты;

- изменение напряженного состояния на дробленых песках.

(10)Р При необходимости следует принимать линейные или нелинейные модели жесткости основания.

(11)Р Для того, чтобы выполнить условия эксплуатационного предельного состояния при расчетах неравномерных осадок и относительных поворотов, следует учитывать распределение нагрузок и неоднородность основания.

(12) Расчеты без учета жесткости сооружения дают завышенные значения неравномерных осадок, поэтому для обоснования уменьшения неравномерных осадок можно выполнить расчеты взаимодействия основания и сооружения.

(13) Следует учитывать неравномерность осадок за счет неоднородности основания, за исключением случаев, когда эта неравномерность не возникает благодаря жесткости сооружения.

(14) Для фундаментов на естественном состоянии следует учитывать, что неравномерные осадки возможны даже, если расчет показывает их равномерность.

(15) Крен эксцентрично нагруженного фундамента рассчитывается в предположении о линейном распределении несущего давления, и рассчитываются осадки в угловых точках фундамента в предположении, что напряжения в основании под каждым из углов фундамента вертикальны. Для этого расчета используются методы, указанные выше.

(16) Для обычных сооружений на глинистых основаниях необходим расчет отношения несущей способности основания при начальной прочности на сдвиг в недренированном состоянии к приложенной эксплуатационной нагрузке (см. 2.4.8(4)). Если это отношение меньше трех, то расчет осадок обязателен. Если это отношение меньше двух, то в расчете следует учесть нелинейную жесткость основания.

6.6.3 Поднятие поверхности основания

(1)Р Следует выделить следующие причины поднятия поверхности основания:

- уменьшение эффективных напряжений;
- увеличение объема частично водонасыщенного грунта;
- поднятие полностью водонасыщенного грунта в постоянном объеме, вызванное осадкой соседнего сооружения.

(2)Р Расчеты поднятия поверхности основания должны включать мгновенный и длительный подъем.

6.6.4 Расчет вибраций фундаментов

(1) Р Фундаменты сооружений, подверженных вибрациям и вибрационным нагрузкам, проектируются таким образом, чтобы при вибрациях не возникали чрезмерные осадки.

(2) Не допустимы резонанс частоты динамической нагрузки и критической частоты системы фундамент-основание и возможность разжижения основания.

(3) Р Сейсмические вибрации рассматриваются согласно EN 1998.

6.7 Фундаменты на скальном основании; дополнительные вопросы проектирования

(1) Р При проектировании фундаментов на скальном основании учитываются следующие факторы:

- деформируемость и прочность скальных массивов и допустимые осадки сооружения;
- залегание под фундаментом слабых прослоев, например растворимых или разломных зон;
- нарушение напластований и других неоднородностей и их характеристики (например, степень заполнения, непрерывность, ширина и регулярность);
- степень выветренности, разрушения и трещиноватости скальных массивов;
- нарушение природного состояния скальных массивов, вызванное строительными работами: подработкой территории или земляными работами с образованием откосов вблизи фундамента.

(2) Фундаменты на скальных грунтах можно проектировать, используя метод предполагаемых несущих давлений. Для прочных ненарушенных вулканических пород, гнейсов, известняков и песчаников предполагаемое несущее давление ограничивается прочностью железобетонного фундамента на вдавливание.

ПРИМЕЧАНИЕ - Рекомендуемый метод для определения предполагаемых несущих сопротивлений для фундаментов на скальном основании приведен в приложении G.

(3) Осадка фундамента может оцениваться на основе сопоставимого опыта классификации скальных массивов.

6.8 Проектирование конструкций фундаментов на естественном основании

(1) Р Конструкции фундамента на естественном основании не разрушаются, если выполняются условия 2.4.6.4.

(2) Можно принимать равномерное распределение несущего давления под жестким фундаментом. Для оптимизации проекта расчет взаимодействия основания и сооружения следует уточнить.

(3) Распределение несущих давлений под гибким фундаментом можно получить, заменив фундамент балкой или плитой, расположенной на деформируемой сплошной среде или на системе пружин соответствующей жесткости и прочности.

(4) Р Эксплуатационное предельное состояние ленточного и плитного фундаментов проверяется при эксплуатационном нагружении и распределении несущего давления в соответствии с деформацией фундамента и основания.

(5) В проектах с сосредоточенными нагрузками, приложенными к ленточному или плитному фундаменту, усилия и изгибающие моменты в фундаменте можно определять, применяя модель коэффициента постели, с использованием линейной упругости. Коэффициенты постели основания можно определять расчетом осадок с учетом соответствующего распределения несущего давления. Эти коэффициенты можно

корректировать таким образом, чтобы рассчитанные несущие давления не превышали значений, для которых можно принять линейное поведение.

(6) Полные и неравномерные осадки сооружения в целом следует рассчитывать в соответствии с 6.6.2. Для этой цели более всего подходят модели на основе коэффициента постели. Более точные методы, такие как метод конечных элементов, используются, если учет взаимодействия основания и сооружения дает существенный эффект.

6.9 Подготовка основания

(1)Р Подготовка основания должна проводиться особенно тщательно. Корни растений, препятствия и включения слабого грунта следует удалить без нарушения основания. Все оставшиеся отверстия следует заполнить грунтом (или другим материалом), чтобы восстановить жесткость ненарушенного основания.

(2) В грунтах, чувствительных к нарушениям, например, в глинах, последовательность земляных работ для устройства фундамента на естественном основании выбирается так, чтобы свести эти нарушения к минимуму. Обычно достаточно выполнять отсыпку горизонтальными слоями. Если требуется контроль вспучивания грунта, то выемка грунта должна производиться попеременно в разных траншеях, при этом бетон заливается в каждую траншею до того, как отрываются промежуточные траншеи.

7 СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

7.1 Общие положения

(1)Р Положения данного раздела относятся к сваям-стойкам, защемленным в грунте сваям, выдергиваемым и горизонтально нагруженным сваям, установленным забивкой, вдавливанием, завинчиванием или бурением с одновременным бетонированием или без бетонирования.

(2) Положения данного раздела не применимы непосредственно для проектирования свай, предназначенных для уменьшения осадок, например для свайно-плитных фундаментов.

(3)Р Для устройства свай следует применять следующие стандарты:

- EN 1536:1999 - для буровых свай;
- EN 12063:2000 - для стен ограждения из свай;
- EN 12699:2000 - для свай вытеснения.

ПРИМЕЧАНИЕ - EN 14199 Выполнение специальных геотехнических работ. Микросваи находятся в процессе подготовки.

7.2 Предельные состояния

(1)Р Ниже рассмотрены следующие предельные состояния:

- потеря общей устойчивости;
- потеря прочности на сжатие для свайного фундамента;
- выдергивание или недостаточное сопротивление растяжению для свайного фундамента;
- разрушение основания от действия поперечной нагрузки на свайный фундамент;
- разрушение конструкций свай при сжатии, напряжении, изгибе, потере продольной устойчивости или сдвиге;
- совместное разрушение основания и свайного фундамента;
- совместное разрушение основания и сооружения;
- чрезмерные осадки;

- чрезмерное пучение;
- чрезмерное поперечное перемещение;
- недопустимые колебания.

7.3 Воздействия и проектные ситуации

7.3.1 Общие положения

(1) При выборе проектных ситуаций следует учитывать воздействия, перечисленные в 2.4.2(4).

(2) Сваи могут быть нагружены соосной и/или поперечной нагрузкой.

(3) Проектные ситуации должны соответствовать 2.2.

(4) Для подтверждения, что выполняются требования по всем предельным состояниям, может потребоваться расчет взаимодействия между сооружением, свайным фундаментом и основанием.

7.3.2 Воздействия от перемещений основания

7.3.2.1 Общие положения

(1)Р Основание, в котором установлены сваи, может испытывать перемещения из-за консолидации, набухания, соседних нагрузок, ползучести грунта, оползней и землетрясений. Эти явления учитываются особо, поскольку они влияют на поведение свай, вызывая негативное трение (отрицательное трение по боковой поверхности), подъем, растяжение, поперечную нагрузку и перемещение.

(2) Для указанных ситуаций проектные величины прочности и жесткости перемещаемого грунта обычно принимают наибольшие значения.

(3)Р При проектировании следует принять один из двух следующих вариантов:

- перемещение грунта основания рассматривается как воздействие, затем выполняется расчет взаимодействия для определения усилий, перемещений и деформаций свай;
- при проектировании максимальное усилие, которое может передать основание на сваю, следует рассматривать как проектное воздействие. Расчет этого усилия должен производиться с учетом прочности грунта при нагружении от веса или вдавливания перемещающегося грунта или величины прилагаемых воздействий.

7.3.2.2 Отрицательное (негативное) трение по боковой поверхности свай

(1)Р Если проектные расчеты для проверки на аварийное предельное состояние выполняются с учетом негативного трения в качестве воздействия, то его величина должна быть максимально возможной для перемещения грунта относительно свай.

(2) При расчете максимального негативного трения необходимо учитывать сопротивление на сдвиг между грунтом и боковой поверхностью свай, направленное вниз перемещение основания от вдавливания грунта за счет собственного веса, а также любую поверхностную нагрузку вокруг свай.

(3) Верхнюю границу негативной нагрузки, действующей на группу свай, можно рассчитать по весу пригрузки, которая вызывает перемещение, с учетом любых изменений давления подземных вод из-за понижения их уровня, консолидации и забивки свай.

(4) Если предполагается, что осадки основания после установки свай малы, то можно получить экономичное решение, если рассматривать осадки основания как воздействие и выполнить расчет взаимодействия.

(5)Р Проектная величина осадки определяется с учетом объемных весов и сжимаемости материалов в соответствии с 2.4.3.

(6) При расчете взаимодействия необходимо учитывать перемещение свай относительно окружающего перемещающегося грунта основания, его сопротивления сдвигу

вдоль ствола сваи, веса грунта и ожидаемых поверхностных нагрузок вокруг каждой сваи, находящейся под действием нагрузки от негативного трения.

(7) Негативное трение и кратковременная нагрузка не должны учитываться одновременно в сочетаниях нагрузок.

7.3.2.3 Поднятие

(1)Р При рассмотрении эффекта подъема сваи усилиями, действующими по ее боковой поверхности и направленными вверх, перемещения грунта учитываются как воздействие.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 - Набухание или поднятие поверхности основания может быть обусловлено снятием нагрузки, раскопками, воздействием мороза или процессом забивания сваи. Также это может быть обусловлено увеличением содержания грунтовых вод, вследствие удаления деревьев, прекращением отвода грунтовых вод от водоносных пластов, прекращением испарения воды (при новом строительстве) и при аварийных ситуациях.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 - Пучение может произойти во время строительства, прежде чем сваи будут загружены зданием и смогут вызвать недопустимое поднимание или разрушение конструкций свай.

7.3.2.4 Поперечная нагрузка

(1)Р Необходимо учитывать поперечную нагрузку, обусловленную перемещением грунта вокруг сваи.

(2) Необходимо принимать во внимание следующие проектные ситуации, которые могут привести к поперечному воздействию на сваю:

- различные пригрузки с разных сторон свайного фундамента (например, внутри или около насыпи);
- различные уровни выемки грунта с разных сторон свайного фундамента (например, внутри или около котлована);
- свайный фундамент установлен на сползающем склоне;
- наклонные сваи установлены в проседающем грунте;
- сваи установлены в сейсмоопасном районе.

(3) Обычно поперечная нагрузка должна оцениваться с учетом взаимодействия свай, рассматриваемых как жесткие или гибкие балки, с окружающим грунтом. Если горизонтальная деформация слабых грунтовых слоев достаточно велика, а сваи расположены с большими промежутками, результирующее поперечное нагружение свай зависит, главным образом, от прочности слабых грунтов на сдвиг.

7.4 Методы проектирования и учет условий

7.4.1 Методы проектирования

(1)Р Процесс проектирования должен основываться на одном из следующих подходов:

- на результатах испытаний статической нагрузкой, для которых расчетом или иными способами было доказано, что они сопоставимы с известными опытными данными;
- на эмпирических или аналитических методах расчета, достоверность которых была подтверждена испытаниями статической нагрузкой в схожих условиях;
- на результатах испытаний динамической нагрузкой, достоверность которых была подтверждена испытаниями статической нагрузкой в схожих условиях;
- на результатах наблюдений за поведением аналогичного свайного фундамента, которое подтверждается результатами инженерно-геологических изысканий и испытаний грунтов основания.

(2) Проектные значения параметров, используемые в расчетах, должны соответствовать разделу 3, но при выборе этих значений можно также учитывать результаты испытаний нагрузкой.

(3) Испытания статической нагрузкой можно проводить на пробных сваях, устанавливаемых только для целей испытаний до окончания проектных работ.

7.4.2 Вопросы проектирования

(1)Р Следует учитывать поведение одиночных свай и групп свай, жесткость и прочность конструкций, объединяющих сваи.

(2)Р При выборе методов расчета, значений параметров и использовании результатов испытаний нагрузкой следует учитывать продолжительность и изменения нагружения во времени.

(3)Р В расчетах и при интерпретации результатов испытаний нагрузкой необходимо рассматривать предполагаемое будущее размещение или перемещение верхнего слоя грунта либо потенциальные изменения режима подземных вод.

(4)Р Выбор типа свай, включая качество материала и метод ее устройства, производится с учетом:

- грунтовых и гидрогеологических условий на площадке, включая присутствие или возможности присутствия препятствий в основании;
- напряжений в свае при ее устройстве;
- возможности сохранения и проверки целостности устраиваемой сваи;
- влияния метода и последовательности устройства свай в группе свай, которые уже были установлены на смежных сооружениях и коммуникациях;
- допусков, в пределах которых свая может быть надежно установлена;
- вредного влияния химикатов, содержащихся в грунте основания;
- возможности комбинирования различных режимов грунтовых вод;
- грузоподъемных и транспортных операций со сваями;
- влияния устройства свай на соседние здания.

(5) При рассмотрении перечисленных выше аспектов необходимо обратить внимание на следующие моменты:

- промежутки между сваями в группе;
- перемещения или вибрации смежных зданий при устройстве свай;
- тип используемого молота или вибратора;
- динамические напряжения в свае при забивке;
- при устройстве буровых свай с креплением скважин растворами необходимо поддерживать давление раствора на уровне, обеспечивающем устойчивость стенок скважины и исключая возможность возникновения гидроразрывов;
- необходима очистка забоя и иногда и стенок буровой скважины от шлама, особенно при ее заполнении бентонитовым раствором;
- локальная неустойчивость стенок скважины во время бетонирования, которая может вызвать попадание грунта в тело сваи;
- попадание грунта или воды в тело набивной сваи и возможное повреждение незатвердевшего бетона потоком воды;
- влияние водоненасыщенных слоев песка вокруг свай, поглощающих воду из бетона;
- замедляющее влияние химических веществ, содержащихся в грунте;
- уплотнения грунта при устройстве свай вытеснения;
- нарушения грунта при бурении скважин для свай.

7.5 Испытания свай нагрузкой

7.5.1 Общие положения

(1)Р Испытания свай нагрузкой необходимо проводить в следующих случаях:

- при использовании типа свай или метода их устройства в случае отсутствия необходимого опыта;

- когда сваи не испытывались в сопоставимых грунтовых условиях и аналогичных нагрузках;

- когда сваи будут подвержены нагрузке, при которой теория и практика не обеспечивают достоверных результатов для проектирования. Методика испытаний свай должна обеспечить нагрузку, подобную ожидаемой;

- когда наблюдения в процессе устройства свай выявляют их поведение, которое сильно отличается от поведения, прогнозируемого при изысканиях или на базе местного опыта, и когда дополнительные испытания грунта основания не проясняют причины этих отличий.

(2) Испытания свай нагрузкой можно выполнять для:

- оценки приемлемости используемой технологии строительства;

- определения взаимодействия данной сваи и окружающего грунта основания под нагрузкой, как по осадке, так и по предельной нагрузке;

- оценки всего свайного фундамента.

(3) Когда испытания свай под нагрузкой практически не осуществимы из-за трудности моделирования изменений усилий (например, циклическая нагрузка), следует давать осторожную оценку проектных параметров материала.

(4)Р Если выполняется одно испытание сваи под нагрузкой, то его необходимо проводить в месте предполагаемых самых неблагоприятных грунтовых условий. Если это невозможно, следует учесть характерное значение сопротивления вдавливанию.

(5)Р Если испытания нагрузкой выполняются на двух или больше опытных сваях, то места их проведения должны соответствовать расположению свайного фундамента и одна из пробных свай должна быть расположена в месте предполагаемого наличия самых неблагоприятных грунтовых условий.

(6)Р Между устройством пробной сваи и началом испытаний нагрузкой должно пройти достаточное время для достижения требуемой прочности материала сваи и для стабилизации поровых давлений до начального уровня.

(7) Иногда необходимо измерение роста порового давления, вызванного устройством сваи, и его последующего падения, чтобы принять правильное решение о начале испытаний нагрузкой.

7.5.2 Испытание статической нагрузкой

7.5.2.1 Методика приложения нагрузки

(1)Р Методика испытаний свай нагрузкой⁵⁾ по числу этапов нагружения, продолжительности этих этапов и применения циклов нагружения должна быть такой, чтобы по данным измерений можно было получить выводы о деформациях, ползучести и разгрузке свайного фундамента. Для пробных свай нагружение должно давать возможность сделать выводы о предельной разрушающей нагрузке.

(2) Перед испытанием необходимо провести калибровку устройства для определения нагрузки, напряжений или деформаций и смещений.

(3) Направление приложения нагрузки при испытаниях на вдавливание или выдергивание сваи должно совпадать с продольной осью сваи.

(4) Испытания свай нагрузкой для проектирования выдергиваемого фундамента должны проводиться вплоть до разрушения. При испытании сваи на выдергивание нельзя пользоваться экстраполяцией диаграммы нагрузка-перемещение.

7.5.2.2 Испытываемые сваи

(1)Р Необходимое число пробных свай для верификации проекта зависит от:

- состояния грунтов и их неоднородности на площадке;
- геотехнической категории сооружения, если таковая возможна;

- существующих документированных данных о поведении свай того же типа в сходных грунтовых условиях;

- общего числа и типов свай в проекте фундамента.

(2)Р Необходимо проведение подробных изысканий грунтовых условий в месте проведения испытаний свай. Глубина выработок или полевые испытания должны быть достаточными для установления вида грунта вокруг сваи и ниже ее острия. Должны быть обследованы все слои, существенно влияющие на поведение сваи.

⁵⁾ См. подкомиссия ISSMFE по полевым и лабораторным испытаниям. Испытания сваи под осевой нагрузкой. Предложенный метод. Журнал ASTM Американское общество по испытанию материалов, июнь 1985, с. 79-90.

(3)Р Метод устройства испытываемых свай будет полностью описан в 7.9.

7.5.2.3 Рабочие сваи

(1)Р Необходимо определить, что число испытаний рабочих свай нагрузкой должно выбираться на основе данных, полученных во время устройства.

(2)Р Испытательная нагрузка на рабочие сваи должна быть, по крайней мере, равна проектному значению нагрузки на фундамент.

7.5.3 Испытание динамической нагрузкой

(1) Испытания динамической нагрузкой⁶⁾ можно использовать для оценки сопротивления вдавливанию при условии, что выбрано соответствующее местоположение и используется откалиброванный метод испытаний при статической нагрузке для одинаковых типа, длины и поперечного сечения свай в схожих грунтовых условиях (см. 7.6.2.4 и 7.6.2.6).

(2)Р Если используется более одного типа динамических испытаний, то результаты различных испытаний всегда нужно рассматривать в сравнении друг с другом.

(3) Испытания динамической нагрузкой могут всегда служить в качестве индикатора густоты размещения свай и для обнаружения слабых свай.

7.5.4 Отчет об испытаниях свай нагрузкой

(1)Р Испытания свай нагрузкой описываются в отчете, который включает:

- описание площадки застройки;
- грунтовые условия по данным изысканий;
- тип свай;
- описание процесса устройства свай и всех проблем, возникших во время проведения работ;
- описание вида нагружения, измерительной аппаратуры и системы регистрации;
- градуировочные данные для динамометрических датчиков, различного рода приспособлений и средств измерений;
- записи об устройстве опытных свай;
- фотографии свай и места проведения их испытаний;
- результаты испытаний в числовом виде;
- графики зависимости время-перемещение на каждой ступени приложения нагрузки, если нагрузка прилагается ступенями;
- измеренные зависимости нагрузка-осадка;
- причины всех отклонений от вышеупомянутых требований.

7.6 Сваи, нагруженные осевой нагрузкой

7.6.1 Общие положения

7.6.1.1 Проектирование по предельным состояниям

(1)Р В проекте должно быть показано, что превышение следующих предельных состояний маловероятно:

- аварийные предельные состояния одиночной сваи при разрушении от вдавливающей или выдергивающей нагрузки;
- аварийные предельные состояния при разрушении от вдавливающей или выдергивающей нагрузки свайного фундамента в целом;
- аварийные предельные состояния при разрушении (коллапсе) или при серьезном разрушении надфундаментных конструкций от чрезмерных осадок или чрезмерной разности осадок свайного фундамента;
- функциональные предельные состояния надфундаментных конструкций, вызванные перемещениями свай.

(2) Обычно в проекте следует учитывать запас надежности по разрушению от вдавливания или растяжения, т. е. состоянию, когда свайный фундамент имеет значительные перемещения вниз или вверх при незначительном увеличении или уменьшении сопротивления (см. 7.6.2 и 7.6.3).

(3) Для вдавливаемых свай часто довольно трудно определить аварийное предельное состояние по графику нагрузка-осадка, имеющему непрерывную кривизну. В этих случаях за критерий «разрушения» следует принять осадку головы сваи, равную 10 % диаметра ее пяты.

⁶⁾ См. ASTM Designation, Американское общество по испытанию материалов D 4945. Стандартный метод исследования для испытания свай под большой деформирующей динамической нагрузкой.

(4)Р Для свай, которые имеют значительные осадки, аварийные предельные состояния могут возникнуть в надфундаментных конструкциях при неполной мобилизации сопротивления свай. В этих случаях следует дать осторожную оценку возможного диапазона осадок.

ПРИМЕЧАНИЕ - Осадки свай рассматриваются в 7.6.4.

7.6.1.2 Общая устойчивость

(1)Р Разрушения из-за потери общей устойчивости фундаментов, содержащих вдавливаемые сваи, рассматриваются в разделе 11.

(2) Если возможна потеря устойчивости, то необходимо рассматривать поверхности разрушения, проходящие ниже свай и пересекающие сваи.

(3)Р Проверка на разрушение за счет поднятия блока грунта, содержащего сваи, выполняется в соответствии с 7.6.3.1 (4) Р.

7.6.2 Сопротивление основания вдавливанию

7.6.2.1 Общие положения

(1)Р Чтобы показать, что вдавливаемый в грунт свайный фундамент выдержит проектную нагрузку с достаточным запасом надежности, необходимо выполнение следующего неравенства для всех аварийных предельных состояний и сочетаний нагрузок:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}. \quad (7.1)$$

(2) В принципе параметр $F_{c;d}$ должен учитывать вес самой сваи, а параметр $R_{c;d}$ должен отражать нагрузку верхнего слоя грунта на основание фундамента. Однако эти два параметра можно не учитывать, если они близки к нулю. Их нельзя не учитывать, если:

- существенным является негативное трение;
- грунт очень малопрочный,
- голова сваи выше поверхности земли.

(3)Р Для свай в группах следует рассматривать два механизма разрушения:

- разрушение от вдавливания отдельных свай;
- разрушение от вдавливания свай и вдавливания межсвайного грунта, которые работают как единый блок.

Проектная несущая способность должна иметь наименьшее значение, обусловленное этими двумя механизмами.

(4) Прочность на сжатие группы свай, взаимодействующих как блок, может быть рассчитана путем обработки блока как единственной сваи большого диаметра.

(5)Р При определении сопротивления свайного фундамента следует учитывать жесткость и прочность конструкции, соединяющей сваи в группу.

(6) Если на сваи опирается жесткое сооружение, то следует использовать преимущества, связанные со способностью сооружения перераспределять нагрузку между сваями. Предельное состояние достигается только тогда, когда одновременно разрушается большое число свай, поэтому не нужно рассматривать разрушение одной единственной сваи.

(7) Если на сваи опирается гибкое сооружение, то предполагается, что предельное состояние определяется сопротивлением одиночной слабой сваи вдавливанию.

(8) Особое внимание нужно уделять возможным разрушениям крайних свай, вызванным наклонными или эксцентричными нагрузками от надземного строения.

(9)Р При определении сопротивления свайного фундамента следует учитывать присутствие слабого слоя грунта, залегающего ниже слоя, на который опираются сваи.

(10)Р При расчете несущей способности основания сваи необходимо учитывать несущую способность зоны грунта основания, расположенного выше и ниже пяты сваи.

ПРИМЕЧАНИЕ - Эта зона может простирается на несколько диаметров выше и ниже пяты сваи. Любое слабое основание, расположенное в этой зоне, имеет относительно большое влияние на несущую способность основания.

(11) Если слабый грунт залегает на глубине менее четырех диаметров пяты сваи ниже концов свай, то следует учитывать возможность его продавливания.

(12)Р Если диаметр пяты сваи превышает диаметр скважины, необходимо учитывать возможные неблагоприятные эффекты.

(13) Для забивных свай в виде труб с открытыми концами или свай коробчатого сечения с отверстиями размером более 500 мм в любом направлении без специальных устройств для обеспечения закупорки отверстия грунтом, сопротивление грунта под пятой должна ограничиваться наименьшим значением из:

- сопротивления сдвигу между грунтовой пробкой и внутренней поверхностью свай;
- несущей способности основания, рассчитанной исходя из площади поперечного сечения пяты.

7.6.2.2 Аварийное сопротивление по испытаниям свай статической нагрузкой

(1)Р Методика проведения испытаний свай нагрузкой должна соответствовать 7.5 и должна быть описана в отчете о геотехническом проекте.

(2)Р Предварительно испытываемые пробные сваи устраиваются по той же технологии, что сваи будущего фундамента, и должны опираться на тот же слой грунта.

(3) Если диаметр опытной сваи отличается от диаметра рабочих свай, то при оценке сопротивления на сжатие, которое будет приниматься при проектировании, необходимо учитывать возможную разность диаметров рабочих и опытных свай.

(4) В случае, если сваи очень большого диаметра, часто нецелесообразно проводить испытания нагрузкой на опытной свае такого же размера. Испытания нагрузкой на опытных сваях меньших диаметров можно проводить при условии, что:

- отношение диаметров опытной и рабочей свай не меньше 0,5;
- опытная свая меньшего диаметра изготавливается и устраивается аналогично со сваями фундамента;
- опытная свая выполняется таким образом, чтобы сопротивление грунта под пятой и на боковой поверхности могли быть получены раздельно на основе измерений.

Такой подход должен использоваться с осторожностью для забивных свай трубчатого сечения с открытыми концами из-за влияния диаметра на мобилизацию сопротивления грунтовой пробки внутри свай.

(5)Р Если на свайный фундамент действует негативное трение, то сопротивление сваи при разрушении или при перемещении, которое равно значению при аварийном предельном состоянии, полученному по результатам испытаний нагрузкой, должно быть скорректировано. Поправка получается вычитанием измеренного или наиболее неблагоприятного положительного сопротивления по боковой поверхности в сжимаемом слое и в вышележащих слоях, где возникает негативное трение, из нагрузок, измеренных на уровне головы сваи.

(6) При испытаниях нагрузкой сваи, на которое действует негативное трение, положительное трение будет действовать по всей длине сваи и оно должно рассматриваться в соответствии с 7.3.2.2(6). Максимальная нагрузка на сваю при испытаниях, приложенная к рабочей свае, должна превышать сумму проектной внешней нагрузки и удвоенной силы негативного сопротивления.

(7)Р При определении аварийного характерного сопротивления вдавливанию $R_{c;k}$ по значениям R_{cm} , измеренным на одной или нескольких сваях в испытаниях, необходимо делать поправку на изменчивость свойств основания и изменения, вносимые устройством свай.

(8)Р Для сооружений, которые не способны перераспределять нагрузки от «слабых» свай к «прочным» необходимо выполнение, по крайней мере, следующего условия:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mean}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}, \quad (7.2)$$

где ξ_1 и ξ_2 - поправочные коэффициенты, отнесенные к числу испытанных свай и примененные к среднему $(R_{c;m})_{\text{mean}}$ из наименьших $(R_{c;m})_{\text{min}}$ и $R_{c;m}$ соответственно.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения поправочных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения представлены в таблице А.9.

(9) Для сооружений, имеющих жесткость и прочность, достаточную для передачи нагрузок от «слабых» к «сильным» сваям, значения ξ_1 и ξ_2 можно разделить на 1,1, если ξ_1 не менее 1,0.

(10)Р При интерпретации результатов испытаний свай нагрузкой следует учитывать систематические и случайные погрешности, связанные с изменчивостью свойств грунтов.

(11)Р Следует проводить проверку записей об установке пробной(-ых) сваи(-й), и учитывать любые отклонения от нормальных условий проведения работ.

(12) Характеристическое сопротивление на сжатие грунта основания $R_{c;k}$ может быть получено, исходя из характеристических значений сопротивлений пяты $R_{b;k}$ и боковой поверхности $R_{s;k}$, таким образом, что

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}. \quad (7.3)$$

(13) Эти компоненты могут быть получены непосредственно из результатов испытаний свай статической нагрузкой или оцениваться на основе результатов испытаний грунтов основания динамической нагрузкой.

(14) Проектное сопротивление $R_{c;d}$ определяется по формуле:

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t \quad (7.4)$$

или

$$R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s. \quad (7.5)$$

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения для длительных и временных ситуаций приведены в таблицах А.6 – А.8.

7.6.2.3 Аварийное сопротивление вдавливанию по результатам испытаний грунтов основания

(1) Р Методы определения сопротивления вдавливанию свайного фундамента по результатам испытаний грунтов основания должны быть установлены по испытаниям свай нагрузкой или по данным сопоставимого опыта в соответствии с 1.5.2.2.

(2) Можно ввести коэффициент модели, как указано в 2.4.1(9), для того, чтобы прогнозируемое сопротивление вдавливанию было достаточно безопасным.

(3) Р Проектное сопротивление свай вдавливанию $R_{c;d}$ определяется по формуле:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}. \quad (7.6)$$

(4) Р Для каждой сваи $R_{b;d}$ и $R_{s;d}$ могут быть определены из уравнения:

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b \text{ и } R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s. \quad (7.7)$$

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения для длительных и временных состояний приведены в таблицах А.6 – А.8.

(5) Р Характеристические значения $R_{b;k}$ и $R_{s;k}$ определяют из уравнения:

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{d;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}, \quad (7.8)$$

где ξ_3 и ξ_4 - поправочные коэффициенты, которые зависят от числа профилей испытания n и применяются соответственно:

- к средним значениям $(R_{c;cal})_{mean} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{mean} = (R_{b;cal})_{mean} + (R_{s;cal})_{mean}$
 - и к наименьшим значениям $(R_{c;cal})_{min} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{min}$,
- или по методу, приведенному в 7.6.2.3 (8).

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения поправочных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения приведены в таблице А.10.

(6) Р Следует учитывать систематические и случайные составляющие вариаций свойств грунтов основания при интерпретации результатов испытаний грунтов и вычисленных сопротивлений.

(7) Для сооружений, имеющих достаточную жесткость и прочность для передачи нагрузок от «слабых» на «прочные» сваи, значения коэффициентов ξ_3 и ξ_4 можно уменьшить, разделив на 1,1, но это допустимо при условии, что $\xi_3 > 1$.

(8) Характеристические значения могут быть получены из уравнения:

$$R_{b,k} = A_b q_{b,k} \text{ и } R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} q_{s,i,k}, \quad (7.9)$$

где $q_{b,k}$ и $q_{s,k}$ - характеристические значения сопротивления основания и трения вдоль ствола в различных слоях, полученные исходя из значений параметров грунта основания.

ПРИМЕЧАНИЕ - Если используется данная альтернативная процедура, то значения частных коэффициентов γ_b и γ_s , приведенные в приложении А, нужно корректировать с помощью модельного коэффициента больше 1,0. Значение модельного коэффициента может быть задано в национальном приложении.

(9)Р Если используется принцип проектирования 3, то характеристические значения параметров грунта основания должны определяться согласно 2.4.5. Затем к этим характеристическим значениям необходимо применить частные коэффициенты, чтобы получить проектные значения параметров основного грунта для получения расчетных значений сопротивления свай.

(10) При оценке достоверности модели, базирующейся на результатах испытаний основания, необходимо учитывать следующие факторы:

- вид грунтов, включая их классификацию, минералогию, гранулометрический состав, плотность, начальную консолидацию, сжимаемость и водопроницаемость;
- метод устройства свай, включая технологию бурения или забивки;
- длину, диаметр, материал и форму ствола и пяты свай (например, с уширением);
- метод испытания грунтов основания.

7.6.2.4 Предельное сопротивление свай по данным ударных динамических испытаний

(1)Р При динамических (удары молотом) испытаниях свай [измеряются деформации и ускорения во времени при ударе (см. 7.5.3(1))], проводимых для определения сопротивления одиночных свай, работающих на вдавливание, достоверность результатов следует подтвердить статическими испытаниями нагрузкой свай той же самой длины, того же самого поперечного сечения и в таких же грунтовых условиях.

(2) При динамических испытаниях свай ударной нагрузкой сопротивление свай погружению должно измеряться непосредственно на площадке.

ПРИМЕЧАНИЕ - Испытания нагрузкой данного типа также могут включать процесс получения соответствия сигнала измеренным волновым напряжением. Зависимость сигнала позволяет провести приблизительную оценку сопротивления вдоль ствола и под пятой свай, а также смоделировать ее поведения при осадочной нагрузке.

(3)Р Несущую способность свай можно определить с помощью динамических испытаний, если энергия удара достаточна для получения весьма больших перемещений свай.

(4) Проектное значение сопротивления свай вдавливанию $R_{c,d}$ может быть получено из уравнения

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t, \quad (7.10)$$

$$\text{где } R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{mean}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\}, \quad (7.11)$$

здесь ξ_5 и ξ_6 - поправочные коэффициенты для n испытанных свай, которые применяются к среднему значению $(R_{c;m})_{\text{mean}}$ и наименьшему значению $(R_{c;m})_{\text{min}}$ величины $R_{c;m}$ соответственно.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частного коэффициента и поправочных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения приведены в таблице A.11 (приложение A).

7.6.2.5 Определение предельного сопротивления свай вдавливанию с помощью динамической формулы забивки свай

(1)Р Формулы для забивки свай применимы только в случае, если были определены напластования грунтов.

(2)Р При использовании динамических формул забивки свай для оценки предельного сопротивления одиночных свай в фундаменте их достоверность необходимо подтвердить имеющимися экспериментальными данными статических испытаний свай того же типа, длины и поперечного сечения в таких же грунтовых условиях.

(3)Р Для свай-стоек, забитых в несвязные грунты, проектное значение давления на вдавливание следует определять по методике согласно 7.6.2.4.

(4) Для того, чтобы применять формулу забивки свай для определения сопротивления сваи на вдавливание, необходимо провести по крайней мере пять испытаний свай забивкой, такие сваи должны располагаться на достаточно большом расстоянии друг от друга в зоне забивки, чтобы определить необходимое число заключительных ударов молота.

(5) Глубина погружения сваи при конечной серии ударов должна быть отмечена для каждой сваи.

7.6.2.6 Предельное сопротивление вдавливанию сваи в грунт по результатам решения волнового уравнения

(1)Р Решение волнового уравнения следует использовать только тогда, когда напластования грунтов основания определены в пробуренных скважинах или с помощью полевых испытаний.

(2)Р При использовании волнового расчета для определения сопротивления одиночных свай, работающих на вдавливание в грунт, достоверность расчета должна подтверждаться имеющимися положительными результатами статических испытаний свай того же типа, такой же длины и такого же поперечного сечения в аналогичных грунтовых условиях.

(3)Р Проектное значение сопротивления на вдавливание $R_{c,d}$, полученное по результатам решения волнового уравнения для некоторого числа представительных свай, оценивается с помощью методики, описанной в 7.6.2.4, с использованием величин ξ , полученных из местного опыта.

ПРИМЕЧАНИЕ - Решение волнового уравнения базируется на математической модели грунта, сваи и ударного оборудования без измерений волны напряжений на месте. Метод обычно применяется для изучения рабочих характеристик молота, динамических параметров грунта и напряжений, возникающих в сваях во время забивания. Он также, на основе моделей, может использоваться для определения требуемого сопротивления ударной нагрузке (подсчет ударов), что обычно связывается с ожидаемым сопротивлением сваи на сжатие.

7.6.2.7 Повторная забивка

(1)Р При проектировании должно быть определено число свай для повторной забивки. Если повторная забивка дает более низкие результаты, они должны использоваться как база для окончательной оценки сопротивления сжатию. Если повторная забивка дает более высокие результаты, они могут приниматься в расчет.

(2) Повторная забивка свай обычно должна проводиться в илистых грунтах, если местный опыт не доказывает отсутствие такой необходимости.

ПРИМЕЧАНИЕ - Повторная забивка заземленных в грунте свай в глинистые грунты обычно приводит к пониженному сопротивлению вдавливания.

7.6.3 Сопротивление основания выдергиванию

7.6.3.1 Общие положения

(1)Р Проектирование свай при выдергивании должно соответствовать требованиям 7.6.2. Правила проектирования фундаментов с выдергиваемыми винтовыми сваями приведены ниже.

(2)Р Для проверки, что фундамент выдержит проектную нагрузку с необходимым запасом прочности при выдергивании необходимо выполнение следующего неравенства для всех аварийных предельных состояний при всех сочетаниях нагрузок:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d}. \quad (7.12)$$

(3)Р Для выдергиваемых свай необходимо рассматривать два механизма разрушения:

- выдергивание свай из грунта;
- подъем грунтового блока, содержащего сваи.

(4)Р Проверка условий разрушения при выдавливании блока основания со сваями (рисунок 7.1) выполняется в соответствии с 2.4.7.4.

(5) Для одиночных свай или группы свай при выдергивании механизм разрушения может быть представлен в виде конуса выпора, особенно для свай с увеличенной пятой или буронабивных свай.

(6) При выпоре блока грунта, содержащего сваи, сопротивление сдвигу T_d по граням массива добавляется к силам сопротивления, как показано на рисунке 7.1.

(7) Обычно эффект образования блока грунта определяет сопротивление выдергиванию, если расстояние между сваями равно или меньше, чем квадратный корень из произведения диаметра сваи на глубину проникания сваи в основной несущий слой.

(8)Р При определении сопротивления группы свай выдергиванию следует учитывать кустовой эффект, который может уменьшить эффективные вертикальные напряжения в грунте и, следовательно, сопротивление отдельных свай в группе по боковой поверхности.

(9)Р Необходимо учитывать влияние цикличности и знакопеременного характера нагружения, которое может оказать существенное отрицательное влияние на сопротивление выдергиванию.

(10) При расчетах следует учитывать сопоставимый опыт, основанный на результатах испытаний свай нагрузкой.

7.6.3.2 Предельное сопротивление свай выдергиванию по результатам испытаний нагрузкой

(1)Р Испытания свай нагрузкой для определения предельного сопротивления выдергиванию одиночной сваи R_t следует выполнять в соответствии с 7.5.1, 7.5.2 и 7.5.4, согласно с 7.6.2.2.

(2)Р Р Проектное сопротивление выдергиванию $R_{t,d}$ определяется по формуле:

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{s;t}. \quad (7.13)$$

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Значения для постоянных и временных состояний приведены в таблицах А.6 – А.8 (приложение А).

(3) Если сваи должны работать на выдергивание, то нужно указать, что следует испытать более одной сваи. При большом числе выдергиваемых свай следует провести испытания не менее 2 % свай от их общего количества.

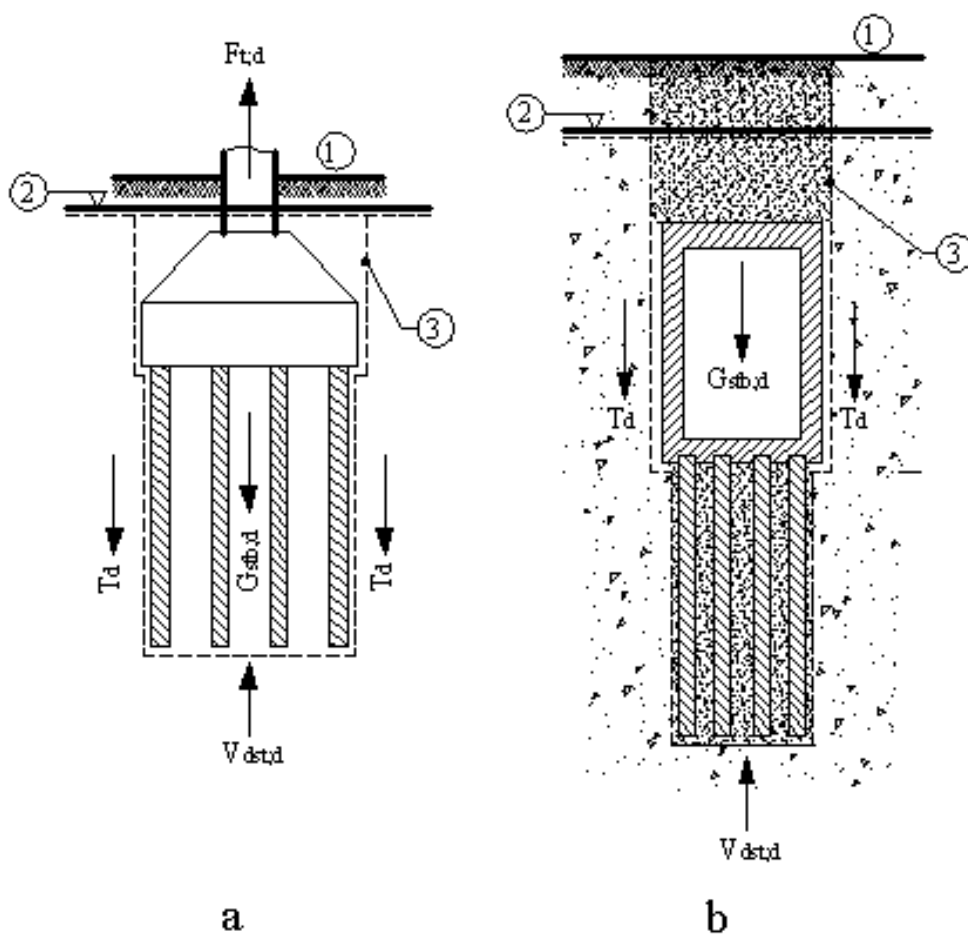
(4)Р Следует проверить журнал устройства пробной(ых) сваи(й) и, при интерпретации результатов испытаний свай нагрузкой учесть все отклонения от штатных условий строительства.

(5)Р Характеристическое значение сопротивления сваи выдергиванию может быть определено из уравнения

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{mean}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}, \quad (7.14)$$

где ξ_1 и ξ_2 - поправочные коэффициенты для n испытанных свай, используемые соответственно для среднего $(R_{t,m})_{\text{mean}}$ и наименьшего значений измеренной величины сопротивления выдергиванию $(R_{t,m})_{\text{min}}$.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения поправочных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения приведены в таблице А.9.



1 - поверхность грунта основания; 2 - уровень подземных вод; 3 - сторона «блока», вдоль которой возникает сопротивление T_d

Рисунок 7.1 - Примеры подъема (UPL) группы свай

7.6.3.3 Предельное сопротивление выдергиванию по результатам испытаний грунта основания

(1)Р Методы оценки сопротивления выдергиванию свайного фундамента, полученного по результатам испытаний грунта основания, должны определяться исходя из испытаний свай и по данным сопоставимого опыта, как указано в 1.5.2.2.

(2) Коэффициент модели можно ввести, как указано в 2.4.1(9), чтобы обеспечить достаточный запас при прогнозе сопротивления выдергиванию.

(3)Р Проектное значение сопротивления сваи выдергиванию $R_{t,d}$ может быть определено из уравнения:

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{s,t}, \quad (7.15)$$

$$\text{где } R_{t,k} = R_{s,k}. \quad (7.16)$$

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения для постоянных и временных состояний представлены в таблицах А.6-А.8 (приложение А).

(4)Р Характеристическое значение $R_{t,k}$ может быть определено из уравнения

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{s,cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{s,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}, \quad (7.17)$$

где ξ_3 и ξ_4 - поправочные коэффициенты, которые зависят от числа испытаний n и применяются соответственно к среднему $(R_{s,cal})_{mean}$ и наименьшему значению из $R_{s,cal}$ и $(R_{s,cal})_{min}$, или с использованием метода, приведенного в 7.6.3.3(6).

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения поправочных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении. Их значения представлены в таблице А.10 (приложение А).

(5)Р При интерпретации вычисленного сопротивления выдергиванию необходимо учитывать систематические и случайные составляющие вариации свойств грунтов основания.

(6) Характеристическое значение сопротивления выдергиванию может быть определено из уравнения

$$R_{t,k} = \sum_i A_{s,i} q_{s,i;k}, \quad (7.18)$$

где $q_{s,i;k}$ - характеристические значения трения по боковой поверхности в различных слоях, полученные исходя из значений свойств грунта основания.

ПРИМЕЧАНИЕ - Если используется данная альтернативная методика, то может понадобиться корректировка значения частного коэффициента, приведенного в приложении А, с помощью модельного коэффициента, значение которого больше 1,0. Значения модельных коэффициентов могут быть заданы в национальном приложении.

(7)Р Если используется метод проектирования 3, то характеристические значения параметров грунта основания должны определяться согласно 2.4.5; в этом случае частные коэффициенты должны применяться к этим характеристическим значениям для получения проектных значений грунтовых параметров и расчета проектных значений сопротивления свай.

(8) Оценка достоверности модели, базирующейся на результатах испытаний грунта основания, должна проводиться в соответствии с 7.6.2.3 (10).

7.6.4 Вертикальные перемещения свайных фундаментов (функциональность надфундаментных конструкций)

7.6.4.1 Общие положения

(1)Р Вертикальные перемещения для предельных состояний по функциональности следует оценивать и проверять на соответствие требованиям в 2.4.8 и 2.4.9.

(2) При расчете вертикальных перемещений свайного фундамента следует учитывать неопределенности, связанные с расчетной моделью и с определением существенных параметров грунта. Иными словами, нельзя забывать о том, что в большинстве случаев расчеты могут дать только приблизительные значения перемещений свайного фундамента.

ПРИМЕЧАНИЕ - Для свай, опирающихся на пески средней плотности и плотные, и для свай, работающих на выдергивание, требования надежности при проектировании по аварийным предельным состояниям обычно являются достаточными для того, чтобы не допустить предельного состояния по функциональности надземного сооружения.

7.6.4.2 Свайные фундаменты при вдавливании

(1)Р Необходимо проверить наличие состояния функционального предельного состояния надземного сооружения, обусловленное осадкой сваи с учетом негативного трения, если оно предполагается.

ПРИМЕЧАНИЕ - Если пята сваи находится в слое средней плотности или твердом слое, залегающем над скальным или очень твердым грунтом, то использование частных коэффициентов запаса аварийного предельного состояния обычно достаточно для удовлетворения условий предельного состояния по функциональности.

(2)Р Расчет осадки должен включать осадку одиночных свай и осадку группы свай.

(3) Расчет осадок должен включать оценку возможных неравномерных осадок, которые могут произойти в данном месте.

(4) При отсутствии результатов испытаний нагрузкой для расчета взаимодействия свайного фундамента и надфундаментных конструкций зависимость нагрузка-осадка должна рассчитываться на основе эмпирических допущений с учетом запаса.

7.6.4.3 Свайные фундаменты при выдергивании

(1)Р Расчет перемещений вверх должен проводиться в соответствии с принципами, изложенными в 7.6.4.2.

ПРИМЕЧАНИЕ - Особое внимание необходимо обратить на удлинение материала сваи.

(2)Р Если предельное состояние по функциональности определяется весьма строгими критериями, то необходим отдельный расчет деформаций, направленных вверх.

7.7 Сваи с поперечной нагрузкой

7.7.1 Общие положения

(1)Р Проектирование свай, подвергаемых поперечной нагрузке, должно соответствовать правилам, представленным в 7.4 и 7.5. Правила проектирования для фундаментов, содержащих подверженные поперечной нагрузке сваи, представлены ниже.

(2)Р Чтобы показать, что свая выдержит проектную поперечную нагрузку с достаточным запасом надежности против разрушения, необходимо выполнение следующего неравенства для нагрузки и сочетаний нагрузок для всех аварийных предельных состояний:

$$F_{tr;d} \leq R_{tr;d}. \quad (7.19)$$

(3) Следует рассмотреть один из следующих механизмов разрушения:

- для коротких свай - поворот или поступательное перемещение как жесткого тела;
- для длинных гибких свай - разрушение при изгибе сваи с образованием локальных шарниров и перемещением грунта в верхней части сваи.

(4)Р При оценке сопротивления поперечно нагруженных свай необходимо учитывать групповой эффект.

(5) Нужно полагать, что поперечная нагрузка, прилагаемая к группе свай, может вызвать сочетание вдавливания, выдергивания и поперечных нагрузок в отдельных сваях.

7.7.2 Сопротивление свай поперечной нагрузке по данным испытаний

(1)Р Испытания свай на поперечную нагрузку следует проводить в соответствии с 7.5.2.

(2) В отличие от методики испытаний под нагрузкой, указанной в 7.5, при испытаниях поперечно нагруженной сваи обычно нет необходимости достижения стадии разрушения. Величина и направление действия тестовой нагрузки должны имитировать проектную нагрузку на свае.

(3)Р При выборе числа пробных свай для испытаний, а также при расчете проектной прочности под действием поперечной нагрузки, исходя из результатов испытаний под нагрузкой, следует ввести поправку на изменчивость грунта основания, особенно для нескольких метров верхней части сваи.

(4) Отчеты по устройству опытной сваи (свай) должны проверяться, а любое отклонение от нормальных условий строительства должно учитываться при интерпретации результатов испытаний сваи под нагрузкой. Для группы свай при выводе прочности на воздействие поперечной нагрузки по результатам испытаний одиночных опытных свай необходимо учитывать их взаимодействие и заделку верхних частей свай.

7.7.3 Сопротивление свай поперечной нагрузке по результатам испытаний грунта основания и параметров прочности сваи

(1)Р Сопротивление сваи или группы свай поперечной нагрузке рассчитывается с учетом соответствующего сочетания воздействий от конструкций, реакций основания и перемещений.

(2)Р Расчет поперечно нагруженной сваи должен учитывать возможность разрушения конструкции сваи в грунте основания в соответствии с 7.8.

(3) Расчет поперечного сопротивления длинной гибкой сваи может выполняться с использованием теории расчета балки, нагруженной на верхнем конце и опирающейся на деформируемую среду, поведение которой характеризуется коэффициентом податливости.

(4)Р При определении сопротивления фундамента поперечной нагрузке следует учитывать степень свободы свай за счет вращения в точке соединения с надфундаментной конструкцией.

7.7.4 Поперечное смещение

(1)Р При определении перемещения свайного фундамента в поперечном направлении следует учитывать:

- жесткость основания и ее зависимость от деформаций;
- жесткость на изгиб отдельных свай;
- заделку свай в соединении со строением;
- групповой эффект;
- влияние знакопеременного характера или цикличности нагрузки.

(2) Общий расчет перемещений свайного фундамента должен исходить из ожидаемых степеней свободы кинематического движения.

7.8 Проектирование конструкций свай

(1)Р Сваи необходимо проверять на разрушение их конструкции в соответствии с 2.4.6.4.

(2)Р Конструкции свай следует проектировать с учетом всех возможных условий эксплуатации, а именно:

- возможная коррозия;
- сложность инженерно-геологических условий: валуны, круто падающие поверхности скальных массивов и т. д.;
- другие факторы, влияющие на забивку свай, включая качество стыков;
- для сборных свай - условия транспортировки к месту устройства и само их устройство.

(3)Р При проектировании конструкций следует учитывать допуски для принятых типов свай, воздействия и поведение фундамента.

(4)Р Гибкие сваи, проходящие через воду или толстые слои очень слабых грунтов, должны проверяться на изгиб.

(5) Обычно проверка на изгиб не требуется, если сваи располагаются в грунтах, имеющих предел прочности на неконсолидированный сдвиг c_u , превышающий 10 кПа.

7.9 Надзор за строительством

(1) Р Устройство свай проводится в соответствии с проектом производства работ.

(2) Этот проект включает следующую информацию:

- типы свай;
- размещение и наклон каждой сваи, включая допуски на ее положение;
- поперечное сечение свай;
- данные об армировании для набивных свай;
- длины свай;
- число свай;
- необходимую несущую способность свай;
- отметку пяты сваи (относительно репера в пределах или рядом с местом устройства) или заданное сопротивление при забивании;
- последовательность операций при устройстве свай;
- известные препятствия;
- любые другие ограничения при выполнении свайных работ.

(3)Р Необходимо указать, что устройство всех свай выполняется под наблюдением производителя работ и ведутся записи о выполнении работ.

(4) Записи для каждой сваи включают все вопросы строительства, затронутые в соответствующих стандартах на выполнение работ EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000, а именно:

- число свай;
- оборудование для устройства свай;
- поперечные сечения и длины свай;
- дата и время устройства (включая перерывы в процессе устройства);
- состав бетонной смеси, объем использованного бетона и метод заливки свай на месте устройства;
- плотность, pH, вязкость по Маршу и содержание мелких частиц в бентонитовом растворе при его использовании;

- для свай, устраиваемых с помощью шнека с непрерывной подачей или других буроинъекционных свай, - объемы и давления нагнетания цементного раствора или бетона, внутренний и внешний диаметры, шаг шнека и погружение в грунт за один поворот;
- для забивных и иных свай вытеснения - данные, полученные при измерении сопротивления ее перемещению, например вес, ход или номинальная мощность молота, частота ударов и число ударов за последние 0,25 м погружения;
- мощность вибраторов (если они используются);
- крутящий момент для двигателя бура (если он используется);
- для буровых свай - слои, которые присутствуют в месте бурения, и состояние основания у пяты свай, если имеется шлам в забое скважины;
- проблемы, которые могут возникнуть во время устройства свай;
- отклонения от положения и направления, исполнительные отметки.

ПРИМЕЧАНИЕ - EN 14199 Выполнение специальных геотехнических работ. Микросваи находятся в процессе подготовки.

(5) В течение, по крайней мере, пяти лет после завершения работ необходимо вести учет изменений и ситуаций, относящихся к данной свае. После завершения работ по устройству свай к проектной должна быть добавлена исполнительная документация.

(6)Р Если наблюдение на месте или просмотр отчетов выявили неопределенности в качестве устроенных свай, должны быть проведены дополнительные исследования с целью определения их состояния и мер по их устранению. Эти исследования должны включать или приложение статической нагрузки к свае, или проверку ее целостности, исполнение новой сваи, или, в случае ее смещения, повторное забивание сваи в комбинации с исследованием грунта основания, находящегося в зоне устройства подозрительной сваи.

(7)Р В случае невозможности контроля качества свай при производстве работ необходимы испытания сплошности тела свай.

(8) Общая оценка качества свай, которые могут иметь серьезные дефекты или вызвать понижение прочности окружающего грунта при их устройстве, может включать проверку сплошности свай посредством динамических испытаний, вызывающих небольшие деформации. Часто с помощью динамических испытаний нельзя выявить такие существенные дефекты, как низкое качество бетона или недостаточная толщина защитного бетонного слоя, каждый из которых может повлиять на работу свай в течение длительного времени, тогда при выполнении работ следует проводить другие испытания - прозвучиванием, вибрациями или испытывать отобранные керны.

8 УСТРОЙСТВО АНКЕРОВ

8.1 Общие положения

8.1.1 Область применения

(1)Р Содержание настоящего раздела относится к проектированию временных и постоянных анкеров, используемых:

- для удержания подпорных сооружений;
- для обеспечения устойчивости откосов, котлованов или тоннелей;
- для поддержания подъема строения;
- путем передачи растягивающих усилий на несущие грунтовый или скальный массив.

(2) Р Содержание настоящего раздела касается:

- предварительно напряженных анкеров, имеющих голову и тягу с закрепленной в грунтовом массиве при помощи жидкого строительного раствора нижней корневой частью;

- ненапряженных анкеров, состоящих из тяг в виде арматуры, например жестких анкеров, закрепленных в грунте основания при помощи жидкого строительного раствора, винтовых анкеров или анкерный болтов в свале.

(3) Этот раздел нельзя использовать для закрепления грунтов нагелями.

(4)Р Раздел 7 распространяется на проектирования анкерных систем со сваями, работающими на выдергивание.

8.1.2 Определения

8.1.2.1 постоянный анкер: Анкер с проектным сроком службы больше двух лет.

ПРИМЕЧАНИЕ - Определение в соответствии с EN 1537:1999.

8.1.2.2 временный анкер: Анкер с проектным сроком службы меньше двух лет.

ПРИМЕЧАНИЕ - Определение в соответствии с EN 1537:1999.

8.1.2.3 приемочные испытания: Испытания под нагрузкой на месте установки с целью подтверждения, что каждый анкер удовлетворяет техническим условиям проекта.

8.1.2.4 испытания на эксплуатационную пригодность: Испытания под нагрузкой на месте установки, которые проводятся целью подтверждения, что конструкция конкретного анкера соответствует конкретным грунтовым условиям.

ПРИМЕЧАНИЕ - Определение в соответствии с EN 1537:1999.

8.1.2.5 исследовательские испытания: Испытания под нагрузкой для определения предельных нагрузок на анкер в зоне крепления (строительный раствор/основной грунт) и характеристик анкера в рабочем диапазоне нагрузок.

ПРИМЕЧАНИЕ - Определение в соответствии с EN 1537:1999.

8.1.2.6 длина заделки анкера: Длина анкера, закрепленного непосредственно в грунте основания с помощью жидкого строительного раствора.

8.2.1.7 свободная длина тяги: Длина преднапряженной тяги между головой анкера и ближайшим концом заделки.

ПРИМЕЧАНИЕ - Определение в соответствии с EN 1537:1999.

8.1.2.8 длина заделки анкерной тяги: Длина заделки преднапряженной тяги, которая закреплена жидким строительным раствором в рабочей части (корне) и способна передавать на грунт приложенное усилие растяжения через корень.

ПРИМЕЧАНИЕ - Определение в соответствии с EN 1537:1999.

8.2 Предельные состояния

(1)Р Для систем анкеров и отдельных анкеров следует рассматривать следующие предельные состояния и их сочетания:

- разрыв преднапряженной тяги или разрушение головы анкера от приложенной нагрузки;

- деформация или коррозия головы анкера;

- для буроинъекционных анкеров разрушение по контакту корня с грунтом основания;

- для буроинъекционных анкеров разрушение зоны сцепления между стальной преднапряженной тягой и цементным камнем корня;
- для жестких анкеров разрушение при недостаточном сопротивлении анкерного стержня;
- ослабление напряжения анкера при чрезмерном перемещении головы анкера от ползучести грунта или пластического течения металла и релаксации;
- разрушение при больших деформациях конструкций, вызванных анкерными усилиями;
- потеря общей устойчивости грунта основания и удерживаемого сооружения;
- взаимодействие групп анкеров с грунтом основания и смежными строениями.

8.3 Проектные ситуации и воздействия

(1)Р При выборе проектных ситуаций следует учитывать:

- все особенности возведения сооружения;
- все ожидаемые ситуации, возникающие во время проектного срока службы сооружения;
- все соответствующие предельные состояния, перечисленные в 8.2, и их сочетания;
- прогнозируемый уровень подземных вод и давление воды в замкнутых водоносных пластах;
- последствия от разрушения любого анкера;
- возможность того, что приложенная к анкеру нагрузка во время предварительного напряжения может превысить проектную нагрузку.

(2)Р Нагрузка на анкер P должна рассматриваться как неблагоприятное воздействие при проектировании анкеруемого сооружения.

8.4 Вопросы проектирования и строительства

(1)Р Проектирование анкеров и технические условия на выполнение работ по устройству анкеров должны учитывать все отрицательные эффекты от действия выдергивающих усилий, приложенных к грунту вблизи анкера.

(2)Р Зона грунта основания, в которую будет передаваться выдергивающее усилие, должна быть включена в инженерно-геологические изыскания.

(3)Р Для предварительно напряженных анкеров головная часть анкера должна давать возможность натяжения тяги или стержня, проведения испытаний нагрузкой, фиксации и, если потребуется по проекту, ослабления, снятия натяжения и повторного натяжения.

(4)Р Для всех типов анкеров конструкция головной части должна воспринимать угловые отклонения анкерного усилия с учетом 6.3 EN 1537:1999 и связанные с этим деформации, которые могут возникнуть в проектный период эксплуатации сооружения.

(5)Р Если для анкеров используются различные материалы, то их проектная прочность должна определяться с учетом совместности их деформаций.

(6)Р Так как взаимодействие систем анкеров зависит от длины их свободной преднапряженной арматуры, должны выполняться следующие условия:

- анкерное усилие должно передаваться на грунт на таком расстоянии от удерживаемого массива грунта, чтобы не уменьшалась устойчивость этого массива от отрицательных воздействий;
- анкерное усилие должно передаваться на грунт на достаточном расстоянии от существующих фундаментов во избежание любых отрицательных воздействий;
- необходимо избегать неблагоприятного взаимодействия между близко расположенными заделками тяг анкеров.

(7) Неблагоприятного взаимодействия между заделками тяг анкеров следует, по возможности, избегать, обеспечивая расстояние между ними не менее 1,5 м.

(8)Р Следует использовать только те системы анкеров, которые были проверены с помощью исследовательских испытаний (см. EN 1537:1999) или для которых существует документированный успешный опыт эксплуатации и долговечности.

(9)Р Направление анкерной тяги в обычных условиях должно обеспечивать предварительное натяжение при деформациях, соответствующих механизмам потенциального разрушения. Если в конкретном случае это нецелесообразно, то неблагоприятные эффекты должны быть учтены в проекте.

(10)Р Для буроинъекционных и винтовых анкеров характеристическое значение сопротивления на выдергивание $R_{a;k}$ следует определять по результатам испытаний на соответствие техническим условиям по 8.7 или по сопоставимому опыту. Проектное сопротивление следует проверять посредством приемо-сдаточных испытаний после выполнения работ.

(11)Р Работу свободной длины тяг предварительно напряженных грунтовых анкеров следует проверять в соответствии с EN 1537:1999.

(12)Р Необходимо приложить достаточно большую силу натяжения для достижения сопротивления анкера в соответствии с предельным состоянием по функциональности, чтобы обеспечить мобилизацию анкера при приемлемых перемещениях.

(13)Р Защита от коррозии преднапряженных анкерных тяг выполняется в соответствии с 6.9 EN 1537:1999.

(14)Р Защита от коррозии стальных преднапряженных анкерных тяг должна проектироваться с учетом агрессивности окружающего грунта основания.

(15) Чтобы предохранить стальную преднапряженную арматуру от коррозии, в случае необходимости следует применять соответствующие средства, например защитные оболочки или анодированные стали.

8.5 Проектирование по аварийному предельному состоянию

8.5.1 Проектирование анкеров

(1)Р Проектное значение $R_{a;d}$ сопротивления выдергиванию R_a для анкерного корня должно удовлетворять предельному условию:

$$P_d \leq R_{a;d}. \quad (8.1)$$

(2) Проектные значения сопротивления выдергиванию могут быть определены по результатам испытаний анкерных тяг или расчетом.

8.5.2 Проектные значения сопротивления выдергиванию, определенные по результатам испытаний

(1)Р Проектное значение сопротивления выдергиванию получается из характеристического значения по следующему уравнению:

$$R_{a;d} = R_{a;k}/\gamma_a. \quad (8.2)$$

ПРИМЕЧАНИЕ - Частный коэффициент γ_a учитывает неблагоприятные отклонения сопротивления выдергиванию анкера.

(2)Р В уравнении (8.2) следует использовать коэффициенты γ_a , приведенные в А.3.3.4 (1)Р.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных коэффициентов может быть задано в национальном приложении. Их значения для постоянных и временных состояний представлены в таблице 12.

(3) Характеристическое значение должно соответствовать результатам испытаний на эксплуатационную пригодность с применением поправочного коэффициента ξ_a .

ПРИМЕЧАНИЕ - 8.5.2(3) относится к тем типам анкерных тяг, которые не проверяются отдельно во время приемочных испытаний. Если используется поправочный коэффициент ξ_a , то его значение должно быть основано на сопоставимом опыте или задано в национальном приложении.

8.5.3 Проектные значения сопротивления выдергиванию, определенные расчетом

(1)Р Проектное значение сопротивления выдергиванию должно определяться в соответствии с 2.4.7 и 2.4.8.

8.5.4 Проектное значение сопротивления анкерной тяги

(1)Р При проектировании конструкции анкерной тяги должно удовлетворяться следующее неравенство:

$$R_{a;d} \leq R_{t;d}. \quad (8.3)$$

(2)Р Сопротивление материала анкерных тяг $R_{t;d}$ должно вычисляться в соответствии с EN 1992, EN 1993 и EN 1537:1999.

(3)Р Если анкеры подвергаются проверке на пригодность, параметр $R_{t;d}$ должен учитывать результаты пробных испытаний нагрузкой (см. 9.5 EN 1537:1999).

8.5.5 Проектное значение нагрузки на анкер

(1)Р Проектное значение нагрузки на анкер P_d должно назначаться в проекте подпорной конструкции как максимальное из значений:

- силы, приложенной к подпорному сооружению и соответствующей аварийному предельному состоянию;
- силы, приложенной к подпорному сооружению и соответствующей функциональному предельному состоянию.

8.6 Проектирование по функциональному предельному состоянию

(1)Р При проверке по функциональному предельному состоянию в удерживаемом сооружении следует рассматривать анкеры как упругие пружины.

(2)Р Для предварительно напряженных анкеров (например, для буроинъекционных) пружина должна рассматриваться как упругая предварительно напряженная.

(3) При расчете проектной ситуации по 8.6(2)Р следует выбирать наиболее неблагоприятное сочетание минимальной и максимальной жесткости анкеров с минимальным и максимальным предварительным напряжением.

(4) При нагрузке SLS должен использоваться модельный коэффициент, чтобы обеспечить сопротивление анкера с достаточным запасом.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значение модельного коэффициента может быть задано в национальном приложении.

(5) При рассмотрении анкеров без предварительного напряжения в качестве упругих элементов, их жесткость должна выбираться таким образом, чтобы обеспечить совпадение перемещений подпорной конструкции и удлинений анкеров.

(6) Следует принимать во внимание любые деформации, которые могут возникнуть в смежных фундаментах за счет предварительного напряжения анкеров.

8.7 Испытания на эксплуатационную пригодность

(1)Р Испытания на эксплуатационную пригодность должны быть определены для буроинъекционных анкеров, винтовых анкеров, скальных болтов. Методика испытаний должна соответствовать EN 1537:1999.

(2) Чтобы определить характеристическое значение сопротивления анкера для каждого четко определенного состояния грунта и сооружения следует провести, по крайней мере, три испытания на эксплуатационную пригодность.

(3) Р Пробная нагрузка P_p для испытаний буроинъекционных анкеров на эксплуатационную пригодность должна соответствовать EN 1537:1999.

(4) Если проведение специального испытания не возможно, то винтовые анкеры и скальные болты следует испытывать на эксплуатационную пригодность в соответствии с методикой испытаний буроинъекционных анкеров, согласно EN 1537:1999.

8.8 Приемочные испытания

(1)Р В проектной документации необходимо указать, что все буроинъекционные анкеры должны пройти приемочные испытания до их блокировки и перехода в рабочее состояние.

(2)Р Процедура приемочных испытаний должна соответствовать правилам, приведенным в EN 1537:1999 для буроинъекционных анкеров.

(3) В местах, где группы анкерных корней имеют расстояния менее 1,5 м, после закрепления анкеров следует выполнить их выборочные контрольные испытания.

8.9 Надзор и мониторинг

(1)Р Надзор и мониторинг следует выполнять, где это требуется, по правилам, изложенным в разделе 4 EN 1997-1 и 9.10 и 9.11 EN 1537:1999.

9 ПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

9.1 Общие положения

9.1.1 Область применения

(1)Р Содержание данного раздела относится к конструкциям, которые удерживают грунт основания, включающий нескальный и скальный грунт или засыпку и воду. Материал будет удерживаться, даже если он находится при более крутом наклоне, чем он мог бы принять, если бы удерживающая структура отсутствовала. Удерживающие структуры включают все типы стен и систем поддержки, в которых элементы структуры способны противостоять удерживаемым материалам.

(2)Р Давление от гранулированного материала, хранимого в бункерах, можно рассчитать, согласно EN 1991-4.

9.1.2 Определения

(1) При проектировании удерживающих строений нужно различить следующие три основных типа:

9.1.2.1 подпорные стены: Стены из камня или железобетонных плит, имеющие основную опору с подпятником или без подпятника, горизонтальные ребра или опоры. Вес самой стены, иногда включающий стабилизовавшие массы грунта, скалы или засыпки, играет существенную роль при поддержке сохраняемого материала. Примерами таких стен могут служить бетонные подпорные стены, имеющие постоянную или переменную толщину, усиленные бетонные стены на естественном основании и стены с контрфорсами.

9.1.2.2 внедренные стены: Относительно тонкие стены из стали, железобетона или древесины, поддерживаемые анкерами, подпорками и/или пассивным давлением грунта. Допустимая нагрузка на изгиб для таких стен играет существенную роль при поддержке сохраняемого материала, в то время как влияние веса стены незначительно. Примерами таких стен могут служить консольные стальные панельные свайные стенки, армированные или расперты стальные или бетонные стенки и «стены в грунте» (диафрагменные).

9.1.2.3 составные удерживающие структуры: стены, составленные из элементов, состоящих из вышеупомянутых двух типов стены. Существует большое разнообразие таких стен, и примерами их могут служить двойные шпунтовые свайные перемычки, земляные структуры, усиленные преднапряженной арматурой, геотекстильный материал или бетонирование и структуры с несколькими рядами анкеров в основном грунте или закрепление грунтов нагелями.

9.2 Предельные состояния

(1)Р Ниже представлен список предельных состояний, которые необходимо рассматривать. Для всех типов удерживающих строения нужно рассматривать, как минимум, следующие предельные состояния:

- общая потеря устойчивости;
- разрушение структурных элементов, например стены, анкера, обвязочного пояса или подпорки, или разрушение соединения между такими элементами;
- комбинированное разрушение в грунте основания и в элементах структуры;
- разрушение под действием гидравлического вспучивания или размывания;
- перемещение удерживающей структуры, которое может вызвать обвал или нарушить эффективное использование структуры или соседних строений, опирающихся на нее;
- недопустимая фильтрация воды через или под стеной;
- недопустимый перенос частиц грунта через или под стеной;
- недопустимое изменение режима грунтовых вод.

(2)Р Кроме того, для подпорных стен и составных удерживающих структур необходимо рассматривать следующие предельные состояния:

- нарушение прочности на сжатие грунта, расположенного под подошвой;
- разрушения, вызванные скольжением основания;
- разрушения, вызванные опрокидыванием;

а для внедренных стен:

- разрушения, вызванные поворотом или перемещением стены или ее частей;
- разрушения, вызванные отсутствием вертикального равновесия.

(3)Р Для всех типов удерживающих структур должны учитываться комбинации вышеупомянутых предельных состояний.

(4) Проектирование подпорных стен часто требует решения таких же задач, которые возникают при проектировании фундаментов на естественном основании, насыпей и котлованов. Рассмотрение предельных состояний необходимо в соответствии с правилами раздела 6. Особое внимание следует уделять нарушению прочности на сжатие грунта основания, расположенного под подошвой стены, находящейся под нагрузкой, приложенной с большими эксцентриситетами и уклонами (см. 6.5.4).

9.3 Воздействия, геометрические данные и проектные ситуации

9.3.1 Воздействия

9.3.1.1 Основные воздействия

(1) Следует рассматривать воздействия по 2.4.2(4).

9.3.1.2 Вес материала обратной засыпки

(1)Р Проектные значения объемного веса материала обратной засыпки должны определяться по данным о наличном материале. В отчете об инженерно-геологических изысканиях должны быть указаны проверки, которые нужно провести в процессе строительства, чтобы подтвердить, что фактические значения параметров не хуже тех, которые используются в проекте.

9.3.1.3 Пригрузки

(1)Р При определении проектных значений пригрузок следует учитывать присутствие на или вблизи поверхности обратной засыпки соседних зданий, припаркованных или движущихся автомобилей или кранов, складированных материалов, товаров и контейнеров.

(2) Необходимо обратить внимание на случай приложения периодической перегрузки, например, вызванной подкрановыми рельсами на стене причала. Давление, вызываемое такими пригрузками, может значительно превысить давление от основной нагрузки или от статических нагрузок равной величины.

9.3.1.4 Вес воды

(1)Р Проектные значения объемного веса воды должны показывать, является ли вода пресной, соленой или содержит химические или загрязняющие вещества в той степени, что требуется внесение поправок к нормальной величине.

9.3.1.5 Воздействие волн и льда

(1)Р Проектные значения сил воздействия волн или льда следует задавать на основе имеющихся местных данных о климатических и гидравлических условиях площадки.

(2)Р При выборе проектных значений статических сил воздействия ледяного покрова следует учитывать следующие факторы:

- начальную температуру льда до начала потепления;
- скорость повышения температуры;
- толщину ледяного покрова.

9.3.1.6 Гидродинамические нагрузки

(1)Р Следует учитывать силы фильтрации, возникающие из-за разницы уровней подземных вод за подпорным сооружением и перед ним, поскольку они могут изменять давление грунта позади сооружения и уменьшить давление грунта перед сооружением.

9.3.1.7 Ударные силы

(1) При определении проектных значений усилий, возникающих от воздействия волн, ледяных полей или дорожного движения можно учитывать энергию, поглощаемую сталкивающимися массами и подпорной системой, например, предохранительными буферами и/или направляющими сооружениями.

(2) При боковых ударах на подпорные стены следует рассматривать увеличенную жесткость основания.

(3) Необходимо проверить риск появления разжижения, обусловленного боковыми

ударами на заделанные стены.

(4)Р Ударная нагрузка ледяного поля, сталкивающегося с подпорным сооружением, рассчитывается с учетом прочности льда на вдавливание и толщины льдины. При расчете прочности льда на вдавливание следует учитывать соленость и однородность льда.

9.3.1.8 Влияние температуры

(1)Р При проектировании подпорных сооружений следует учитывать временные и пространственные эффекты при аномальных изменениях температуры.

(2) Эти эффекты нужно учитывать особенно при определении нагрузки в подпорках и подпорных конструкциях.

(3) При анализе эффектов воздействия высоких температур (огня) следует использовать разделы Еврокода по материаловедению и проектированию огнестойких конструкций.

(4)Р Для предотвращения образования линз льда следует использовать соответствующие материалы для обратной засыпки пазух подпорных сооружений, дренажа и теплоизоляции.

9.3.2 Геометрические данные

9.3.2.1 Основные данные

(1)Р Проектные значения геометрических данных должны рассчитываться в соответствии с 2.4.6.3.

9.3.2.2 Поверхность грунта основания

(1)Р Проектные геометрические размеры удерживаемого материала определяются с учетом разброса фактических натурных значений. Кроме того, эти проектные размеры определяются с учетом предстоящих земляных работ и возможности вымывания грунта перед подпорным сооружением.

(2) Проектные геометрические размеры удерживаемого материала определяются с учетом разброса фактических натурных значений. Кроме того, эти проектные размеры определяются с учетом предстоящих земляных работ и возможности вымывания грунта перед подпорным сооружением:

- для консольной стены значение Δa принимается равным 10 % высоты стены над уровнем выемки, но не менее 0,5 м;

- для подпираемой стены значение Δa принимается равным 10 % расстояния между нижней точкой опоры и уровнем выемки, но не менее 0,5 м.

(3) Можно принимать меньшие значения Δa , включая 0, если задана отметка поверхности, которую нужно контролировать в течение соответствующего периода выполнения работ.

(4) Можно принимать большие значения Δa там, где отметка уровня определена неточно.

9.3.2.3 Уровни воды

(1)Р Характерные значения положения свободной воды и уровней подземных вод следует выбирать на основе гидравлических и гидрогеологических условий площадки.

(2)Р Необходимо также учитывать влияние изменения коэффициента фильтрации на режим подземных вод.

(3)Р Следует учитывать возможность неблагоприятного давления воды за счет верховодки и артезианских горизонтов.

9.3.3 Проектные ситуации

(1)Р Необходимо учитывать следующие факторы:

- пространственная изменчивость свойств грунта, уровня воды и ее порового давления в зоне проектирования;
 - ожидаемые изменения во времени свойств грунта, уровня воды и ее порового давления;
 - вариации воздействий и варианты их сочетаний;
 - земляные работы, размыв или эрозия перед подпорным сооружением;
 - влияние уплотнения засыпки позади подпорного сооружения;
 - влияние сооружений, которые будут построены, и пригрузок/разгрузок на или вблизи подпираемого массива;
 - прогнозируемые перемещения грунта за счет просадки или морозного пучения.
- (2) Для береговых сооружений не требуется учитывать одновременное действие волн и льда в одной и той же точке.

9.4 Вопросы проектирования и строительства

9.4.1 Общие положения

(1)Р Аварийные и функциональные предельные состояния должны рассматриваться с использованием рекомендаций 2.4.7 и 2.4.8.

(2)Р Необходимо подтвердить, что для принятых распределений давлений и нагрузок на стену может быть достигнуто вертикальное равновесие.

(3) Проверку вертикального равновесия можно проводить путем снижения параметров трения о стенки.

(4) По возможности, подпорные стены нужно проектировать так, чтобы приближение аварийного предельного состояния было заметно. Проект должен учитывать возможность хрупкого разрушения, например неожиданного обвала без каких-либо заметных предшествующих деформаций.

(5) Для многих земляных подпорных сооружений следует учитывать возможность возникновения критического предельного состояния в случае, если стена получила смещения достаточные, чтобы вызвать разрушение близко расположенных сооружений или коммуникаций. Хотя обвал стены не является неизбежным, тем не менее, повреждения могут вызвать функциональное предельное состояние подпираемого сооружения.

(6) Методы проектирования и значения коэффициентов, рекомендуемых в данном стандарте, обычно достаточны для предотвращения возникновения предельных состояний в соседних строениях при условии, что грунты, расположенные в зоне конструкции, имеют, по крайней мере, среднюю плотность или твердую консистенцию и что используются соответствующие технологии и методы строительства. Особое внимание следует обратить на некоторые слои слежавшейся глины, в которых могут возникнуть большие статические горизонтальные напряжения, вызывающие существенные перемещения в широкой зоне вокруг котлована.

(7) Сложный характер взаимодействия основания и подпорного сооружения затрудняет детальное проектирование этого сооружения до начала фактического производства работ. Поэтому следует рассмотреть возможность применения наблюдательного метода для проектирования (см. 2.7).

(8)Р При проектировании подпорных сооружений следует, при необходимости, учитывать следующие факторы:

- возможность в дальнейшем устройства временных опор для бортов выемок;
- изменение природного напряженного состояния и перемещений основания при выемке грунта и возведении сооружения;
- повреждение грунта основания, обусловленное процессами бурения или забивания;
- обеспечение условий доступа к конструкции;

- необходимость гидроизоляции возведенной стены;
- целесообразность возведения стены для достижения слоя с низкой водопроницаемостью, чтобы создать гидроизоляционную завесу. При этом следует решить задачу равновесия с учетом фильтрации подземных вод;
- целесообразность устройства анкеров в примыкающем основании;
- возможность проведения земляных работ в зоне подпорных стенок;
- способность стены нести вертикальную нагрузку;
- гибкость конструктивных элементов;
- необходимость техобслуживания подпорной стены и соответствующих дренажных устройств;
- внешний вид и долговечность подпорной стены и всех анкерных устройств;
- жесткость секции достаточная для того, чтобы опустить ее на проектную глубину без разрушения шпунтин;
- устойчивость стенок скважин и открытых захваток траншей, заполненных бентонитовым раствором;
- для засыпки - природные качества имеющихся материалов и средств для их уплотнения рядом со стеной в соответствии с 5.3.

9.4.2 Дренажные системы

(1)Р Если безопасность и функциональность запроектированного сооружения зависят от работы системы дренажа, то следует рассмотреть возможные последствия ее разрушения с учетом безопасности и стоимости ремонта. Следует учитывать следующее условие (или комбинацию условий):

- должна быть определена программа обслуживания дренажной системы, а при проектировании должен быть предусмотрен доступ с этой целью;
- необходимо подтвердить согласно сопоставимому опыту и оценке сброса воды, что система дренажа будет работать штатно без технического обслуживания.

(2) Необходимо учитывать объем, давление и конечный химический состав сбрасываемой воды.

9.5 Определение давления грунта

9.5.1 Общие положения

(1)Р Давление грунта следует определять с учетом величин перемещений и деформаций, допустимых для данного предельного состояния.

(2) Термин «давление грунта» означает полное давление слабых и выветренных горных пород с учетом давления подземной воды.

(3)Р При расчете величины давления грунта и направлений действия сил, обусловленных этим давлением, необходимо учитывать:

- нагрузку на поверхность основания и наклон этой поверхности;
- наклон стены к вертикали;
- уровень грунтовых вод и гидродинамические давления в грунте основания;
- перемещения стены и их направления относительно основания;
- горизонтальное и вертикальное равновесие подпорного сооружения в целом;
- прочность на сдвиг и объемный вес грунта основания;
- жесткость стены и удерживающей системы;
- шероховатость стены.

(4) Величина мобилизованного трения и сцепления стены рассматривается в зависимости от:

- параметров прочности грунта основания;
- параметров прочности по контакту стены и грунта основания;

- направления и величины перемещения стены по отношению к грунту;
- способности стены выдерживать любые вертикальные силы, возникающие от трения о стенки и сцепления.

(5) Величины сдвиговых напряжений, которые могут мобилизоваться на контакте стены и грунта, определяется параметром δ .

(6) Для бетонной или шпунтовой стены, удерживающей песок или гравий, можно принять, что проектная величина коэффициента трения на контакте грунта и стены $\delta_d = k\varphi_{cv;d}$. Значение k не должно превышать $2/3$ для монолитного железобетона или стального шпунта.

(7) Для бетона, укладываемого в грунт, можно принимать $k = 1,0$.

(8) Для стального шпунта в глинистом грунте при отсутствии дренажа сразу после погружения не следует учитывать какого-либо сопротивления за счет прилипания или трения по грунту. Рост этих величин происходит в течение определенного периода времени.

(9)Р Величины давлений грунта и их равнодействующие следует рассчитывать в соответствии с принятым проектным решением (см. 2.4.7.3) и предельным состоянием.

(10) Величины давления грунта в аварийном и в функциональном предельном состоянии различны. Эти величины определяются с помощью двух отдельных расчетов. Поэтому давление грунта, представленное как воздействие, не может иметь лишь одно единственное характерное значение.

(11)Р Для сооружений, подпирающих скальные массивы, в расчете следует учитывать разрывы сплошности, особенно их ориентацию, промежутки между этими разрывами, их раскрытие, шероховатость и механические характеристики материала, заполняющего трещины.

(12) Р При расчете давлений на подпорные сооружения следует учитывать набухание грунта основания.

9.5.2 Давления грунта в покое

(1)Р Если стена не перемещается относительно грунта, то давление грунта вычисляется при напряженном состоянии в покое. При определении напряженного состояния в покое следует учитывать историю напряжений в основании.

(2) При перемещениях подпорного сооружения менее чем $0,0005h$, для нормально уплотненного грунта за сооружением обычно принимается состояние покоя.

(3) При горизонтальной поверхности грунта коэффициент давления грунта в покое K_0 определяется по формуле:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}. \quad (9.1)$$

Эта формула не должна использоваться для очень больших значений OCR.

(3) Если поверхность основания наклонена по отношению к горизонтали под углом $\beta \leq \varphi'$ вверх по направлению от подпорной стены, то горизонтальная составляющая эффективного давления грунта $\sigma'_{h;0}$ определена по эффективной пригрузке q' умножением на коэффициент $K_{0;\beta}$, который определяется по формуле:

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin \beta). \quad (9.2)$$

При этом направление равнодействующей силы принимается параллельным к поверхности грунта основания.

9.5.3 Предельные значения давления грунта

(1)Р Предельные значения давления грунта основания должны определяться с учетом относительного перемещение грунта и стены при разрушении и соответствующей формы поверхности разрушения.

(2) Предельные значения давления грунта основания, предполагающие прямые поверхности разрушения, могут значительно отличаться от значений для искривленных поверхностей при больших углах внутреннего трения и значений параметра δ , характеризующего поверхность раздела стена-грунт основания, что может привести к опасным результатам.

ПРИМЕЧАНИЕ - В приложении С представлены некоторые данные для относительных перемещений, вызывающих предельные значения давлений грунта основания.

(3) В случаях, когда подпорки, анкеры или подобные элементы предполагают вдавливание удерживающей структуры при перемещении, нужно учитывать, что ограничение активных и пассивных значений давления грунта основания и их распределение может оказаться самым неблагоприятным.

9.5.4 Промежуточные значения давления грунта

(1)Р Промежуточные значения давления грунта принимаются в случае, когда перемещения стены недостаточны для возникновения предельных значений. При определении промежуточных значений давления грунта основания необходимо учитывать количественную оценку перемещения стены и его направление относительно основания.

ПРИМЕЧАНИЕ - На рисунке С.3 (приложение С) представлена диаграмма, которая может использоваться для определения возникающего пассивного давления грунта основания.

(2) Промежуточные значения давления грунта основания могут быть рассчитаны с использованием различных эмпирических правил, например согласно модели Винклера или метода конечных элементов.

9.5.5 Влияние уплотнения обратной засыпки

(1)Р Давления грунта на подпорную стену определяются с учетом дополнительных давлений от обратной засыпки и технологии ее уплотнения.

ПРИМЕЧАНИЕ - Измерения показывают, что дополнительное давление зависит от энергии, затраченной на уплотнение, толщины уплотненных слоев и схемы перемещения механизма для уплотнения грунта. Горизонтальная составляющая давления, нормальная к стене в данном слое, может уменьшаться при засыпке и уплотнении следующего слоя. Когда засыпка завершена, дополнительное давление обычно действует только на верхнюю часть стены.

(2)Р Следует назначать такие технологии уплотнения, чтобы избежать возникновения дополнительных давлений грунта, которые могут привести к неприемлемым перемещениям.

9.6 Давление воды

(1)Р При определении характеристических и проектных значений давления воды необходимо учитывать уровни грунтовых вод, расположенные ниже и выше основания, а также в нем самом.

(2)Р При проверке аварийных и функциональных предельных состояний следует учитывать давление воды в сочетаниях воздействий в соответствии с 2.4.5.3 и 2.4.6.1 с учетом возможных рисков согласно 9.4.1(5).

(3)Р Для подпорных сооружений, удерживающих грунты средней и низкой водопроницаемости (пылеватые грунты и глины), следует учитывать давление воды, действующее на стену. Если не установлена надежная дренажная система или не приняты меры против инфильтрации воды, то величина давления воды должна соответствовать ее уровню на поверхности удерживаемого массива.

(4)Р При внезапных изменениях уровня свободных грунтовых вод необходимо учитывать как неустановившееся состояние, возникающее сразу после изменений, так и установившееся состояние.

(5)Р Если отсутствует специальный дренаж или средства водоотвода, то следует учитывать возможность растяжения в водонасыщенном состоянии или образования трещин.

9.7 Проектирование по аварийным предельным состояниям

9.7.1 Общие положения

(1)Р Проект подпорного сооружения следует проверять по аварийному предельному состоянию для соответствующих ему проектных ситуаций, как указано в 9.3.3, с использованием проектных воздействий и проектных сопротивлений.

(2)Р Следует рассматривать все предельные состояния, по крайней мере которые показаны на рисунках 9.1 – 9.6 для наиболее часто применяемых подпорных сооружений.

(3)Р Расчеты по аварийным предельным состояниям должны показывать, что равновесие выполняется для проектных воздействий или результатов воздействий и проектных прочностей или сопротивлений в соответствии с 2.4. При оценке проектных прочностей или сопротивлений следует рассматривать совместность деформаций.

(4)Р Для оценки несущей способности или сопротивления грунта основания следует использовать самые неблагоприятные наибольшие или наименьшие проектные величины.

(5) Можно использовать методы расчета, учитывающие давление грунта в соответствии с относительными перемещениями основания и конструктивных элементов.

(6)Р Для однородных песчаных грунтов необходимо рассматривать как краткосрочные, так и долговременные характеристики.

(7)Р Для стен, подверженных действию разности давлений воды, следует проводить проверку устойчивости на действие гидравлического поднятия и суффозии.

9.7.2 Общая устойчивость

(1)Р Указанные в разделе 11 принципы следует применять для доказательства, что разрушение за счет потери общей устойчивости не произойдет и что соответствующие деформации достаточно малы.

(2) Если необходимо, следует рассмотреть предельные состояния (см. рисунок 9.1) с учетом прогрессирующего разрушения и разжижения.

9.7.3 Разрушение основания гравитационных подпорных стен

(1)Р Принципы, указанные в разделе 6, необходимо использовать для доказательства, что разрушение фундамента маловероятно и что деформации будут иметь приемлемую величину. Необходимо рассматривать прочность на сжатие и на сдвиг.

(2) Как минимум, нужно рассмотреть предельные режимы согласно рисунку 9.2.

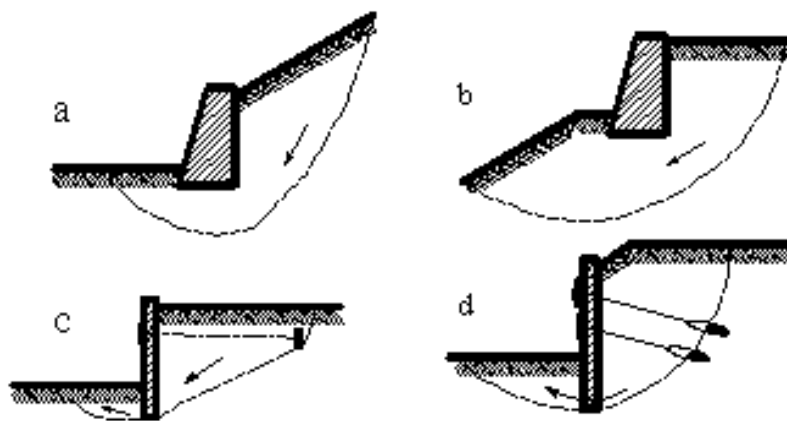


Рисунок 9.1 - Примеры предельных режимов при общей устойчивости удерживающих строений

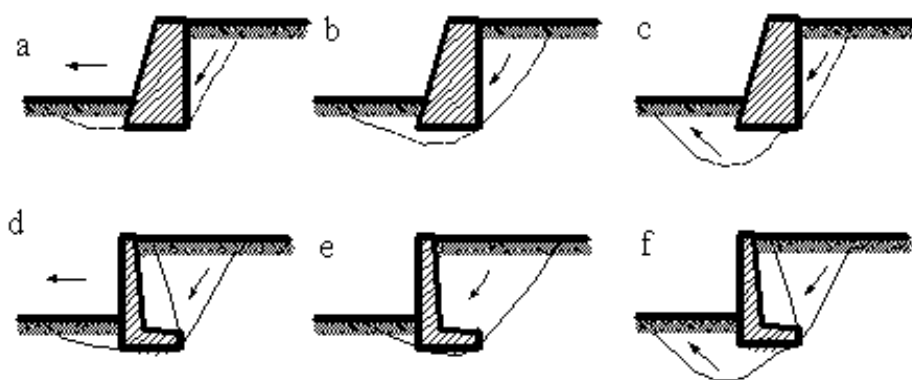


Рисунок 9.2 - Примеры предельных режимов для случаев разрушения фундамента подпорных стен

9.7.4 Аварии от поворота подпорных стен с заделкой

(1)Р Расчет равновесия должен показать, что стены имеют достаточную глубину заделки в грунт, чтобы препятствовать разрушению при повороте.

(2) По крайней мере, следует рассматривать предельные режимы, указанные на рисунке 9.3.

(3)Р Проектная величина и направление касательных напряжений между грунтом и стеной должны соответствовать относительному вертикальному перемещению в данной проектной ситуации.

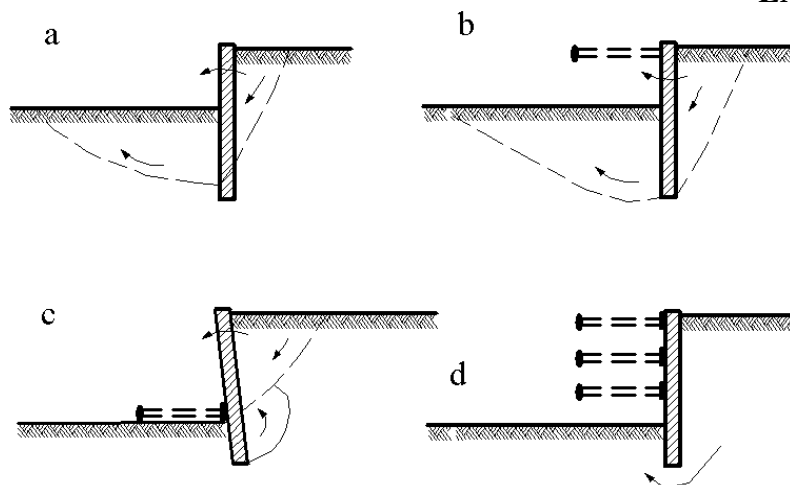


Рисунок 9.3 - Примеры предельных режимов разрушения при повороте стен с заделкой

9.7.5 Вертикальное разрушение стен с заделкой

(1)Р Необходимо продемонстрировать, что вертикальное равновесие может быть достигнуто при использовании проектной несущей способности или сопротивлении грунта и проектных вертикальных нагрузок на стену.

(2) Следует рассмотреть, по крайней мере, предельный режим, указанный на рисунке 9.4.

(3)Р При перемещении стены вниз для расчета сил предварительного натяжения, таких как усилия грунтовых анкеров, которые имеют составляющую, направленную вниз, следует использовать наибольшие проектные значения.

(4)Р Проектная величина и направление касательных напряжений между грунтом и стеной должны отвечать проверке вертикального и вращательного равновесия.

(5)Р Если стена является фундаментом сооружения, то проверка вертикального равновесия проводится в соответствии с принципами раздела 6.

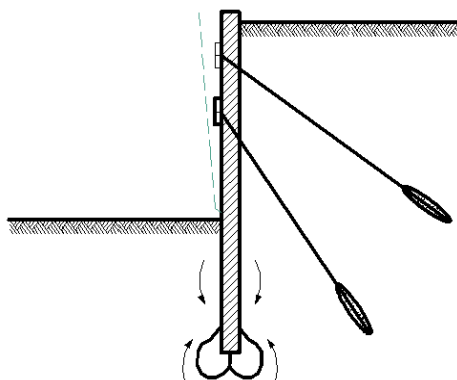


Рисунок 9.4 - Пример предельного режима при вертикальном разрушении заделанных стен

9.7.6 Проектирование конструкций подпорных сооружений

(1)Р Удерживающие строения, включая их опорные строительные элементы, например анкеры и опоры, необходимо проверять на разрушение конструкции в соответствии с 2.4 и EN 1992, EN 1993, EN 1995 и EN 1996.

(2) Как минимум, нужно рассматривать предельные режимы, указанные на рисунке 9.5.

(3)Р Для каждого аварийного предельного состояния следует показать, что может быть мобилизована требуемая прочность при совместных деформациях грунта и сооружения.

(4) Согласно EN 1992 – EN 1996 и EN 1999 в конструктивных элементах следует учитывать уменьшение прочности при деформациях из-за образования трещин в неармированных элементах, больших поворотов в местах пластических шарниров или локальной потери устойчивости при продольном изгибе стальных профилей.

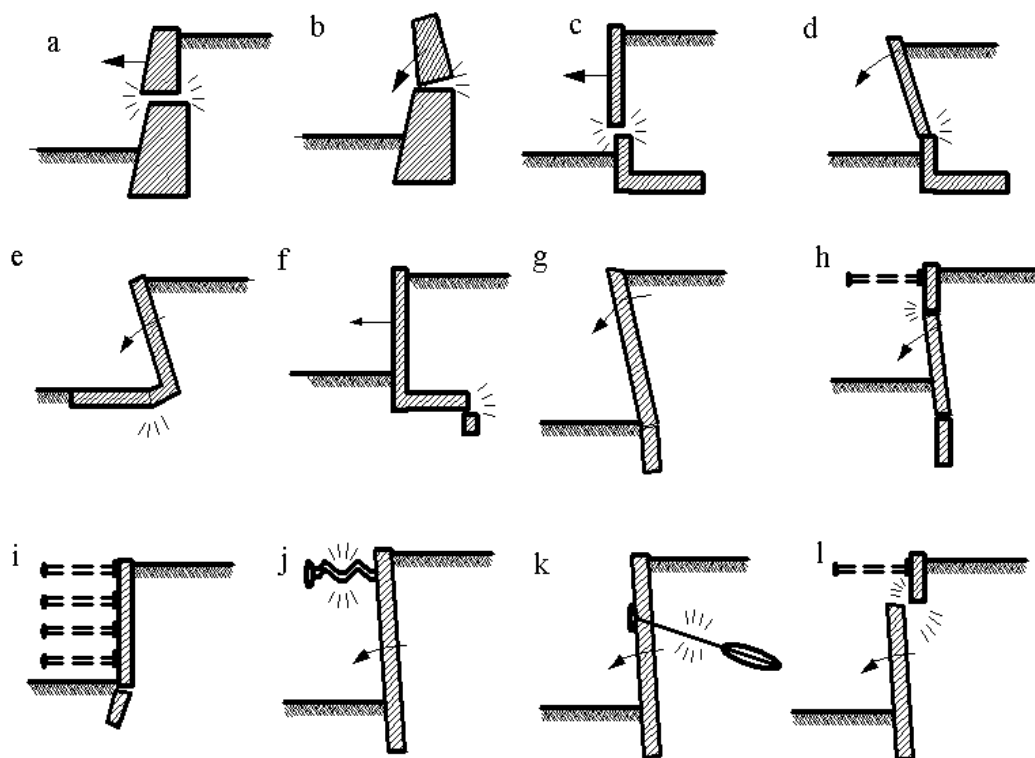


Рисунок 9.5 - Примеры предельных режимов, возникающих при разрушении конструкции удерживающих строений

9.7.7 Разрушения при выдергивании анкеров

(1)Р Можно показать, что предельное равновесие достигается и без выдергивания грунтовых анкеров.

(2)Р Анкеры должны проектироваться в соответствии с разделом 8.

(3) Как минимум, нужно рассматривать предельные режимы, указанные на рисунке 9.6 (a, b).

(4) Для жестких анкеров необходимо рассматривать процесс разрушения, указанный на рисунке 9.6 (c).

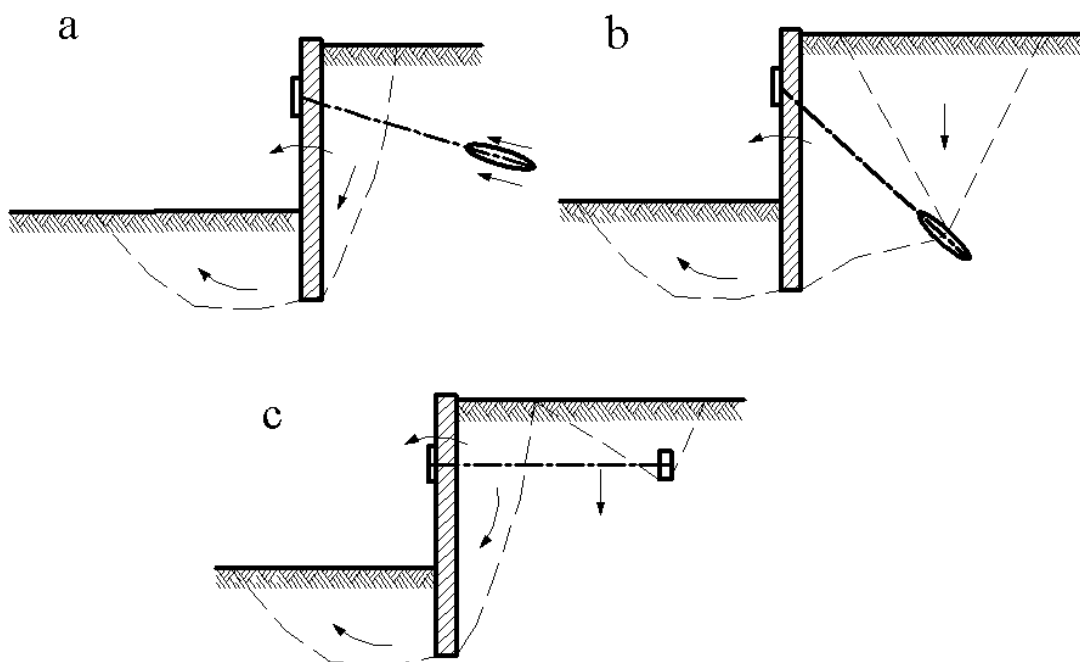


Рисунок 9.6 - Примеры предельных режимов разрушений за счет выдергивания анкеров

9.8 Проектирование по функциональным предельным состояниям

9.8.1 Общие положения

(1)Р Проекты подпорных сооружений следует проверять по функциональным предельным состояниям с использованием проектных ситуаций, указанных в 9.3.3.

(2)Р Проектные значения давлений грунта в функциональном предельном состоянии следует определять с использованием характеристических значений всех параметров грунта.

(3)Р Постоянные дополнительные нагрузки, приложенные за подпорной стеной, могут быть получены, используя их характеристические значения.

(4) Оценка проектных значений давлений грунта должна проводиться с учетом начальных напряжений, жесткости и прочности грунта и жесткости конструктивных элементов.

(5) Проектные значения давлений грунта следует определять с учетом допустимых деформаций сооружения в функциональном предельном состоянии. Эти давления могут и не быть предельными по значению.

9.8.2 Перемещения

(1)Р Предельные значения допустимых перемещений стен и прилегающего грунта устанавливаются в соответствии с 2.4.8 с учетом допустимых перемещений располагающихся на нем сооружений и коммуникаций.

(2)Р Осторожную оценку перекосов и перемещений подпорных стен и их влияния на располагающиеся на них сооружения и коммуникации следует всегда делать на основе сопоставимого опыта. Эта оценка должна включать влияние от возведения стены. Обоснование проекта включает проверку того, вычисленные перемещения не превышают предельные значения.

(3)Р Если согласно первой осторожной оценке перемещения превышают предельные значения, то проект следует проанализировать более детально, включая выполнение расчета перемещений.

(4)Р Следует оценить влияние переменных воздействий, таких как вибрации от движение транспорта за подпорной стеной, на перемещения стены.

(5)Р Более подробный анализ, включая расчет перемещений, проводится в следующих ситуациях:

- если соседние сооружения и коммуникации необычно чувствительны к перемещениям;

- сопоставимый опыт недостаточен или отсутствует.

(6) Расчеты перемещений проводятся также в следующих случаях:

- стена поддерживает больше 6 м связного грунта низкой пластичности;

- стена поддерживает более 3 м грунта высокой пластичности;

- стена опирается на мягкую глину в пределах ее высоты или ниже ее подошвы.

(7)Р При расчете перемещений следует учитывать жесткость основания и конструктивных элементов, а также последовательность возведения.

(8) Поведение материалов, принятое в расчетах перемещений должно быть согласовано с сопоставимым опытом в рамках той же самой расчетной модели. Если принимается линейное поведение, принятая жесткость основания и конструктивных материалов должна соответствовать уровню расчетных деформаций. Можно также использовать модели деформирования материалов.

(9)Р Влияние вибраций на перемещения необходимо рассматривать в соответствии с 6.6.4.

10 ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ РАЗРУШЕНИЕ

10.1 Общие положения

(1)Р Положения настоящего раздела относятся к четырем моделям разрушения грунта, вызванного поровым давлением и фильтрацией поровой воды, при необходимости следует проводить проверку на:

- разрушение за счет подъема (всплытие);
- разрушение за счет поднятия грунта;
- разрушение за счет внутренней эрозии;
- разрушение за счет суффозии.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 - Взвешивание возникает, когда давление поровой воды под сооружением или слоем грунта с низкой водопроницаемостью становится больше, чем среднее давление вышележащей толщи (создаваемое сооружением и/или находящимся сверху слоем грунта).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 - Разрушение за счет вспучивания грунта возникает, когда силы направленного вверх просачивания действуют против веса грунта, понижая вертикальное эффективное напряжение до нуля. В этом случае частицы грунта переносятся вверх вертикальным потоком воды - и происходит разрушение (вспучивание).

ПРИМЕЧАНИЕ 3 - Разрушение за счет внутренней эрозии вызывается перемещением частиц грунта внутри слоя, происходящего либо на поверхности самого грунтового слоя, либо на границе контакта между грунтом и структурой. В конечном итоге это может вызвать регрессивную эрозию, которая приводит к разрушению структуры грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 - Разрушение за счет образования промоин при суффозии является частной формой разрушения, например, резервуара из-за внутренней эрозии, которая начинается на поверхности. Затем положение ухудшается, пока либо в грунтовой массе, либо между грунтом и фундаментом, либо на границе соприкосновения между обладающим и не обладающим сцеплением слоями грунта не образуется трубчатый тоннель водосброса. Как только расположенный вверх по течению конец промытого тоннеля достигнет нижней части резервуара, происходит разрушение.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 - Условия для гидравлического разрушения могут быть выражены в полных напряжениях с учетом порового давления воды либо в эффективных напряжениях с учетом гидравлического градиента. Расчет в полных напряжениях используется в случае разрушения при всплытии. Для анализа разрушения за счет поднятия грунта используются полные и эффективные напряжения. На гидравлические градиенты накладываются определенные условия, чтобы учесть внутреннюю эрозию и суффозию.

(2) В тех ситуациях, когда давление поровой воды является гидростатическим (гидравлический градиент отрицательный), достаточно проверять только разрушения, вызываемые гидростатической подъемной силой.

(3)Р Определение гидравлических градиентов, давления поровой воды или силы просачивания должно учитывать:

- изменение водопроницаемости грунта во времени и пространстве;
- изменения уровней воды и давления поровой воды во времени;
- любые изменения пограничных условий (например, производство земляных работ на отметке ниже сооружения).

(4) Необходимо принимать во внимание, что для различных механизмов разрушения соответствующие напластования грунта могут отличаться.

(5)Р Если гидравлическое вспучивание грунта, промоины или внутренняя эрозия представляют собой серьезную угрозу для целостности геотехнического сооружения, необходимо принимать меры по снижению гидравлического градиента.

(6) Чтобы уменьшить эрозию или избежать гидравлического разрушения, наиболее часто применяются следующие меры:

- удлинение пути фильтрации с помощью экранов или водоотводов;
- корректировка проекта для увеличения сопротивления давлению или градиентам;
- контроль за фильтрацией;
- защитные фильтры;
- обход дисперсных глин без соответствующих фильтров;
- защитное укрепление откосов;
- обратные фильтры;
- разгрузочные скважины;
- уменьшение гидравлического градиента.

10.2 Разрушение от всплытия

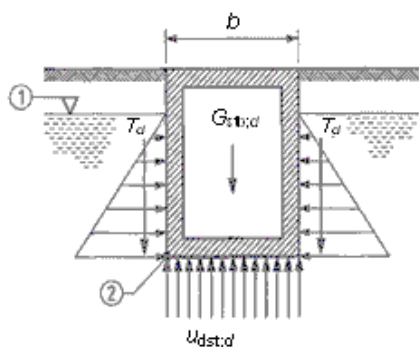
(1)Р Устойчивость сооружения или слоя грунта с низкой водопроницаемостью против всплытия проверяется сравнением постоянных стабилизирующих воздействий (вес или трение по боковой поверхности) с постоянными или переменными дестабилизирующими воздействиями от действия воды и других причин. Примеры ситуаций, требующих проверки устойчивости против всплытия, см. на рисунке 7.1 и 10.1.

(2)Р Проект следует проверять на разрушение от всплытия, используя формулу (2.8) из 2.4.7.4. В формуле (2.8) проектная величина вертикальной составляющей стабилизирующих постоянных воздействий $G_{stb;d}$ может складываться из веса сооружения и слоев грунта, проектное сопротивление R_d может быть суммой сил трения T_d и усилий в анкерах P . Сопротивление всплытию от сил трения или усилий в анкерах можно также рассматривать как постоянное вертикальное стабилизирующее воздействие $G_{stb;d}$. Проектная величина вертикальной составляющей дестабилизирующих постоянных и переменных воздействий $V_{dst;d}$ - это сумма давлений воды, действующих на сооружение (постоянных и переменных), и других сил, направленных вверх.

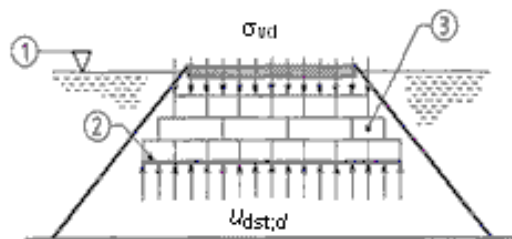
(3) В простых случаях проверка формулы (2.8) с точки зрения сил может быть заменена проверкой полных напряжений и давлений поровой воды.

b)

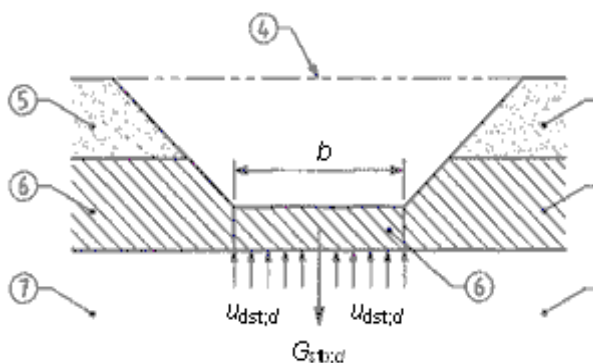
a)



- 1 - уровень грунтовых вод;
2 - водонепроницаемая поверхность;
3 - материал легковесной заградительной дамбы

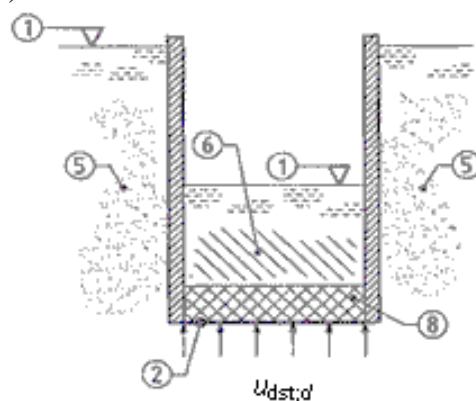


- 1 - уровень грунтовых вод;
2 - водонепроницаемая поверхность



- 4 - изначальная поверхность земли;
5 - песок; 6 - глина; 7 - гравий

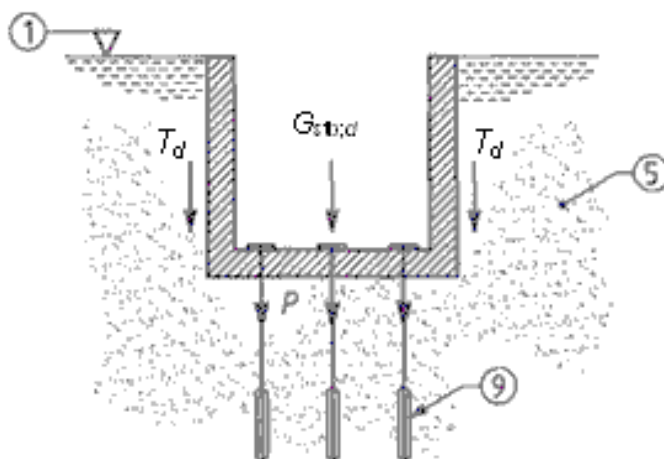
d)



- 1 - уровень грунтовых вод;
2 - водонепроницаемая поверхность;
5 - песок; 6 - песок; 8 - нагнетаемый песок

Рисунок 10.1 - Примеры ситуаций, когда гидростатический подъем может иметь критическое значение, лист 1

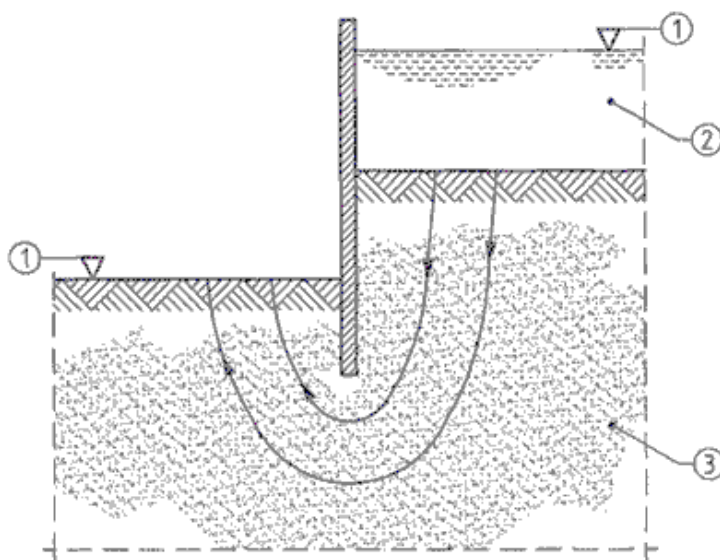
e)



1 - уровень грунтовых вод; 5 - песок; 9 - анкерное крепление

- a - гидростатический подъем заглубленной пустотелой конструкции;
- b - гидростатический подъем легковесной заградительной дамбы во время наводнения;
- c - гидростатический подъем нижней части котлована;
- d - бетонирование плит ниже уровня грунтовых вод;
- e - конструкция с анкерным креплением против гидростатического подъема

Рисунок 10.1, лист 2



1 - уровень выемки грунта (слева); уровень грунтовых вод (справа); 2 - вода; 3 - песок

Рисунок 10.2 - Пример ситуации, когда поднятие грунта может иметь критическое значение

(4) Для предотвращения разрушений из-за гидростатического подъема наиболее часто используются следующие меры:

- увеличение веса конструкции;
- снижение давления воды под сооружением с помощью дренажа;
- анкерное крепление конструкции в подстилающих слоях.

(5)Р При использовании свай и анкеров для обеспечения сопротивления разрушению от подъема (всплытия), проект следует проверять в соответствии с 7.6.3 или 8.5 с использованием частных коэффициентов, как указано в 2.4.7.4.

10.3 Разрушение за счет взвешивания грунта

(1)Р Устойчивость грунта против взвешивания следует проверять согласно формуле (2.9a) или (2.9b) по всем грунтовым столбам. Формула (2.9a) выражает условие устойчивости при воздействии давления воды и полных напряжений. Формула (2.9b) выражает то же условие при воздействии сил фильтрации и весов с учетом архимедовых сил. Пример ситуаций, когда нужно проверять взвешивание, указан на рисунке 10.2.

(2)Р При определении характеристического значения порового давления следует учитывать возможные неблагоприятные условия, такие как:

- присутствие тонких слоев грунта с низкой водопроницаемостью;
- пространственные особенности, такие как узкие, круглые и прямоугольные выемки ниже уровня воды.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 - Там, где грунт имеет значительное сопротивление сдвигу за счет сцепления, разрушение из-за взвешивания грунта заменяется на разрушение из-за гидростатического подъема. В таком случае устойчивость проверяется с применением положений, указанных в 10.2, при этом к весу могут быть добавлены дополнительные силы сопротивления.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 - Устойчивость по отношению к взвешиванию грунта не означает предотвращение внутренней эрозии, и, в случае необходимости, последнюю следует проверять отдельно.

(3) Чтобы противостоять разрушению, вызываемому взвешиванием грунта, наиболее часто используются следующие меры:

- уменьшение давления воды под грунтовой массой, подвергающейся взвешиванию;
- увеличение противодействующего веса.

10.4 Внутренняя эрозия

(1)Р Чтобы снизить опасность перемещения материалов за счет внутренней эрозии, следует обеспечить работу фильтра.

(2) Там, где может возникнуть аварийное предельное состояние за счет внутренней эрозии, следует использовать такие мероприятия, как обеспечение работы фильтра на поверхности основания.

(3) Работа фильтра обычно обеспечивается посредством использования природного несвязного грунта, который соответствует проектным требованиям для фильтрующих материалов. В ряде случаев может потребоваться более чем один слой фильтрующего материала, чтобы обеспечить послойное (ступенчатое) изменение гранулометрического состава и получить достаточную защиту для грунта и слоев фильтра.

(4) Кроме того, можно использовать рулонный фильтрующий материал, например геотекстиль, предварительно определив, насколько он предотвращает перенос мелкодисперсных фракций.

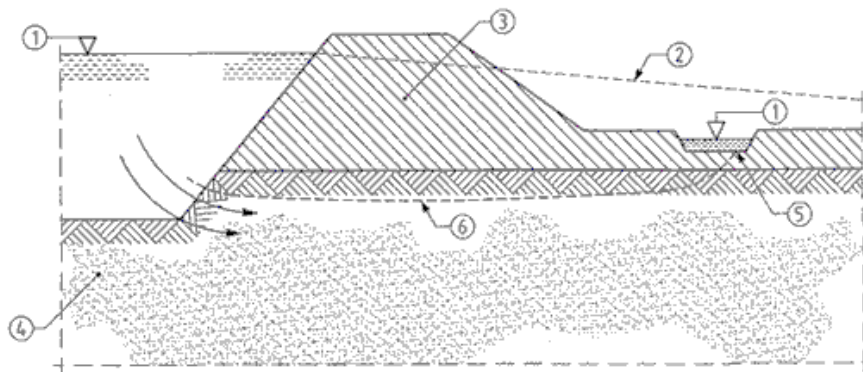
(5)Р Если требования к фильтру не выполняются, то нужно удостовериться, что критический гидравлический градиент намного ниже проектного значения, при котором частицы грунта начинают двигаться.

(6)Р Критический гидравлический градиент внутренней эрозии устанавливается с учетом, по меньшей мере, следующих факторов:

- направления потока фильтрации;
- гранулометрического состава и формы зерен;
- напластований грунта.

10.5 Разрушение за счет суффозии

(1)Р Там, где преобладающие гидравлические и грунтовые условия могут привести к возникновению суффозии (см. рисунок 10.3) и где она создает опасность потери устойчивости или функциональности гидротехнического сооружения, необходимо проводить предписанные мероприятия, чтобы не допустить возникновения суффозии либо с помощью фильтров, либо с помощью конструктивных мероприятий, позволяющих контролировать или блокировать поток грунтовых вод.



1 - уровень свободной воды; 2 - пьезометрический уровень в водопроницаемом основании; 3 - грунт с низкой водопроницаемостью; 4 - водопроницаемое основание; 5 - возможный водоем (потенциальная яма); начальная точка для вымывания; 6 - возможная промоина

Рисунок 10.3 - Пример условий, которые могут привести к вымыванию

ПРИМЕЧАНИЕ - Подходящими конструктивными решениями являются:

- применение дренажных берм со стороны грунта у запрудных плотин. Таким образом возможная начальная точка промоины отодвигается дальше от сооружения, а в самой точке снижается гидравлический градиент;

- применение непроницаемых экранов ниже основания гидротехнического сооружения. За счет этого либо блокируется поток грунтовых вод, либо увеличивается путь фильтрации, и таким образом гидравлический градиент снижается до безопасного значения.

(2)Р В период чрезвычайно неблагоприятных событий, таких как наводнение, зоны, чувствительные к образованию суффозионных каналов, подлежат регулярному осмотру, чтобы безотлагательно принять необходимые меры, снижающие риск суффозии. Материалы для проведения таких мероприятий должны храниться поблизости.

(3)Р Разрушение из-за образования суффозионного канала следует предотвращать, увеличивая сопротивление внутренней эрозии грунта в зонах, где может возникнуть поток воды.

(4) Подобные разрушения можно предотвратить, обеспечив:

- достаточную защиту от разрушения из-за взвешивания грунта там, где он имеет горизонтальную поверхность;

- достаточную устойчивость поверхностных слоев на наклонном грунте (местная устойчивость откоса).

(5)Р При определении гидравлических условий выхода потока для проверки возможности разрушения за счет взвешивания или потери местной устойчивости склона необходимо учитывать то, что стыки и контакты между сооружением и основанием могут стать преимущественными путями фильтрации.

11 ОБЩАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ

11.1 Общие положения

(1)Р Положения настоящего раздела касаются общей устойчивости и перемещений в естественном или в насыпном грунте вокруг фундаментов, удерживающих конструкций, естественных откосов, насыпей или котлованов.

(2) Необходимо учитывать условия, относящиеся к общей устойчивости и специальных конструкций, в соответствии с разделами 6 - 10 и 12.

11.2 Предельные состояния

(1)Р Чтобы удовлетворять всем основным требованиям по устойчивости, предельным деформациям, долговечности, а также ограничениям на перемещения близлежащих зданий и коммуникаций, необходимо принимать во внимание все возможные предельные состояния в данном грунте.

(2) Ниже перечисляются некоторые возможные предельные состояния:

- потеря общей устойчивости грунта и сооружений;
- чрезмерные перемещения основания из-за деформаций сдвига, осадок, вибрации или пучения;
- повреждения или потеря функциональности соседних сооружений, дорог и коммуникаций из-за перемещений грунта.

11.3 Воздействия и расчетные ситуации

(1) При выборе воздействий для расчета предельных состояний необходимо принимать во внимание факторы, указанные в 2.4.2(4).

(2)Р При необходимости учитываются влияния следующих факторов:

- строительные работы;
- новые откосы или сооружения на конкретной стройплощадке или рядом с ней;
- предшествующие или продолжающиеся перемещения грунта по разным причинам;
- вибрации;
- климатические изменения, в том числе изменения температуры (замерзание и оттаивание), засуха и сильный дождь;
- наличие растительности или ее удаление;
- деятельность человека или животных;
- изменения влажности или порового давления воды;
- воздействия волн.

(3)Р В аварийных предельных состояниях проектные уровни свободной воды и подземных вод или их сочетания необходимо брать из доступных гидрологических данных и натурных наблюдений, чтобы определить наиболее неблагоприятные условия в рассматриваемой расчетной ситуации. Следует учитывать возможность выхода из строя дренажа, фильтров или уплотнений.

(4) Необходимо также принимать во внимание возможность опустошения канала или резервуара с водой для обслуживания или в результате разрушения дамбы. Для менее серьезных функциональных предельных состояний можно использовать более типичные уровни воды и поровое давление воды.

(5) Для береговых откосов наиболее неблагоприятными гидравлическими условиями в нормальном состоянии являются равномерная фильтрация для максимально высокого уровня грунтовых вод и быстрое понижение уровня свободной воды.

(6)Р При вычислении проектных распределений порового давления воды необходимо принимать во внимание возможный диапазон анизотропии водопроницаемости и неоднородность грунта.

11.4 Вопросы проектирования и конструкции

(1)Р Общую устойчивость площадки и перемещения природного или насыпного грунта следует проверять с учетом сопоставимого опыта в соответствии с 1.5.2.2.

(2)Р Следует также учитывать общую устойчивость и перемещение грунта, существующих зданий и новых сооружений, откосов и выемок грунта.

(3) Если устойчивость основания нельзя четко оценить до выполнения проекта, то следует предусмотреть дополнительные изыскания, мониторинг, а расчеты провести в соответствии с требованиями 11.7.

(4) К сооружениям, для которых следует выполнять расчеты общей устойчивости, относятся:

- подпорные сооружения;
- котлованы, откосы и насыпи;
- фундаменты на наклонном основании, естественных склонах или насыпях;
- фундаменты вблизи выемок, котлованов или заглубленных сооружений, а также берегов.

ПРИМЕЧАНИЕ - Задачи оценки устойчивости или деформаций ползучести относятся, в основном, к связным грунтам при наклонной поверхности основания. Однако неустойчивость также имеет место в несвязных грунтах и трещиноватых горных породах, в которых наклон, возможно вызванный эрозией, близок к углу сопротивления при сдвиге. Значительные перемещения часто наблюдаются при повышенных поровых давлениях или близко от поверхности основания при циклическом промерзании и оттаивании.

(5)Р Если нельзя простым способом проверить устойчивость площадки или найденные перемещения оказываются неприемлемыми для запланированного использования площадки, то без проведения мероприятий по ее стабилизации площадка считается непригодной.

(6)Р Проект должен обеспечить, чтобы все строительные работы в пределах и за пределами площадки могли бы быть запланированы и выполнены так, чтобы возникновение аварийного или функционального предельного состояния было маловероятно.

(7)Р При необходимости следует укреплять наклонные поверхности, подверженные потенциальной эрозии, чтобы обеспечить требуемый уровень безопасности.

(8) Откосы следует крепить, засаживать растительностью или искусственно защищать. Для откосов с бермами необходимо предусмотреть дренажную систему внутри бермы.

(9)Р При проведении строительных работ следует учитывать возможность их влияния на общую устойчивость или величину перемещений.

(10) Потенциально неустойчивые откосы могут укреплять:

- бетонное покрытие с анкерным креплением или без него;
- укладка габионов, стальной сетки либо георешеток;
- забивание в грунт нагелей;
- насаждение растительности;
- системой дренажей;
- сочетанием вышеуказанных мероприятий.

(11) При проектировании должны быть соблюдены основные требования, указанные в разделах 8 и 9.

11.5 Проектирование по аварийным предельным состояниям

11.5.1 Расчет устойчивости откосов

(1)Р Общая устойчивость откосов для существующих или запланированных сооружений, подверженных их влиянию, проверяется по аварийным предельным состояниям (GEO и STR) с применением расчетных значений воздействий, сопротивлений и пределов прочности. При этом следует использовать разложение на частные коэффициенты в соответствии с А.3.1(1)Р, А.3.2(1)Р и А.3.3.6(1)Р (приложение А).

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения частных множителей могут быть установлены в национальном приложении.

Значения для длительных и кратковременных ситуаций приводятся в таблицах А.3, А.4 и А.14 (приложение А).

(2)Р При проведении анализа общей стабильности грунта, почвы или скалистой породы следует принимать во внимание все соответствующие виды разрушений.

(3) При выборе метода расчета необходимо учитывать следующие факторы:

- слоистость грунта;
- возникновение и наклон нарушений сплошности;
- фильтрацию и распределение порового давления воды;
- кратко- и долговременную устойчивость;
- деформации ползучести за счет сдвига;
- вид разрушения (круговая или некруговая поверхность; опрокидывание обвал породы; течение);
- использование численных методов.

(4) Грунтовый или скальный массив, ограниченный поверхностью разрушения, обычно рассматривается как твердое тело или несколько твердых тел, движущихся одновременно. Поверхности разрушений или границы между твердыми телами могут иметь разные формы, в том числе плоские, круговые или более сложные. Кроме того, устойчивость можно проверять с помощью расчетов по предельному состоянию или с использованием метода конечных элементов.

(5) Если материал основания или насыпи относительно однороден и изотропен, то обычно принимаются круговые поверхности разрушения.

(6) Что касается откосов на слоистых почвах со значительными разбежками сопротивления сдвигу, необходимо уделять особое внимание слоям с низким сопротивлением сдвигу. Для этого может потребоваться анализ нециркулярных поверхностей разрушений.

(7) В случае откосов в слоистых грунтах, значительно отличающихся по прочности, нужно обращать особое внимание на слои с пониженной прочностью на сдвиг. В таких случаях, как правило, производится расчет с некруговыми поверхностями разрушения.

(8) Существующие разрушенные склоны, которые можно потенциально восстановить, подлежат расчету по круговым или некруговым поверхностям разрушения. При этом частные коэффициенты, обычно используемые в расчетах общей устойчивости, могут не подходить для таких расчетов.

(9) Если нельзя принять поверхность разрушения с направляющей в виде плоской кривой, то следует рассмотреть использование трехмерных поверхностей разрушения.

(10) Расчет откосов предполагает проверку устойчивости грунтового массива по моменту и вертикальной составляющей равнодействующей сдвигаемого грунтового массива. Если равновесие сил в горизонтальном направлении не проверяется, то делается допущение,

что силы, действующие между отсеками тела обрушения, имеют горизонтальное направление.

(11)Р Если есть возможность совместного разрушения конструкций и основания, то следует рассматривать взаимодействие основания и сооружения, учитывая различие их жесткостей на пересечении конструктивных элементов, например свай или гибких стен.

ПРИМЕЧАНИЕ - При расчете откосов природного сложения, перед тем как приступить к проектированию, лучше выполнять первый расчет, используя характеристические значения, чтобы составить представление об общем коэффициенте запаса устойчивости. Следует использовать сопоставимый опыт, случаи из практики инженерно-геологических изысканий.

(12) Поскольку при расчете наихудшей поверхности скольжения нет разницы между благоприятными и неблагоприятными гравитационными нагрузками, неопределенность объемного веса учитывается введением его наибольших и наименьших характеристических значений.

(13)Р В проекте следует показать, что деформация основания под действием проектных нагрузок за счет ползучести или осадок не вызовет недопустимых повреждений сооружений или инфраструктуры на площадке или вблизи ее.

11.5.2 Откосы и выемки в скальных массивах

(1)Р Устойчивость откосов и выемок в скальных массивах следует проверять на разрушение при поступательном и вращательном движении, с учетом изолированных скальных блоков и крупных частей скального массива, а также на возможность обвалов. Особое внимание следует уделять давлению воды, заблокированной в больших и малых трещинах.

(2) Расчеты устойчивости должны выполняться на основе надежной информации о распределении разрывов сплошности, пересекающих скальный массив, и о прочности целиков породы и разрывов сплошности на сдвиг.

(3) Следует учитывать, что разрушение откосов и выемок в твердых скальных массивах с известным распределением разрывов сплошности обычно происходит за счет:

- скольжения блоков и скальных клиньев;
- обвала блоков или скальных плит;
- обвала и скольжения в зависимости от ориентации передней поверхности откоса по отношению к нарушению сплошности.

(4) Следует учитывать, что разрушение откосов и земляных выемок в сильнотрещиноватых скальных массивах, в слабых горных породах и цементированных грунтах может развиваться вдоль круговых или почти круговых поверхностей скольжения, проходящих через части целиков. Скольжение изолированных блоков и клиньев обычно предотвращается посредством уменьшения наклона склона с помощью террасирования и устройства анкеров, болтов или внутреннего дренажа. При подрезке склонов скольжение предотвращается выбором направления и ориентации поверхности склона так, чтобы перемещения отдельных блоков стали кинематически невозможными.

(5) Для предотвращения обвальных разрушений, как правило, должны применяться крепление анкерами и болтами или внутренний дренаж.

(6) При рассмотрении долговременной устойчивости склонов и откосов выемок следует учитывать разрушительное влияние растительности и веществ окружающей среды или загрязняющих веществ на сдвиговую прочность нарушений сплошности и целиков.

(7) В сильно трещиноватых скальных массивах с крутыми склонами и в склонах, чувствительных к обвалам, отслаиванию, выкрашиванию и сползанию, следует проводить анализ возможности падения камней.

(8) Когда мероприятия по предотвращению обвалов нецелесообразны, следует допускать возможность вывалов, устраивая сетки, барьеры и выполняя другие мероприятия для улавливания выпавших камней.

(9) Проектирование мероприятий для улавливания крупных блоков и обломков, падающих по скальному склону, должно основываться на тщательном исследовании возможных траекторий падающего материала.

11.5.3 Устойчивость котлованов

(1)Р Необходимо производить проверку общей устойчивости основания вблизи от котлована, включая вынутый грунт и существующие сооружения, дороги и коммуникации (см. раздел 9).

(2)Р Устойчивость дна котлована проверяется на проектное поровое давление в основании. Расчет гидравлического разрушения см. в разделе 10.

(3)Р Необходимо рассматривать поднятие дна глубоких котлованов за счет разгрузки.

11.6 Проектирование по функциональным предельным состояниям

(1)Р Проект должен обеспечивать, чтобы деформация основания не вызвала функциональные предельные состояния в сооружениях и инфраструктуре, расположенной на конкретном основании или вблизи него.

(2) Следует учитывать проседание основания по следующим причинам:

- изменение состояния подземных вод и соответствующих поровых давлений;
- долговременная ползучесть;
- потеря объема глубоко залегающих растворимых слоев грунта;
- горная подработка или другие работы, например добыча газа.

(3) Поскольку существующие аналитические и численные методы обычно не могут обеспечить надежный прогноз деформаций склонов природного сложения, функциональные предельные состояния следует предотвращать одним из следующих способов:

- ограничение мобилизованной прочности на сдвиг;
- наблюдение за перемещениями и, при необходимости, разработка мероприятий по их уменьшению или прекращению.

11.7 Мониторинг

(1)Р Мониторинг основания следует проводить с использованием соответствующего оборудования, если:

- невозможно подтвердить расчетом или проведением мероприятий, что наступление предельных состояний по 11.2 достаточно маловероятно;
- допущения, принятые в расчетах, не основаны на надежных данных.

(2) Мониторинг планируется для получения информации о следующих факторах:

- уровнях грунтов или поровых давлениях воды в грунте, чтобы было возможно выполнить расчеты в эффективных напряжениях;
- горизонтальных и вертикальных перемещениях грунта, чтобы дать прогноз дальнейших деформаций;
- глубине и форме перемещающейся поверхности в развитом оползне, чтобы определить параметры прочности грунтов основания, для проектирования и восстановительных работ;
- скорости перемещений грунта, свидетельствующей о надвигающейся опасности; в таких случаях могут понадобиться дистанционные приборы или дистанционная система аварийного оповещения.

12 НАСЫПИ

12.1 Общие положения

(1)Р Требования настоящего раздела относятся к насыпям для малых дамб и для инфраструктуры.

(2) В разделе 5 рассматриваются вопросы укладки и уплотнения насыпей.

12.2 Предельные состояния

(1)Р При проектировании насыпи составляется перечень предельных состояний, подлежащих учету в проекте.

(2) Необходимо проверять следующие предельные состояния:

- потеря общей устойчивости стройплощадки;
- разрушения на склоне насыпи или на ее гребне;
- разрушения, вызванные внутренней эрозией;
- разрушения, вызванные поверхностной эрозией или размывом;
- деформации в насыпи, ведущие к потере эксплуатационной надежности, например чрезмерные оседания или трещины;
- осадки и смещения из-за ползучести, ведущие к повреждениям или потере эксплуатационной надежности в находящихся поблизости сооружениях или коммуникациях;
- чрезмерные деформации в переходных зонах, например в подъездной насыпи береговой опоры моста;
- потеря эксплуатационной надежности проезжей части из-за климатических воздействий, таких как замерзание и оттаивание или чрезмерное высыхание;
- медленное перемещение на склонах во время замерзания и оттаивания;
- измельчение материала для нижнего слоя дорожного покрытия, вызванное высокими транспортными нагрузками;
- деформации, вызванные гидравлическими воздействиями;
- изменения в условиях окружающей среды, например загрязнение поверхности или грунтовых вод, шум и вибрация.

12.3 Воздействия и проектные ситуации

(1) При выборе воздействий для расчета по предельным состояниям необходимо учитывать факторы, указанные в 2.4.2(4).

(2) При определении воздействий, которые насыпь оказывает на сопредельные сооружения или армированные части грунта, необходимо учитывать различия их жесткости.

(3)Р Проектные ситуации должны выбираться в соответствии с 2.2.

(4)Р Кроме того, если потребуется, необходимо принимать во внимание следующие особые расчетные ситуации:

- влияние строительных работ, например земляные работы вблизи от насыпи и вибрации, вызванные взрывными работами, забиванием свай или тяжелым оборудованием;
- влияние сооружений, которые планируется построить на насыпи или вблизи нее;
- эрозия за счет перелива воды через верх насыпи, воздействие льда, волн и дождя на откосы и гребень;
- температурные эффекты, такие как усадочные деформации.

(5)Р Расчетный уровень свободной воды внизу откоса и расчетный уровень грунтовых вод или их комбинация должны быть основаны на имеющихся гидрологических данных. Это позволит определить наиболее неблагоприятные условия, которые могут возникнуть в

рассматриваемой расчетной ситуации. Необходимо учитывать возможность разрушения дренажа, фильтров или уплотнений.

(6) Для береговых насыпей следует рассматривать наиболее неблагоприятные гидравлические условия. Обычно к ним относятся постоянное просачивание для максимально возможного уровня грунтовых вод и быстрое понижение уровня свободной воды.

(7)Р При вычислении расчетных распределений порового давления воды необходимо учитывать возможный диапазон анизотропии и неоднородность грунта.

(8)Р При проектировании насыпи по осадкам следует рассматривать уменьшение эффективного напряжения в грунте, вызванное погружением в воду сухого поверхностного слоя или засыпного материала.

12.4 Вопросы проектирования и строительства

(1)Р Проектирование насыпей должно производиться с учетом опыта строительства насыпей на аналогичных грунтах и выполненных из аналогичного засыпного материала.

(2)Р При определении отметки высоты насыпи следует, по возможности, учитывать следующие факторы:

- достижение необходимого несущего слоя или применение мер по стабилизации, если первое практически невыполнимо;

- обеспечение достаточной защиты от неблагоприятных климатических воздействий на несущую способность основания;

- уровень грунтовых вод по отношению к дренажной системе насыпи;

- предотвращение неблагоприятных воздействий на примыкающие сооружения и коммуникации;

- достижение слоев с достаточно низкой водопроницаемостью.

(3) Проект насыпи должен обеспечивать, чтобы:

- несущая способность подстилающего грунта была удовлетворительной;

- ренаж различных слоев насыпи был удовлетворительным;

- водопроницаемость насыпного материала в дамбах находилась на уровне требований;

- там, где это необходимо, должны быть предусмотрены фильтры или геосинтетические материалы, чтобы удовлетворять критериям фильтрации;

- технические требования к насыпному материалу назначались в соответствии с 5.3.2.

(4)Р Для насыпей на основаниях с малой прочностью и высокой сжимаемостью процесс строительства должен быть спланирован так, чтобы не превышалась несущая способность основания и чтобы в строительный период не произошли чрезмерные осадки и перемещения (см. 5.3.3(2)Р).

(5) Если насыпь на сжимаемом основании возводится послойно, необходимо предусмотреть пьезометрические измерения, гарантирующие, чтобы обеспечить понижение поровых давлений до допустимого уровня перед укладкой следующего слоя насыпного материала.

(6)Р Для насыпей, удерживающих воду на различных уровнях, отметки фундамента следует назначать с учетом водопроницаемости грунта или же необходимо принимать меры по обеспечению гидроизоляции сооружения.

(7) Если предусмотрено закрепление основания, то соответствующий объем грунта должен быть таким, чтобы предотвратить вредные деформации.

(8) При определении веса насыпи исходя из весовой плотности насыпного материала (см. 3.3.3) необходимо убедиться, чтобы при испытаниях плотности учитывались частицы засыпного материала размером от 20 до 60 мм. Часто они не учитываются, но могут оказывать значительное влияние на весовую плотность.

(9)Р Необходимо защищать наклонные поверхности насыпей, подверженные эрозии. Если в проекте заложены террасы, то для них следует предусматривать дренажные системы.

(10) Во время строительства следует, при необходимости, производить уплотнение откосов за счет последующей посадки зеленых насаждений на насыпи.

(11) У дорожных насыпей необходимо предотвращать образование льда на поверхности покрытия. Для этого теплоемкость изолирующего слоя на дорожном покрытии должна быть достаточно высокой.

(12) Промерзание на гребне земляной насыпи должно быть ограничено до приемлемого уровня.

(13) В проекте откоса насыпи следует учитывать, что во время замерзания и оттаивания на склонах могут возникать деформации ползучести независимо от устойчивости склонов в сухом состоянии. Это особенно важно в переходных зонах, например у опор моста.

12.5 Проектирование по аварийным предельным состояниям

(1)Р При анализе устойчивости всей насыпи или ее части необходимо рассматривать все возможные виды разрушений, указанные в разделе 11.

(2) Насыпи часто строятся поэтапно с различными условиями нагружения на каждом этапе. Поэтому расчеты необходимо проводить на всех этапах и предусматривать выполнение требований в соответствии с геотехническим проектным отчетом.

(3)Р Если применяются легкие материалы, такие как пенополистирол, керамзит или пенобетон, следует учитывать их плавучесть (см. раздел 10).

(4)Р В любом расчете насыпей, состоящих из различных насыпных материалов, значения прочности этих материалов должны определяться при сопоставимых значениях деформаций.

(5) В тех местах, где дороги или водотоки пересекают насыпь, следует обращать особое внимание на пространственное взаимодействие различных конструктивных элементов.

(6) При расчете устойчивости закрепленного основания следует учитывать влияние процесса закрепления, например, на чувствительные глины. Эффект закрепления зависит от времени, поэтому его следует учитывать только по достижении стабильного состояния.

(7)Р Чтобы предотвратить аварийное предельное состояние из-за поверхностной эрозии, внутренней эрозии или гидравлического давления, необходимо выполнять требования разделов 10 и 11.

12.6 Проектирование по функциональным предельным состояниям

(1)Р В проекте должно быть показано, что деформация насыпи не вызовет функционального предельного состояния ни в самой насыпи, ни в соседних сооружениях, дорогах и коммуникациях на насыпи или вблизи нее.

(2) Осадка насыпи на сжимаемом основании рассчитывается согласно 6.6.1. Особое внимание следует обращать на изменение осадок во времени за счет консолидации первичной и вторичной.

(3) Необходимо учитывать возможность деформаций в результате изменений состояния подземных вод.

(4) Если прогноз деформаций затруднен, то следует рассмотреть методы предварительной нагрузки или использование опытных насыпей особенно в тех случаях, когда необходимо предотвратить функциональные предельные состояния.

12.7 Обследование и мониторинг

(1)Р Обследование и мониторинг насыпей осуществляется в соответствии с разделом 4.

(2) Мониторинг насыпей проводится в одной или нескольких следующих ситуациях:

- при использовании метода наблюдений (см. 2.7);
- когда устойчивость насыпи, используемой в качестве дамбы, в значительной степени зависит от распределения порового давления воды внутри насыпи или под ней;
- если требуется регистрировать загрязняющее воздействие от насыпного материала или транспорта;
- когда требуется регистрировать результаты наблюдений за неблагоприятными воздействиями на сооружения или коммуникации;
- если поверхностная эрозия представляет значительный риск.

(3)Р В тех случаях, когда требуется программа по обследованиям и мониторингу, проектировщик должен представить ее в отчете о геотехническом проекте (см. 2.8). Нужно указать, что, при необходимости, записи данных мониторинга подлежат оценке, а по ним должны приниматься меры.

(4) Программа мониторинга насыпи должна содержать следующую информацию:

- измерения порового давления воды внутри насыпи и под ней;
- измерения осадки всей насыпи или ее отдельных частей, а также сооружений, подверженных влиянию насыпи;
- измерения горизонтальных смещений;
- результаты проверки параметров прочности насыпного материала во время строительства;
- химические анализы перед, во время и после строительства, если требуется контроль за загрязнением окружающей среды;
- наблюдения за защитой от эрозии;
- результаты проверки водопроницаемости насыпного материала и грунта основания во время строительства;
- глубина промерзания гребня насыпи.

(5) Необходимо осуществлять мониторинг и контроль за строительством насыпей на слабом грунте с малой водопроницаемостью посредством измерения поровых давлений воды в слабых слоях и измерения осадок насыпи.

Приложение А
(обязательное)

Частные и поправочные коэффициенты для аварийных
предельных значений и их значения

А.1 Частные и поправочные коэффициенты

(1)Р В данном приложении даны частные коэффициенты γ для аварийных предельных состояний, для длительных и временных проектных ситуаций и поправочные коэффициенты ξ для свайных фундаментов при всех проектных ситуациях, используемые в обязательном порядке.

А.2 Частные коэффициенты для проверки состояния предельного равновесия (EQU)

(1)Р Для проверки состояния предельного равновесия (EQU) следует применять следующие частные коэффициенты $\gamma_F, \gamma_{G;dst}$ для дестабилизирующих неблагоприятных долгосрочных воздействий:

- $\gamma_{G;dst}$ для дестабилизирующих неблагоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{G;stb}$ для стабилизирующих благоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{Q;dst}$ для дестабилизирующих неблагоприятных кратковременных воздействий;
- $\gamma_{Q;stb}$ для стабилизирующих благоприятных переменных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения, присваиваемые параметрам $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$, $\gamma_{Q;dst}$ и $\gamma_{Q;stb}$ для использования в какой-либо конкретной стране, можно найти в национальном приложении к EN 1990:2002. Их значения для сооружений согласно EN 1990:2002 приводятся в таблице А.1.

Таблица А.1 - Частные коэффициенты для воздействий γ_F

Воздействие	Обозначение	Значение
Постоянное: неблагоприятное ^{a)} благоприятное ^{b)}	$\gamma_{G;dst}$ $\gamma_{G;stb}$	1,1 0,9
Кратковременное: неблагоприятное ^{a)} благоприятное ^{b)}	$\gamma_{Q;dst}$ $\gamma_{Q;stb}$	1,5 0,0
^{a)} Дестабилизирующее. ^{b)} Стабилизирующее.		

(2)Р Для проверки предельного состояния равновесия (EQU) следует применять следующие коэффициенты для параметров грунта γ_m , если используются наименьшие значения сопротивления сдвигу:

- γ_ϕ для тангенса угла сопротивления сдвигу;
- γ_c для эффективной связности грунта;
- γ_{cu} для прочности на сдвиг без дренажа;
- γ_{qu} для прочности на сдвиг с возможностью бокового расширения;
- γ_γ для объемного веса.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения γ_ϕ , γ_c , γ_{cu} , γ_{qu} и γ_γ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения даны в таблице А.2.

Таблица А.2 - Частные коэффициенты для параметров грунта γ_m

Параметр почвы	Обозначение	Значение
Угол сопротивления сдвигу ^{a)}	γ_ϕ'	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,25
Предел прочности на сдвиг без дренажа	γ_{cu}	1,4
Прочность с возможностью бокового расширения	γ_{qui}	1,4
Объемный вес	γ_γ	1,0
^{a)} Данный коэффициент применяется к $\tan \phi'$.		

А.3 Частные коэффициенты для конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний

А.3.1 Частные коэффициенты для воздействий γ_F или результатов воздействий γ_E

(1)Р Для определения конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний группы А1 или группы А2 следует использовать следующие частные коэффициенты для воздействий γ_F или результатов воздействий γ_E :

- γ_G для постоянных неблагоприятных или благоприятных воздействий;
- γ_Q для временных неблагоприятных или благоприятных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения γ_G и γ_Q для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении к EN 1990:2002. Их значения для сооружений согласно EN 1990:2002 для обеих групп - А1 и А2 - приводятся в таблице А.3.

Таблица А.3 - Частные коэффициенты для воздействий γ_F или результатов воздействий γ_E

Воздействие		Обозначение	Группа	
			А1	А2
Постоянное	неблагоприятное	γ_G	1,35	1,0
	благоприятное		1,0	1,0
Кратковременное	неблагоприятное	γ_Q	1,5	1,3
	благоприятное		0	0

А.3.2 Частные коэффициенты для параметров грунта γ_m

(1)Р Для проверки конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний следует использовать группы М1 или М2 следующих частных коэффициентов для параметров грунта γ_m :

- γ_ϕ' для тангенса угла сопротивления сдвигу;
- $\gamma_{c'}$ для эффективной связности грунта;
- γ_{cu} для прочности на сдвиг без дренажа;
- γ_{qui} для прочности на сдвиг с возможностью бокового расширения;
- γ_γ для объемного веса.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения γ_ϕ' , $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , γ_{qui} и γ_γ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для обеих групп - М1 и М2 - приводятся в таблице А.4.

Таблица А.4 - Частные коэффициенты для параметров грунта γ_M

Параметры грунта	Обозначение	Группа	
		M1	M2
Угол сопротивления сдвигу ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Предел прочности на сдвиг без дренажа	γ_{cu}	1,0	1,4
Прочность при вдавливании без возможности бокового расширения	γ_{qu}	1,0	1,4
Объемный вес	γ_t	1,0	1,0
^{a)} Данный коэффициент применяется к $\tan \phi'$.			

А.3.3 Частные коэффициенты сопротивления γ_R

А.3.3.1 Частные коэффициенты сопротивления для фундаментов на естественном основании

(1)Р Для фундаментов на естественном основании и для проверки конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний нужно использовать группы R1, R2 или R3 и следующие группы частных коэффициентов сопротивления γ_R :

- $\gamma_{R,v}$ для сопротивления сжатию;
- $\gamma_{R,h}$ для сопротивления сдвигу по поверхности.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения $\gamma_{R,v}$ и $\gamma_{R,h}$ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для всех трех групп - R1, R2 или R3 - приводятся в таблице А.5.

Таблица А.5 - Частные коэффициенты γ_R для фундаментов на естественном основании

Сопротивление	Обозначение	Группа		
		R1	R2	R3
Сжатию	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Сдвигу	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

А.3.3.2 Частные коэффициенты сопротивления для свайных фундаментов

Е6(1)Р Для свайных фундаментов при проверке конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний следует использовать группу R1, R2, R3 или R4 частных коэффициентов γ_R :

- γ_b для сопротивления под пятой свай;
- γ_s для сопротивления по боковой поверхности вдавливаемых свай;
- γ_t для полного/комбинированного сопротивления вдавливаемых свай;
- $\gamma_{s,t}$ для сопротивления по боковой поверхности выдергиваемых свай.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения γ_b , γ_s , γ_t и $\gamma_{s,t}$ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для всех четырех групп - R1, R2, R3 и R4 - приводятся в таблице А.6 (для забивных свай), в таблице А.7 (для буронабивных свай) и в таблице А.8 (для буровых свай, устраиваемых по технологии CFA).

Таблица А.6 - Частные коэффициенты γ_R сопротивления для забивных свай

Сопротивление для	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Пяты свай	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Ствола (вдавливание)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Полное/комбинированное (вдавливание)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Ствола свай (выдергивание)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Таблица А.7 - Частные коэффициенты сопротивления γ_R для буронабивных свай

Сопротивление для	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	ш4
Пяты сваи	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Ствола сваи (вдавливание)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Полное/комбинированное (сжатие)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Ствола сваи (выдергивание)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Таблица А.8 - Частные коэффициенты γ_R для свай, устраиваемых по технологии CFA

Сопротивление для	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Пяты сваи	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Ствола сваи (сжатие)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Полное/комбинированное (сжатие)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Ствола сваи (выдергивание)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

А.3.3.3 Поправочные коэффициенты для свайных фундаментов

(1)Р Для получения характеристического сопротивления свай при действии вертикальной осевой нагрузки в расчетах по конструктивным (STR) и геотехническим (GEO) предельным состояниям надлежит использовать следующие поправочные коэффициенты:

- ξ_1 для средних значений измеренных сопротивлений при испытаниях статической нагрузкой;
- ξ_2 для минимальных значений измеренных сопротивлений при испытаниях статической нагрузкой;
- ξ_3 для средних значений сопротивлений, рассчитанных по результатам испытаний грунта;
- ξ_4 для минимальных значений сопротивлений, рассчитанных по результатам испытаний грунта;
- ξ_5 для средних значений измеренных сопротивлений при испытаниях динамической нагрузкой;
- ξ_6 для минимальных значений измеренных сопротивлений при испытаниях динамической нагрузкой.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения ξ_1 - ξ_6 для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения приводятся в таблицах А.9 - А.11.

Таблица А.9 - Поправочные коэффициенты ξ для получения характеристических значений по результатам испытаний свай статической нагрузкой (n - число испытаний свай)

ξ для $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Таблица А.10 - Поправочные коэффициенты ξ для получения характеристических значений по результатам испытаний грунта (n - число вертикальных разрезов грунта)

ξ для $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Таблица А.11 - Поправочные коэффициенты ξ для получения характерных значений по результатам испытаний свай динамической ударной нагрузкой а), б), с), д), е) (n - число испытанных свай)

ξ для $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,4
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

а) Значения ξ из таблицы действительны для испытаний на динамическое воздействие.
б) Во время испытаний на динамическое воздействие с совпадением сигналов значения ξ могут быть умножены на модельный коэффициент, равный 0,85.
с) Необходимо умножать значения ξ на модельный коэффициент 1,10 когда используется формула забивания свай с измерением квазиупругого смещения ее оголовка во время удара.
д) Необходимо умножать значения ξ на модельный коэффициент 1,20 когда используется формула забивания свай без измерения квазиупругого смещения оголовка свай во время удара.
е) Если в фундаменте существуют различные свай, то при выборе числа испытываемых свай n необходимо отдельно рассматривать группы одинаковых свай.

А.3.3.4 Частные коэффициенты сопротивления для предварительно напряженных анкеров

(1)Р Для предварительно напряженных анкеров при проверке конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний следует использовать для групп R1, R2, R3 или R4 следующие частные коэффициенты γ_R сопротивления:

- $\gamma_{a,t}$ для временных анкеров;
- $\gamma_{a,p}$ для постоянных анкеров.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения $\gamma_{a,t}$ и $\gamma_{a,p}$ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для всех четырех групп - R1, R2, R3 и R4 - приводятся в таблице А.12.

Таблица А.12 - Частные коэффициенты γ_R для преднапряженных анкеров

Сопротивление для анкеров	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Временных	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Постоянных	$\gamma_{a,p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

А.3.3.5 Частные коэффициенты сопротивления γ_R для подпорных сооружений

(1)Р При проверке конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний надлежит использовать группы R1, R2 или R3 следующих частных коэффициентов сопротивления γ_R :

- $\gamma_{R,v}$ для несущей способности;
- $\gamma_{R,h}$ для сопротивления скольжению;
- $\gamma_{R,e}$ для грунта.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения $\gamma_{R,v}$, $\gamma_{R,h}$ и $\gamma_{R,e}$ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для всех трех групп - R1, R2 и R3 - приводятся в таблице А.13.

Таблица А.13 - Частные коэффициенты сопротивления γ_R для подпорных сооружений

Сопротивление	Обозначение	Группа		
		R1	R2	R3
Несущая способность	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Сопротивление скольжению	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Сопротивление грунта	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

А.3.3.6 Частные коэффициенты сопротивления γ_R для устойчивости откосов и общей устойчивости

(1)Р Для устойчивости откосов и общей устойчивости и проверки конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний следует использовать частный коэффициент сопротивления грунта $\gamma_{R,e}$.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения $\gamma_{R,e}$ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения для всех трех групп - R1, R2 и R3 - приводятся в таблице A.14.

Таблица A.14 - Частные коэффициенты сопротивления γ_R для устойчивости откосов и общей устойчивости

Сопротивление	Обозначение	Группа		
		R1	R2	R3
Сопротивление грунта	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

A.4 Частные коэффициенты для определения предельных состояний гидростатической подъемной силы (UPL)

(1)Р Для определения предельных состояний гидростатической подъемной силы (UPL) необходимо применять следующие частные множители для воздействий γ_F :

- $\gamma_{G,dst}$ для дестабилизирующих неблагоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{G,stb}$ для стабилизирующих благоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{Q,dst}$ для дестабилизирующих неблагоприятных временных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения $\gamma_{G,dst}$, $\gamma_{G,stb}$ и $\gamma_{Q,dst}$ для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения приводятся в таблице A.15.

Таблица A.15 - Частные множители для воздействий

Воздействие	Обозначение	Значение
Постоянное: неблагоприятное ^{a)} благоприятное ^{b)}	$\gamma_{G,dst}$ $\gamma_{G,stb}$	1,0 0,9
Кратковременное: неблагоприятное ^{a)}	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^{a)} Дестабилизирующее. ^{b)} Стабилизирующее.		

(2)Р Если учитываются сопротивления для предельных состояний при гидростатической подъемной силе (UPL), нужно применять следующие частные коэффициенты:

- $\gamma_{\phi'}$ для тангенса угла сопротивления сдвигу;
- $\gamma_{c'}$ для эффективной связности грунта;
- γ_{cu} для прочности на сдвиг без дренажа;
- $\gamma_{s,t}$ для сопротивления сваи на выдергивание;
- γ_a для сопротивления анкера.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , $\gamma_{s,t}$ и γ_a для использования в конкретной стране можно найти в национальном приложении. Их значения приводятся в таблице A.16.

Таблица A.16 - Частные коэффициенты для параметров грунта и сопротивлений

Параметры грунта	Обозначение	Значение
Угол сопротивления сдвигу ^{a)}	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,25
Прочность на сдвиг без дренажа	γ_{cu}	1,40
Сопротивление сваи растяжению	$\gamma_{s,t}$	1,40
Сопротивление анкерного крепления	γ_a	1,40
^{a)} Данный множитель применяется к $\tan \phi'$.		

А.5 Частные коэффициенты для проверки предельных состояний при гидравлическом подъеме грунта (HYD)

(1)Р Для определения предельных состояний при гидравлическом подъеме грунта (HYD) необходимо применять следующие частные множители γ_F :

- $\gamma_{G;dst}$ для дестабилизирующих неблагоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{G;stb}$ для стабилизирующих благоприятных постоянных воздействий;
- $\gamma_{Q;dst}$ для дестабилизирующих неблагоприятных кратковременных воздействий.

ПРИМЕЧАНИЕ - Значения, присваиваемые параметрам $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ и $\gamma_{Q;dst}$ для использования в какой-либо конкретной стране, можно найти в национальном приложении к EN 1990:2002. Их значения приводятся в таблице А.17.

Таблица А.17 - Частные коэффициенты для воздействий γ_F

Воздействие	Обозначение	Значение
Постоянное:		
неблагоприятное ^{а)}	$\gamma_{G;dst}$	1,35
благоприятное ^{б)}	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Кратковременное:		
неблагоприятное ^{а)}	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
^{а)} Дестабилизирующее. ^{б)} Стабилизирующее.		

Приложение В
(информационное)

Пояснения к выбору частных коэффициентов для проектных подходов 1, 2 и 3

В.1 Общие положения

(1) В 2.4.7.3.4 даны три следующих проектных подхода для длительных и временных предельных состояний (STR) и (GEO). Они отличаются способом распределения частных коэффициентов между воздействиями, свойствами материала и сопротивлениями, что следует из различия подходов к способу учета неопределенностей при моделировании результатов воздействий и сопротивлений.

(2) В проектном подходе 1 для всех проектов требуются проверки для двух наборов коэффициентов, используемых в двух различных ситуациях. Если очевидно, что один из этих наборов коэффициентов является доминирующим для проекта, то выполнение расчета для другого набора не обязательно. Вообще говоря, коэффициенты используются для воздействий, а не для результатов воздействий (за исключением случая, приведенного в 2.4.7.3.2(2)). Часто коэффициенты применяются к параметрам грунта, но при проектировании свай и анкеров коэффициенты применяются к сопротивлениям.

(3) В проектных подходах 2 и 3 для каждой части проекта требуется один единственный расчет, в котором применение коэффициентов соответствует этому расчету.

(4) В проектном подходе 2 коэффициенты применяются либо к воздействиям, либо к результатам воздействий и сопротивлениям.

(5) В проектном подходе 3 коэффициенты применяются к воздействиям или результатам воздействий от сооружения и к параметрам грунта (материала).

В.2 Коэффициенты для воздействий и результатов воздействий

(1) В EN 1990:2002 указано, что γ_f - это частный коэффициент для воздействия, который учитывает возможность неблагоприятных отклонений величины воздействия от характеристического значения. Точно также $\gamma_{s,d}$ является частным коэффициентом, учитывающим неопределенности моделирования воздействий и результатов воздействий.

(2) В EN 1990:2002 допускается объединение $\gamma_{s,d}$ и γ_f в один коэффициент для F_k :

$$\gamma_F = \gamma_{s,d}\gamma_f. \quad (B.1)$$

(3) Различные подходы в EN 1997-1 требуют, чтобы коэффициенты применялись либо к воздействиям, либо к результатам воздействий. Поскольку такое применение коэффициентов модели $\gamma_{s,d}$ к воздействиям основания остается исключительным и предполагает национальные особенности, то в геотехническом проектировании для упрощения для воздействий используется γ_F и γ_E (см. приложение А, таблицы А.1 и А.3).

Это дает местной администрации возможность выбора комбинации различных значений $\gamma_{s,d}\gamma_f$.

(4) Формула (2.6) включает отношение X_k/γ_M в расчет воздействий, поскольку свойства материала основания могут в некоторых случаях повлиять на значения геотехнических воздействий.

(5) При проектном подходе 1 необходимы проверки для двух сочетаний наборов коэффициентов, используемых в двух отдельных расчетах.

В сочетании 1 коэффициенты, не равные 1, применяются, в основном, к воздействиям с коэффициентами для результатов воздействий, равными 1. Таким образом в формуле (2.6) используются $\gamma_F \neq 1$ и $\gamma_E = 1$.

В 2.4.7.3.2(2) указано одно исключение: если из физических соображений неразумно использовать $\gamma_F \neq 1$ (например, резервуар с жидким продуктом, имеющим постоянный уровень), то принимается, что в сочетании 2 всегда используется $\gamma_E = 1$, при этом $\gamma_F \neq 1$ принимается только для переменных воздействий.

Таким образом, как указано выше, за исключением 2.4.7.3.2(2), в проектном подходе 1 формула (2.6) сводится к следующему виду:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (\text{B.2})$$

(6) В проектном подходе 2 необходимо выполнить только один расчет для каждой части проекта и применение коэффициентов к воздействиям и результатам воздействий меняется в зависимости от расчета, который рассматривается и выбирается в соответствии с национальными особенностями.

Используется либо вариант $\gamma_E \neq 1$ и $\gamma_F = 1$, либо вариант $\gamma_F \neq 1$ и $\gamma_E = 1$. Поскольку используется $\gamma_M = 1$, то формула (2.6) сводится к следующему виду:

$$E_d = \gamma_E E \cdot \{F_{\text{rep}}; X_k; a_d\} \text{ или} \quad (\text{B.3.1})$$

$$E_d = E \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k; a_d\}. \quad (\text{B.3.2})$$

(6) При проектном подходе 3 требуется только один расчет. Однако при этом делается различие между воздействиями F_{rep} от сооружения и воздействиями от или через основание, которые рассчитываются по значениям из X_k . Используются либо условия $\gamma_E \neq 1$ и $\gamma_F = 1$, либо условия $\gamma_E = 1$ и $\gamma_F \neq 1$. Таким образом формула (2.6) сохраняет свой вид:

$$E_d = E \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\} \text{ или} \quad (\text{B.4.1})$$

$$E_d = \gamma_E E \cdot \{F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\}. \quad (\text{B.4.2})$$

В.3 Поправочные коэффициенты для прочности и сопротивления материалов

(1) Значение, определенное по формуле (6.6) EN 1990:2002, эквивалентно значению, определенному по формуле (2.7) EN 1997-1:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R \cdot \{X_{i;d}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R \cdot \{\eta_i \frac{X_{i;k}}{\gamma_{m;i}}; a_d\} \text{ (формула (6.6) EN 1990:2002);} \quad (\text{B.5.1})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\} \text{ (формула (2.7) EN 1997-1).} \quad (\text{B.5.2})$$

(2) Отметим, что формула (2.7) EN 1997-1 включает $\gamma_F F_{\text{rep}}$ в расчет проектных сопротивлений, так как в ряде случаев величины воздействий могут влиять на величины геотехнических сопротивлений, например несущую способность (bearing capacity) фундаментов мелкого заложения.

(3) Значение поправочного коэффициента η в EN 1997-1 принято равным 1,0, так как характеристические значения прочности материалов определяются в соответствии с ситуацией на месте, поэтому они включают η в характеристическое значение.

(4) Различные подходы в данном стандарте требуют, чтобы коэффициенты применялись либо к прочности материалов X , либо к сопротивлениям R . Эти коэффициенты различными способами сочетают роль коэффициентов материалов γ_m и роль коэффициентов модели сопротивления $\gamma_{R;d}$. Для простоты коэффициенты для прочности X обозначаются γ_M , а коэффициенты для сопротивлений материалов R обозначаются γ_R .

(5) В проектном подходе 1 необходимы проверки сочетаний наборов коэффициентов для двух различных расчетов.

В сочетании 1 коэффициенты, равные 1, применяются к прочности и сопротивлению материалов. Например, $\gamma_M = \gamma_R = 1$ в формуле (2.7).

В сочетании 2, за исключением свай и анкеров, $\gamma_M > 1$, а $\gamma_R = 1$.

Так в большинстве случаев проектный подход 1 основан на формуле (2.7a):

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\}. \quad (\text{B.6.1.1})$$

Но в сочетании 2 для свай и анкеров в формуле (2.7b) используются значения $\gamma_M = 1$ и $\gamma_R > 1$, например:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k; a_d\}. \quad (\text{B.6.1.2})$$

(6) В проектом подходе 2 коэффициенты, равные 1, обычно применяются к прочности материалов, а к сопротивлениям - коэффициенты, превышающие 1. Например, $\gamma_M = 1$, $\gamma_R > 1$ используются в формуле (2.7b):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k; a_d\}. \quad (\text{B.6.2.1})$$

При использовании $\gamma_F = 1$ формула (2.7b) применяется в следующем виде:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \cdot \{F_{\text{rep}}; X_k; a_d\}. \quad (\text{B.6.2.2})$$

(7) В проектом подходе 3 обычно используются $\gamma_M > 1$ и $\gamma_R = 1$. Формула (2.7a) применяется в следующем виде:

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\}. \quad (\text{B.6.3.1})$$

Следует отметить, что иногда нужно принять $\gamma_R > 1$ (например, для выдергиваемых свай) и тогда формула (2.7a) используется в следующем виде:

$$R_d = R \cdot \{\gamma_F F_{\text{rep}}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R. \quad (\text{B.6.3.2})$$

Приложение С
(информационное)

Методы определения предельных величин давления грунта на вертикальные стены

С.1 Предельные значения давления грунта

(1) Предельные значения давления грунта на вертикальную стену, вызванные удельным весом γ , однородной нагрузкой вертикальной поверхности q и связностью грунта, должны вычисляться следующим образом:

- активное предельное значение:

$$\sigma_a(z) = K_a \cdot [\gamma z + q] - 2c\sqrt{K_a};$$

$$\tau_a(z) = \sigma_a \operatorname{tg} \delta + a \quad (\text{положительное для перемещении грунта вниз}); \quad (\text{C.1})$$

- пассивное предельное состояние:

$$\sigma_p(z) = K_p \cdot [\gamma z + q] + 2c\sqrt{K_p};$$

$$\tau_p(z) = \sigma_p \operatorname{tg} \delta + a \quad (\text{положительное для движения грунта вверх}), \quad (\text{C.2})$$

где a - степень сцепления (между грунтом и стеной);

c - связность грунта;

K_a - коэффициент горизонтального активного давления грунта;

K_p - коэффициент горизонтального пассивного давления грунта;

q - вертикальная нагрузка на поверхности;

z - расстояние вниз по лицевой стороне стенки;

β - угол наклона грунта позади стенки (вверх - положительный);

δ - угол сопротивления сдвигу между грунтом и стеной;

γ - удельный вес удерживаемого грунта;

$\sigma_a(z)$ - напряжение, нормальное к стене на глубине z (активное предельное состояние);

$\sigma_p(z)$ - напряжение, нормальное к стенке на глубине z (пассивное предельное состояние);

$\tau_a(z)$ - напряжение, касательное к стене на глубине z (активное предельное состояние);

$\tau_p(z)$ - напряжение, касательное к стенке на глубине z (пассивное предельное состояние).

(1) Формулы (С.1) и (С.2) могут применяться и для эффективных напряжений в соответствующих случаях.

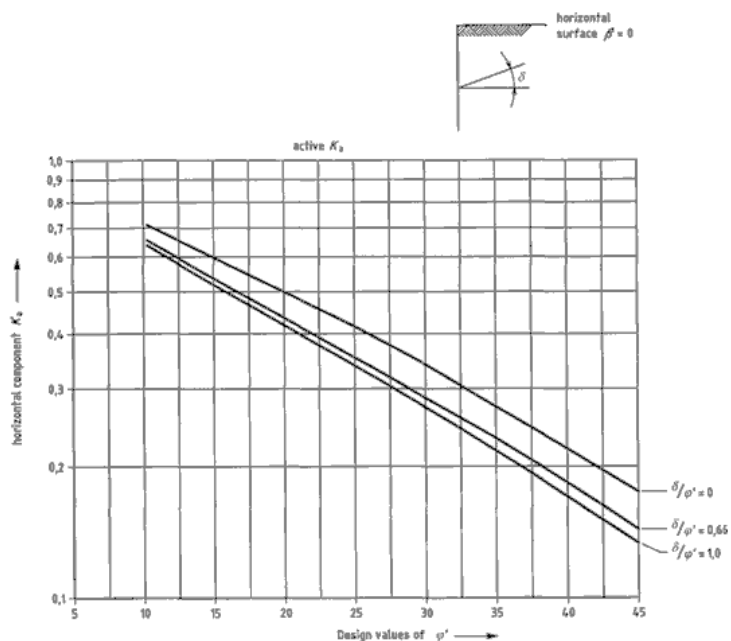
(2) Значения коэффициентов давления грунта можно определить по рисункам С.1.1 - С.1.4 для K_a и по рисункам С.2.1 - С.2.4 для K_p , при этом обеспечивается некоторый запас.

(3) В качестве альтернативы можно использовать численный метод, описываемый в С.2.

(4) Для слоистых грунтов коэффициенты K , как правило, могут определяться по параметрам сопротивления сдвигу только на глубине z , независимо от значений на других глубинах.

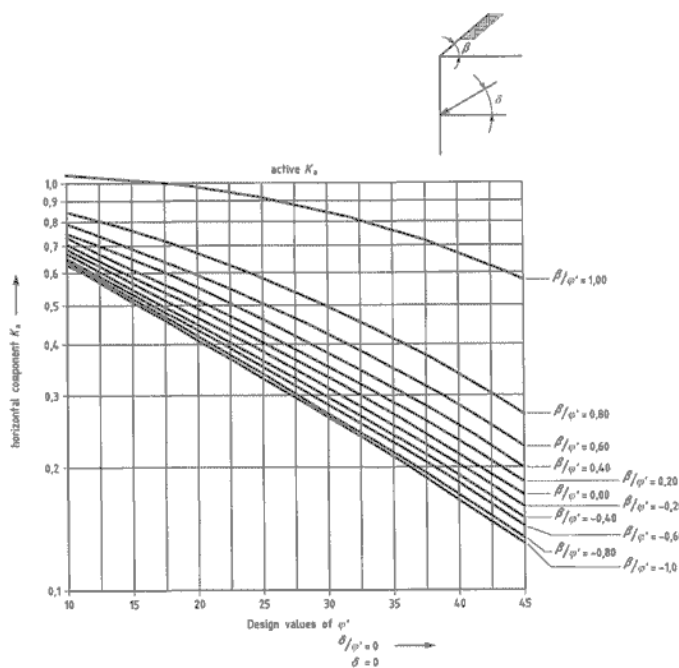
(5) Промежуточные значения активного давления грунта между состоянием покоя и предельным состоянием можно определять линейной интерполяцией.

(6) Промежуточные значения пассивного давления грунта между состоянием покоя и предельным состоянием можно получать посредством параболической интерполяции, как показано на рисунке С.3.



horizontal surface	горизонтальная поверхность
active	активное
horizontal component	горизонтальный компонент
design values of ϕ'	проектные значения для ϕ'

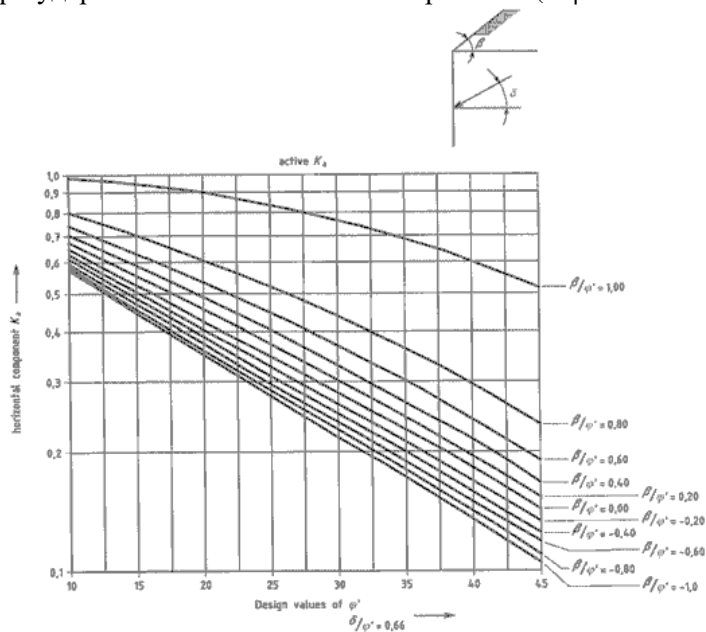
Рисунок С.1.1 - Коэффициенты K_a для активного давления грунта при удерживаемой горизонтальной поверхности ($\beta = 0$)



active	активное
horizontal component	горизонтальный компонент
design values of ϕ'	проектные значения для ϕ'

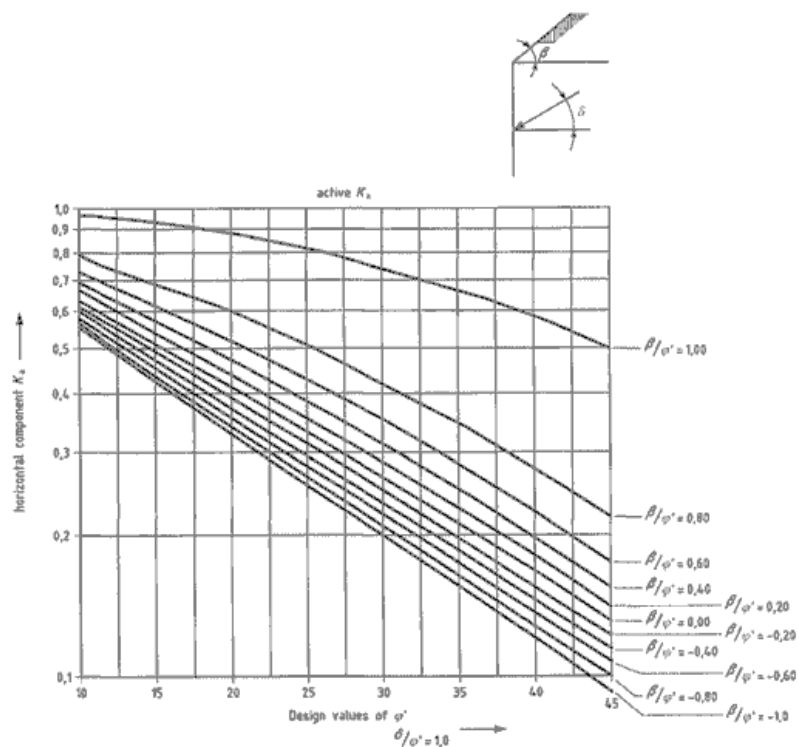
Рисунок С.1.2 - Коэффициенты K_a для активного давления грунта

при удерживаемой наклонной поверхности ($\delta/\varphi' = 0$ и $\delta = 0$)



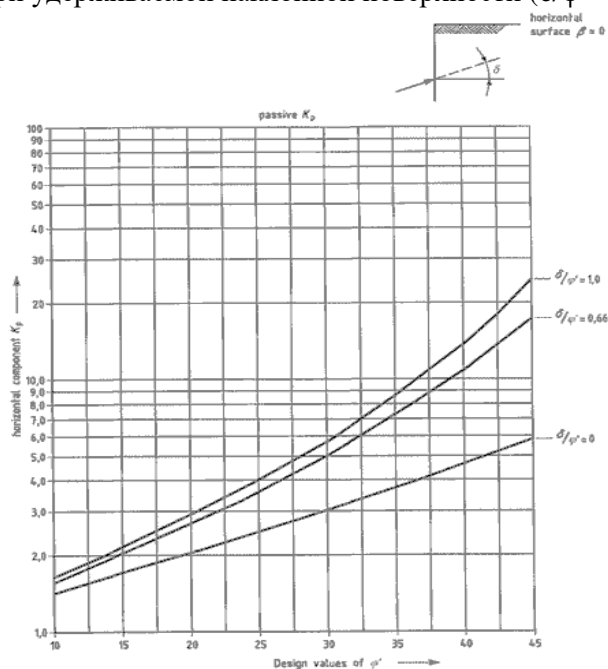
active	активное
horizontal component	горизонтальный компонент
design values of φ'	проектные значения для φ'

Рисунок С.1.3 - Коэффициенты K_a для активного давления грунта при удерживаемой наклонной поверхности ($\delta/\varphi' = 0,66$)



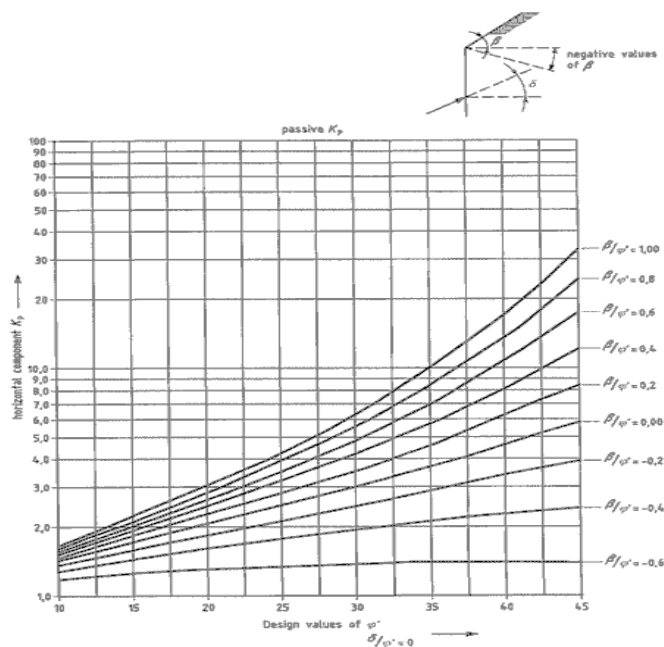
active	активное
horizontal component	горизонтальный компонент
design values of φ'	проектные значения для φ'

Рисунок С.1.4 - Коэффициенты K_a для активного давления грунта при удерживаемой наклонной поверхности ($\delta/\varphi' = 1$)



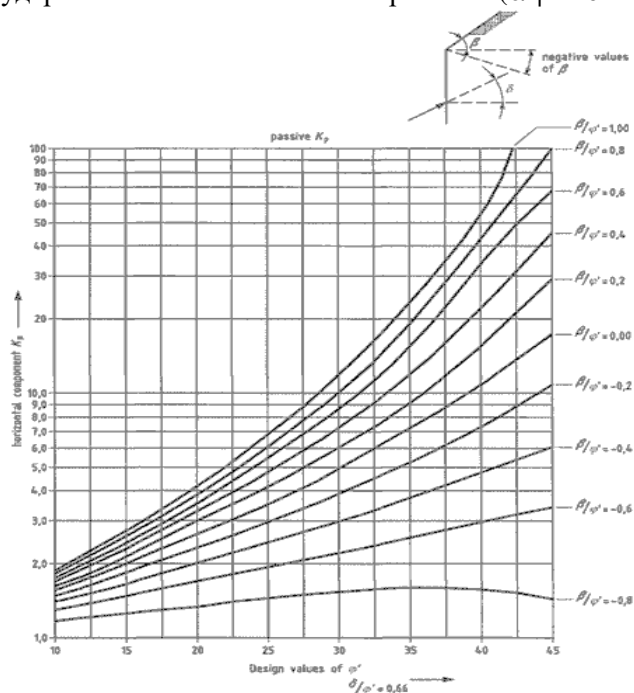
horizontal surface	горизонтальная поверхность
passive	пассивное
horizontal component	горизонтальный компонент
design values of φ'	проектные значения для φ'

Рисунок С.2.1 - Коэффициенты K_p для пассивного давления грунта при удерживаемой горизонтальной поверхности ($\beta = 0$)



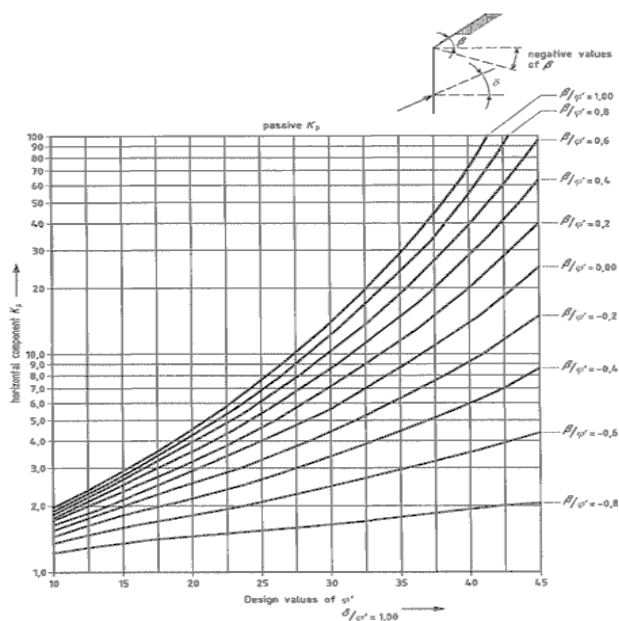
negative values	отрицательные значения
passive	пассивное
horizontal component	горизонтальный компонент
design values of φ'	проектные значения для φ'

Рисунок С.2.2 - Коэффициенты K_p для пассивного давления грунта при удерживаемой наклонной поверхности ($\delta/\varphi' = 0$ и $\delta = 0$)



negative values	отрицательные значения
passive	пассивное
horizontal component	горизонтальный компонент
design values of φ'	проектные значения для φ'

Рисунок С.2.3 - Коэффициенты K_a для пассивного давления грунта при удерживаемой наклонной поверхности ($\delta/\varphi' = 0,66$)



negative values	отрицательные значения
passive	пассивное
horizontal component	горизонтальный компонент

design values of ϕ'	проектные значения для ϕ'
--------------------------	--------------------------------

Рисунок С.2.4 - Коэффициенты K_a для пассивного давления грунта при удерживаемой наклонной поверхности ($\delta/\phi' = 1$)

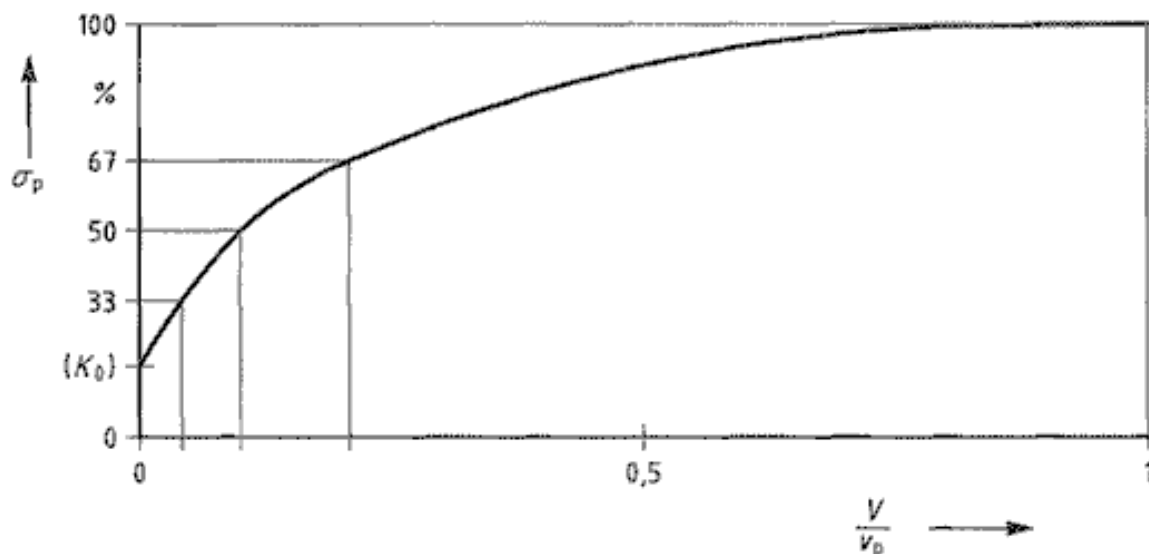


Рисунок С.3 - Мобилизация пассивного давления несвязного грунта в зависимости от относительных смещением стенки v/v_p (v_p - смещение при полной мобилизации пассивного давления грунта)

С.2 Численный метод расчета пассивных давлений

(1) Во всех случаях можно использовать метод, который включает некоторые аппроксимации, обеспечивающий определенный запас прочности.

(2) Этот метод относится к пассивному давлению, причем значения параметров прочности грунта (ϕ , c , δ , a) положительны, см. рисунок С.4.

(3) Кроме того, используются следующие обозначения в дополнение к 1.6:

K_c - коэффициент для связности;

K_n - коэффициент для распределенной нагрузки на поверхность;

K_q - коэффициент для вертикальной нагрузки;

K_γ - коэффициент для веса грунта;

m_t - угол между направлением грунтовой поверхности в направлении от стенки до направления касательной в точке пересечения поверхности грунта с линией скольжения, ограничивающей тело обрушения грунта, причем эта касательная направлена от поверхности грунта наружу;

m_w - угол между перпендикуляром к стене и направлением касательной к границе тела обрушения в точке ее пересечения со стеной; он положителен, если касательная за стеной направлена наружу;

β - угол между линией горизонта и направлением поверхности грунта; он положителен, когда поверхность грунта направлена вверх от стены;

θ - угол между вертикалью и поверхностью стены; он положителен, если эта поверхность направлена вверх от стены;

ν - угол вращения касательной вдоль внешней линии скольжения; он положительный, если грунтовая масса за этой линией скольжения имеет выпуклую форму;

q - равномерное давление от временной нагрузки на единицу площади на горизонтальной поверхности;

p - вертикальное равномерное давление от временной нагрузки на единицу площади в горизонтальной проекции.

(5) Граничное условие на поверхности грунта включает β_0 - угол наклона эквивалентной поверхностной нагрузки, т. е. этот угол равен сумме двух векторных слагаемых:

- фактической нагрузки q , распределенной равномерно на единицу поверхности, но не обязательно вертикальной,

- а также нормальной нагрузки $c \cot \varphi$.

Угол β_0 положителен, если касательная проекция q направлен к стене, а нормальная - направлена в сторону грунта. Если $c = 0$ и когда вертикальная нагрузка на поверхности нулевая, а также для активных давлений вообще имеем $\beta_0 = \beta$.

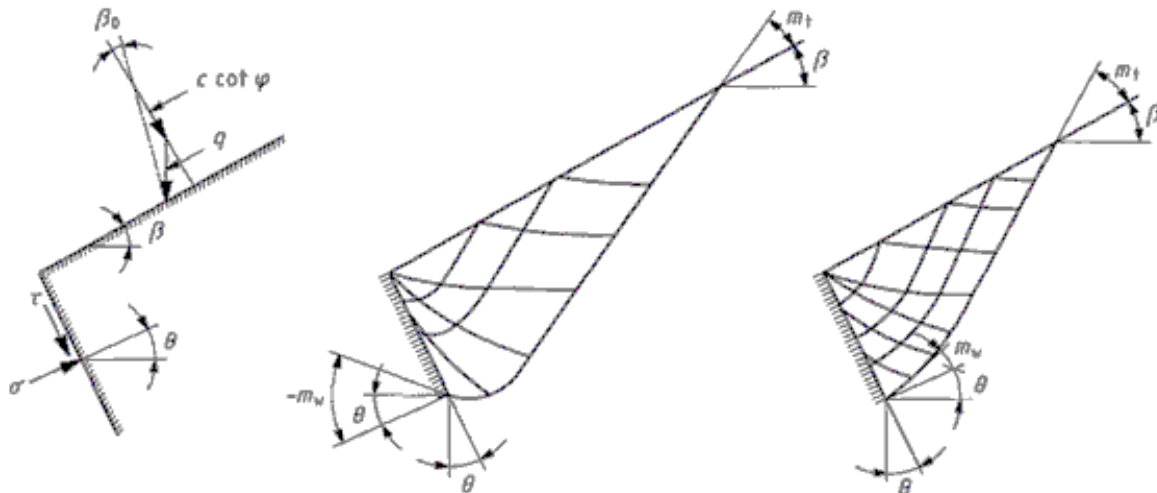


Рисунок С.4 - Определения геометрических параметров стены, наклона обратной засыпки и линии скольжения

(4) Необходимо выбрать параметры интерфейса, δ и a должны выбираться таким образом, чтобы

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}.$$

(6) Угол m_t определяется из граничных условий на поверхности грунта:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi}. \quad (C.3)$$

(7) По граничному условию у стены определяется угол m_w :

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}. \quad (C.4)$$

Угол m_w отрицателен для пассивных давлений ($\varphi > 0$), если отношение $\sin \delta / \sin \varphi$ достаточно велико.

(8) Полное вращение касательной вдоль внешней линии скольжения смещающегося объема грунта определяется углом ν , который вычисляется по формуле:

$$\nu = m_t + \beta - m_w - \theta. \quad (C.5)$$

(9) В таком случае коэффициент K_n для нормальной к поверхности нагрузки (т. е. нормальное давление грунта на стену от единичного давления) будет определяться следующим выражением, в котором ν задается в радианах:

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2\nu \tan \varphi). \quad (C.6)$$

(10) Коэффициент для вертикальной нагрузки на поверхности в расчете на единицу проекции в

горизонтальной плоскости определяется по формуле:

$$K_q = K_n \cos^2 \beta, \quad (C.7)$$

а коэффициент для элемента сцепления определяется:

$$K_c = (K_n - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (C.8)$$

(11) Приблизительное выражение для веса грунта:

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta). \quad (C.9)$$

Данное выражение определяет достаточный запас прочности. Хотя для активных давлений ошибка незначительна, но для пассивных давлений с положительными значениями β она может оказаться существенной.

При $\varphi = 0$ можно найти следующие предельные величины:

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta,$$

$$\cos 2m_w = \frac{a}{c},$$

$$K_q = \cos^2 \beta,$$

$$K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w,$$

где v задается в радианах, а для K_γ ($\varphi = 0$) есть хорошая аппроксимация:

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t}. \quad (C.10)$$

(12) Для активных давлений используется такой же алгоритм со следующими изменениями:

- параметры прочности φ , c , δ и a вводятся как отрицательные значения;
- значение угла наклона β_0 для эквивалентной нагрузки на поверхность равно β , в основном из-за приближения, используемого для K_γ .

(13) Как для пассивных, так и для активных давлений метод предполагает, что угол выпуклости положителен ($v \geq 0$).

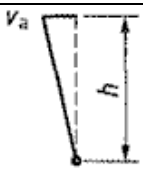
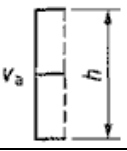

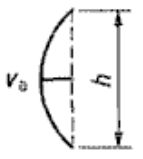
(14) Если данное условие не выполняется (даже приблизительно), например, для гладкой стенки и достаточно крутой поверхности грунта, когда β и φ имеют противоположные знаки, может оказаться необходимым прибегнуть к использованию других методов. Это же может потребоваться при рассмотрении нерегулярных поверхностных нагрузок.

С.3 Перемещения для мобилизации предельных давлений грунта

(1) Перемещения, необходимые для развития активного предельного состояния в несвязном грунте позади вертикальной стенки, удерживающей горизонтальный грунт, зависят от вида перемещения стенки и плотности грунта. В таблице С.1 даны значения соотношения v_d/h .

(2) Следует учитывать тот факт, что перемещение, требующееся для развития давления пассивного предельного состояния в несвязном грунте за вертикальной стеной, удерживающей грунт с горизонтальной поверхностью, гораздо больше давления в активном предельном состоянии. В таблице С.2 даны значения соотношения v_p/h для полного пассивного давления грунта, а в скобках - для половины предельного значения.

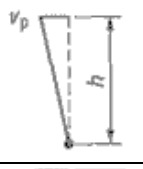
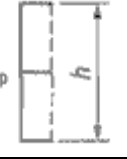
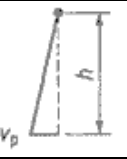
Таблица С.1 - Соотношения v_a/h

Вид перемещения стены		v_a/h для рыхлого грунта, %	v_a/h для плотного грунта, %
a)		От 0,4 до 0,5	От 0,1 до 0,2
b)		0,2	От 0,05 до 0,1
c)		От 0,8 до 1,0	От 0,2 до 0,5
d)		От 0,4 до 0,5	От 0,1 до 0,2

где v_a - перемещение стены для мобилизации активного давления земли; h - высота стены.

(4) Соотношения смещений, приведенные в таблице С.2, следует умножать на коэффициенты от 1,5 до 2,0, если рассматривается грунт, расположенный ниже уровня подземных вод.

Таблица С.2 - Соотношения v_p/h

Вид перемещения стены		v_p/h для рыхлого грунта, %	v_p/h для плотного грунта, %
a)		От 7 (1,5) до 25 (4,0)	От 5 (1,1) до 10 (2,0)
b)		От 5 (0,9) до 10 (1,5)	От 3 (0,5) до 6 (1,0)
c)		От 6 (1,0) до 15 (1,5)	От 5 (0,5) до 6 (1,3)

где v_p - перемещение стены для мобилизации пассивного давления грунта; h - высота стены.

Приложение D
(информационное)

Аналитический метод вычисления несущей способности грунта

D.1 Обозначения, применяемые в приложении D

(1) В приложении D применяются следующие обозначения:

$A' = B'L'$ - проектная эффективная площадь фундамента;

b - проектные значения коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами s , q и γ ;

B - ширина фундамента;

B' - эффективная ширина фундамента;

D - глубина заложения;

e - эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами B и L ;

i - коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления s , пригрузки q и удельного веса грунта γ ;

L - длина фундамента;

L' - эффективная длина фундамента;

m - показатель степени в формулах для коэффициентов наклона i ;

N - коэффициенты с нижними индексами для s , q и γ ;

q - пригрузка или давление на уровне подошвы фундамента;

q' - расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента;

s - коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для s , q и γ ;

V - вертикальная нагрузка;

α - наклон подошвы фундамента к горизонтали;

γ' - проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;

θ - угол направления для H .

(2) Условные обозначения величин, применяемых в данном методе, приведены на рисунке D.1.

D.2 Общие положения

(1) Допускается использование аппроксимирующих формул для определения проектной вертикальной несущей способности, полученных из теории пластичности или по экспериментальным данным. Следует учитывать следующие факторы:

- прочность основания, обычно при проектных значениях c_u , c' и ϕ ;
- эксцентricность и наклон проектных нагрузок;
- форма, глубина и наклон фундамента;
- наклон поверхности основания;
- давление грунтовых вод и гидравлические градиенты;
- неоднородность основания, особенно слоистость.

D.3 Условия без дренирования

(1) Расчетная несущая способность может быть определена по формуле

$$R/A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q \quad (D.1)$$

с безразмерными коэффициентами для:

- наклона подошвы фундамента: $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2)$;

- формы фундамента:

$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B'/L')$ для прямоугольной формы;

$s_c = 1,2$ для квадратной или круглой формы;

- наклона нагрузки с горизонтальной составляющей H :

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

где $H \leq A'c_u$.

D.4 Условия с дренированием

(1) Проектная несущая способность может быть определена по формуле:

$$R / A = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

с проектными значениями безразмерных коэффициентов для:

- несущей способности:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi';$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi', \text{ где } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (шероховатая подошва фундамента);}$$

- наклонной подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

- формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi' \quad \text{для прямоугольной формы;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L') \cdot \sin \varphi' \quad \text{для прямоугольной формы;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{для прямоугольной, квадратной или круглой формы;}$$

- наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей H :

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

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

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

где $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, если H действует в направлении B' ;

$$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')], \text{ если } H \text{ действует в направлении } L'.$$

В случаях, когда горизонтальная составляющая нагрузки действует в направлении, образующем угол θ с направлением L' , m можно вычислять по формуле

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta.$$

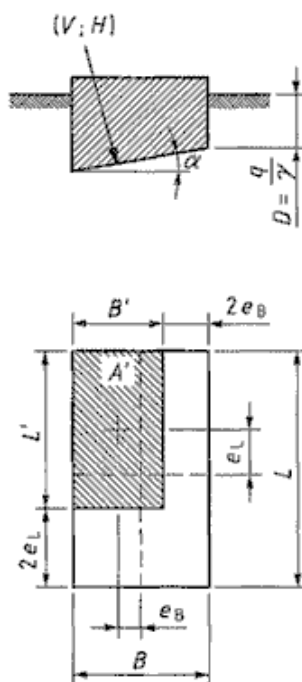


Рисунок D.1 - Обозначения величин

Приложение Е
(информационное)

Полуэмпирический метод определения несущей способности грунта

(1) Для определения проектной несущей способности грунта под фундаментом можно использовать полевые методы испытаний, например прессиометрические.

(2) При использовании прессиометрических методов испытаний необходимо учитывать, что проектная несущая способность грунта R_d под фундаментом при вертикальной нагрузке связана с предельным давлением на грунт следующей линейной зависимостью:

$$R_d/A' = \sigma_{v,0} + k p^*_{le}, \quad (E.1)$$

где k - коэффициент несущей способности;

$\sigma_{v,0}$ - начальное полное вертикальное напряжение;

p^*_{le} - проектное точное эквивалентное предельное давление (из прессиометрического испытания),

другие обозначения приведены в 1.6.

(3) Значения коэффициента несущей способности k находятся в диапазоне от 0,8 до 3,0, в зависимости от типа грунта, заглубления и формы фундамента.

(4) Проектное точное эквивалентное предельное давление (p^*_{le}) вычисляется из полного предельного давления (p^*_l), которое определяется для прессиометрического испытания как разность ($p_l - p_0$) между предельным значением p_l и горизонтальным давлением грунта в покое p_0 на глубине испытания; p_0 может быть определено по формуле

$$p_0 = K_0 q' + u,$$

где K_0 - коэффициент давления грунта в покое;

q' - эффективное избыточное давление грунта;

u - поровое давление воды.

Приложение F
(информационное)

Методы вычисления осадок фундаментов

F.1 Метод, основанный на зависимости напряжений от деформации

(1) Полную осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить, используя метод расчета, базирующийся на зависимости напряжений от деформации, как указано ниже:

- рассчитать распределение напряжений в основании, вызванных нагрузкой от фундамента; это можно сделать на базе теории упругости, предполагая, что основание однородно и изотропно, а контактные давления распределены линейно;

- определить деформации в основании по напряжениям с использованием значений модулей деформации или иных зависимостей напряжений от деформации, полученных по лабораторным испытаниям (предпочтительно откалиброванных по натурным испытаниям) или по натурным испытаниям;

- определить осадку фундамента интегрированием вертикальных деформаций основания; чтобы использовать метод вычисления зависимости напряжений от деформации, необходимо выбрать достаточное количество точек в грунте под фундаментом и этих точках рассчитать напряжения от деформации.

F.2 Скорректированный метод теории упругости

(1) Общую осадку фундамента на связном или несвязном грунте можно определить с использованием теории упругости по следующей формуле:

$$s = pbf/E_m, \quad (F.1)$$

где E_m - расчетное значение модуля упругости;

f - коэффициент осадки фундамента;

p - контактное давление, линейно распределенное по подошве фундамента, остальные обозначения указаны в 1.6.

(2) Значение коэффициента осадки фундамента f зависит от формы и размеров площади фундамента, изменения жесткости грунта по глубине, толщины сжимаемой зоны, коэффициента Пуассона, распределения контактного давления от точки, в которой вычисляется осадка фундамента.

(3) Если нет достоверных результатов измерений осадок фундамента, то можно вычислить расчетный модуль деформации в дренированном состоянии E_m у деформируемого слоя по результатам лабораторных или натурных испытаний.

(4) Скорректированный метод упругости следует использовать только в тех случаях, когда напряжения в основании не вызовут значительного разрушения основания и если можно допустить, что зависимость напряжения-деформации в грунте линейна. Нужно проявлять большую осторожность при использовании скорректированного метода теории упругости в случае неоднородного основания.

F.3 Осадки фундамента при отсутствии дренажа

(1) Кратковременные составляющие осадки фундамента, которые происходят в недренированном состоянии, могут быть вычислены с использованием или метода зависимости напряжений от деформации, или скорректированного метода упругости. Принятые значения параметров жесткости E_m и коэффициент Пуассона должны отражать поведение фундамента при отсутствии дренажа.

F.4 Осадки фундамента за счет консолидации (основания)

(1) Для расчета осадки за счет консолидации основания можно использовать график одномерной консолидации грунта без возможности бокового расширения. Сумма осадок в недренированном состоянии и за счет консолидации часто превышает общую осадку, поэтому можно использовать эмпирические поправки.

F.5 Зависимость время-осадка

(1) Для связных грунтов скорость роста осадок до конца первичной консолидации можно определить приближенно, используя параметры консолидации, полученные из компрессионных испытаний. Однако скорость роста осадок за счет консолидации предпочтительнее определять, используя значения коэффициента фильтрации, полученные при натурных испытаниях, чтобы степень осадки фундамента из-за уплотнения была вычислена с использованием значений водопроницаемости, полученных из испытаний в полевых условиях.

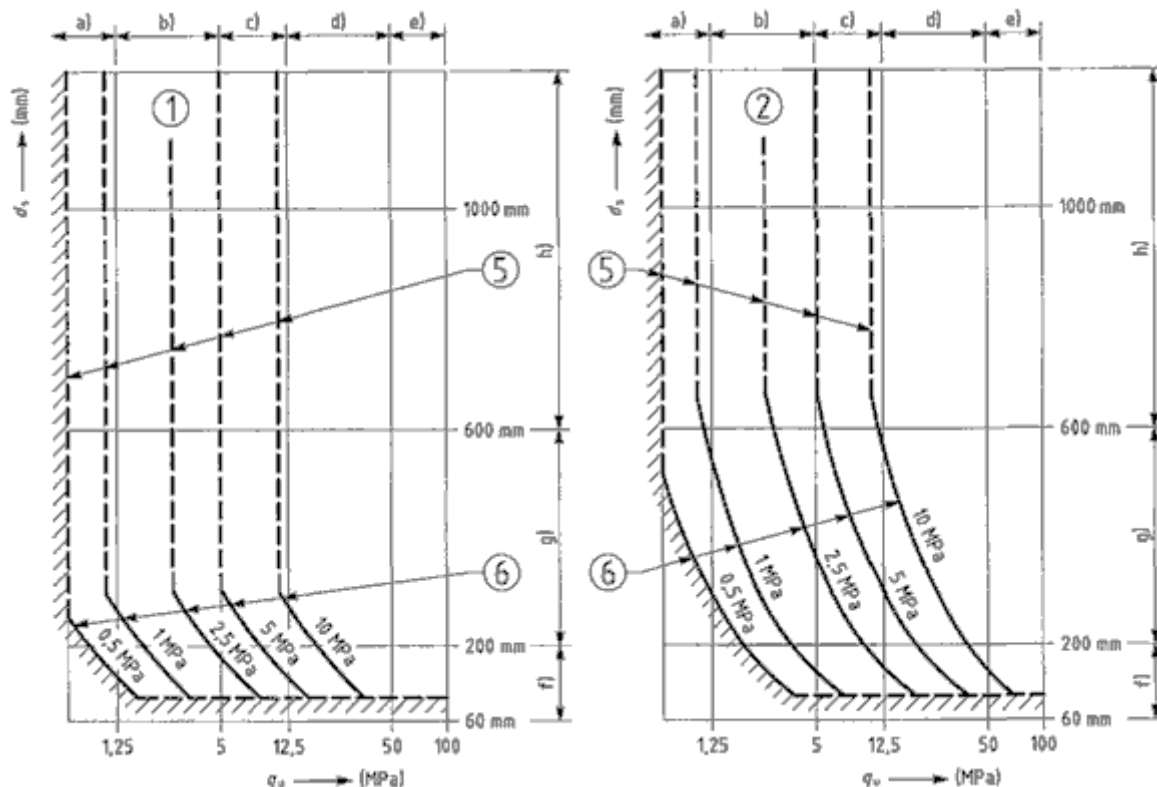
Приложение G
(информационное)

Метод расчета предполагаемой несущей способности фундаментов на скальном основании

(1) Для слабых и разрушенных скальных грунтов с трещинами, заполненными материалом, включающим мел с пористостью менее 35 %, предполагаемая несущая способность может быть определена по рисунку G.1 с учетом классификации, представленной в таблице G.1, при допущении, что сооружение может выдержать осадки, равные 0,5 % ширины фундамента. Значения предполагаемых осадок могут быть получены из прямой пропорциональности. Для слабых и разрушенных скальных грунтов с открытыми или незаполненными трещинами следует использовать уменьшенные значения несущей способности.

Таблица G.1 - Классификация слабых и разрушенных скальных грунтов

Группа	Вид скального грунта
1	Чистые известняки и доломиты Карбонатные песчаники с низкой пористостью
2	Вулканические происхождения Оолитовые и мергелистые известняки Хорошо цементированные песчаники Отвердевшие карбонатные аргиллиты Метаморфические породы, включая различные сланцы (плоская сланцеватость/слоистость)
3	Сильно мергелистые известняки Слабо цементированные песчаники Различные виды сланцев (круто падающая сланцеватость/слоистость)
4	Несцементированные глинистые сланцы



Ось абсцисс: q_u (МПа): одноосная прочность на сжатие

Ось ординат: d_s (мм) шаг разрыва сплошности

1 - скальная порода 1 группы; 2 - скальная порода 2 группы; 3 - скальная порода 3 группы; 4 - скальная порода 4 группы; 5 - допустимое контактное давление, не превышающее одноосную прочность на сжатие у скальной породы, если трещины заполнены, или если 50 % от этого значения, если трещины открыты; 6 - допустимые контактные давления:

- а) сильно трещиноватая скальная порода,
 - б) трещиноватая скальная порода,
 - с) умеренно трещиноватая скальная порода,
 - д) умеренно прочная скальная порода,
 - е) прочная скальная порода;
- трещины:
- ф) густо расположенные,
 - г) средне расположенные,
 - х) редко расположенные

Виды пород в каждой из четырех групп см. в таблице G.1. Предполагаемое несущее сопротивление в заштрихованных зонах оценивается после осмотра и/или проведения испытаний породы (согласно британскому стандарту BS 8004).

Рисунок G.1, лист 1 - Предполагаемая несущая способность для квадратных фундаментов на скальном основании (при осадках, не превышающих 0,5 % ширины фундамента)

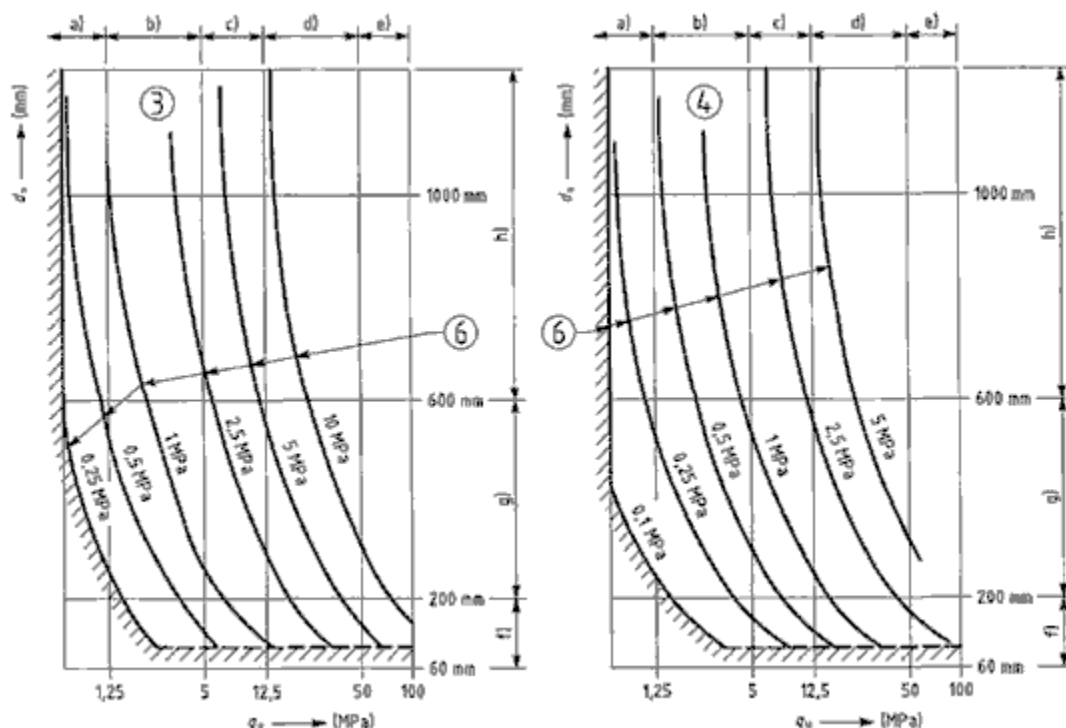


Рисунок G.1, лист 2

Приложение Н
(информационное)

Предельные значения деформаций конструкций и перемещений фундаментов

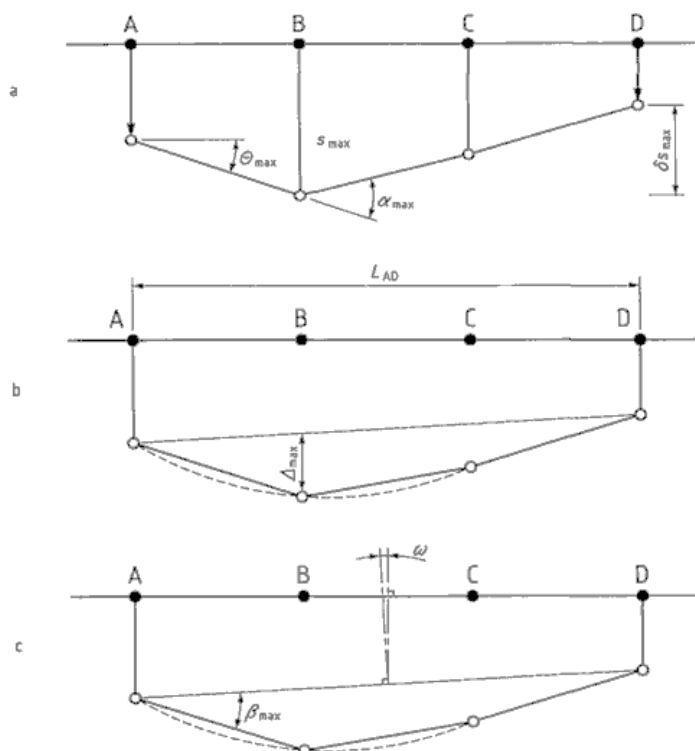
(1) Необходимо учитывать следующие виды перемещений фундаментов: осадку, относительную (или неравномерную) осадку, поворот, крен, относительный прогиб, относительный поворот, горизонтальное перемещение и амплитуду вибраций. Определения некоторых терминов для перемещений и деформации указаны на рисунке Н.1.

(2) Максимально допустимые относительные повороты для сооружений с открытым каркасом, с заполнением каркаса и с несущими или сплошными кирпичными стенами едва ли могут быть одинаковыми, но они вероятнее всего должны находиться в диапазоне от 1/2000 до около 1/300, чтобы избежать возникновения функционального предельного состояния в сооружении. Максимальный относительный поворот 1/500 допустим для многих сооружений. Относительный поворот, вызывающий аварийное предельное состояние, равен приблизительно 1/150.

(3) Отношения, приводимые в (2), относятся к прогибу вниз, как показано на рисунке Н.1. В случае выгиба вверх (края оседают больше, чем середина), эта величина должна быть уменьшена вдвое.

(4) Для обычных сооружений на одиночных фундаментах чаще всего допустимы осадки до 50 мм. Большие по величине осадки могут быть допустимы, если относительные повороты не осложняют доступ технических служб в сооружение и не вызывают крены и т. д.

(5) Эти указания относительно предельных осадок касаются обычных типовых сооружений. Они не применимы для необычных зданий и сооружений или при существенно неравномерных нагрузках.



- a - определение осадки s , неравномерной осадки Δs , поворота θ и угловой деформации α ;
b - определение относительного прогиба Δ и отношения прогиба к длине Δ/L ;
c - определение крена вдоль поперечной оси ω и относительного поворота (перекоса) β

Приложение J
(информационное)

Перечень контрольных проверок при надзоре за строительством и мониторинг

J.1 Общие положения

(1) Настоящее приложение содержит наиболее важные пункты, которые следует учитывать при проведении надзора за строительством или мониторинга эксплуатационных характеристик завершеного объекта. Важность моментов от проекта к проекту будет разной. Приложение J не является исчерпывающим. Вопросы, касающиеся специфических аспектов геотехники или особых видов работ, рассмотрены в соответствующих разделах настоящего стандарта.

J.2 Надзор за строительством

J.2.1 Общие вопросы, требующие проверки

- (1) Проверка грунтовых условий, а также расположения и генплана сооружения.
- (2) Движение грунтовых вод и режим порового давления; влияние операций водопонижения на уровень подземных вод; эффективность мероприятий для контроля водопритока; процессы внутренней эрозии и суффозионные процессы; химический состав грунтовой воды; потенциал коррозии.
- (3) Перемещения, пластическая деформация, устойчивость стен и дна котлованов; влияние примыкающих зданий и коммуникаций; измерение давления грунта на подпорные сооружения; измерения поровых давлений, вызванных выемкой грунта или нагрузками.
- (4) Безопасность людей и учет геотехнических предельных состояний.

J.2.2 Фильтрация и поровые давления воды

- (1) Соответствие систем, обеспечивающих контроль за давлениями внутрипоровой воды во всех водоносных горизонтах, где чрезмерное давление может повлиять на стабильность откосов или основания котлована, в том числе за артезианскими давлениями в водоносном горизонте под котлованом; отведение воды из дренажных систем; понижение уровня грунтовых вод во время всей выемки грунта, чтобы предотвратить условия его взвешивания или осыпания, вымывания и разжижения строительным оборудованием; отведение и удаление дождевых или других поверхностных вод.
- (2) Эффективная и результативная работа дренажных систем во время всего периода строительства с учетом возможности засорения фильтров водозаборных скважин, заиливания скважин или поглощающих колодцев, износа и засорения насосов.
- (3) Контроль водопонижения для устранения влияния на примыкающие сооружения или площадки; контроль пьезометрических уровней; производительность, готовность, эффективность и техобслуживание установленных водозаборных систем.
- (4) Осадка фундаментов у примыкающих сооружений или участков.
- (5) Производительность наклонных дрен в пробуренных скважинах.

J.3 Мониторинг

- (1) Осадки зданий и других сооружений через заданные временные интервалы, включая здания и сооружения на неустойчивых грунтах, подверженные влиянию вибраций.
- (2) Поперечные деформации и перекосы; особенно насыпей и отвалов; сооружений на грунтовом основании - зданий или крупных резервуаров; глубоких траншей.
- (3) Пьезометрические уровни в основании под зданиями и прилегающей территорией, особенно в случае, если установлен глубокий дренаж или постоянные системы водопонижения.

(4) Прогиб или перемещение подпорных сооружений с учетом давления обратной засыпки; влияния отвалов; насыпи и других нагрузок на поверхности; давление воды.

(5) Измерения потоков фильтрации из дренажных систем.

(6) Особые проблемы:

- высокие температуры таких сооружений, как котлы, горячие трубопроводы; высыхание глин или пылеватых грунтов; мониторинг температур; перемещения;

- низкотемпературные сооружения, такие как криогенные установки или холодильные зоны; мониторинг температуры; промерзание грунта; морозное пучение; эффекты последующего оттаивания.

(7) Герметичность гидроизоляции.

(8) Измерения вибраций.