

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
КИЕВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

Расчёт столбчатых и ленточных фундаментов по Европейским нормам

**Пособие
для студентов строительных специальностей**

*Рекомендовано редакционно-издательским советом
Брестского государственного технического университета
в качестве пособия для студентов строительных специальностей*

Брест 2020

УДК 624.15 (075.8)

ББК 38.654.1 я73

П 47

Авторы:

П. С. Пойта, М. И. Никитенко, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк
(Брестский государственный технический университет),

Н. В. Корниенко, Т. В. Диптан, А. М. Раценко

(Киевский национальный университет строительства и архитектуры)

Рецензенты:

доктор технических наук, директор филиала

РУП «Институт БелНИИС» - НТЦ *В. Н. Деркач*;

доктор технических наук, профессор

кафедры строительных конструкций БрГТУ *А. Я. Деркач*

Пойта, П. С.

П 47 Расчёт столбчатых и ленточных фундаментов по Европейским нормам: пособие / П. С. Пойта, М. И. Никитенко, Н. В. Корниенко [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2020. – 71 с.

ISBN 978-985-493-499-0.

Кратко изложена история создания Европейских норм (Еврокодов), их структура, дана характеристика расчётов по предельным состояниям. Раскрыты особенности построения основных нормативных документов и сфера их применения; пояснены терминология, принципы расчёта и используемые параметры. Рассмотрены требования к расчёту столбчатых и ленточных фундаментов с соответствующими примерами. Дан сравнительный анализ результатов расчетов фундаментов по европейским и национальным нормам.

Предназначено для студентов всех строительных специальностей. Может использоваться для повышения квалификации инженеров-проектировщиков и линейных работников строительной отрасли.



УДК 624.15 (075.8)

ББК 38.654.1 я73

ISBN 978-985-493-499-0

© Издательство БрГТУ, 2020

© Коллектив авторов, 2020

Оглавление

Введение	5
1. Общая характеристика Европейских строительных норм	6
2. Система строительных Еврокодов	7
3. Структура EN 1997. Геотехническое проектирование	8
3.1. Состав EN 1997-1: Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила	9
3.2. Состав EN 1997-2: Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунтов	11
4. Основные положения, терминология и обозначения, принятые в Европейских нормах	12
5. Основы геотехнического проектирования	14
5.1. Требования к проекту	14
5.2. Проектные ситуации	15
5.3. Долговечность	16
5.4. Определение параметров для геотехнического проектирования.....	16
5.5. Расчеты при геотехническом проектировании.....	17
6. Особенности проектирования оснований и строительных конструкций по предельным состояниям по EN	18
6.1. Общая характеристика предельных состояний.....	18
6.2. Предельные состояния, рассматриваемые при геотехническом проектировании.....	19
6.3. Расчёт по предельному состоянию равновесия (EQU)	21
6.4. Расчёт по предельным состояниям разрушения конструкции, сооружения (STR) и чрезмерных деформаций (GEO).....	22
6.5. Проверка взвешивающего действия воды на здание и грунт (UPL).....	23
6.6. Проверка устойчивости основания при суффозионных процессах (HYD).....	23
6.7. Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности сооружения (SLS)	24
7. Использование других возможных ситуаций при геотехническом проектировании	24
8. Особенности практического расчёта столбчатого железобетонного фундамента по Европейским нормам.....	26

9. Пример расчёта столбчатого фундамента под колонну	39
10. Сравнительный расчёт столбчатого фундамента под колонну	49
11. Пример расчета ленточных фундаментов	55
12. Сравнительный анализ результатов по национальным и европейским нормам	61
Заключение	63
Вопросы для самоконтроля.....	63
Список литературы	68

Введение

С 2010 года в Беларуси, а в 2013 году в Украине согласно национальным нормам, разрешено выполнять проектирование строительных объектов по Европейским нормам (EN). При этом предусматривается, что можно использовать один из путей проектирования: либо по национальным, либо по европейским нормам, не смешивая их требований при разработке проекта. Последнее требование вызвано значительным различием в подходах к проектированию и недостаточным опытом сопоставления полученных результатов по Евроноормам в сравнении с национальными белорусскими и украинскими.

Уже сегодня сделаны первые шаги, чтобы позитивный опыт проектирования, накопленный в странах Европейского Союза (а он преимущественно базируется на мировом опыте), был позаимствован и отражен в новых нормативных документах. Этот подход, названный гармонизацией национальных норм с европейскими, начат в Беларуси в 2010 г., а в Украине еще в 2006 году. Параллельно с этим в 2008 году начали издаваться отдельные нормативные документы ТКП-EN в Беларуси и ДСТУ-Н в Украине, которые по своему содержанию идентичны Европейским нормам – имеют обозначения в шифрах „EN” или „НДТ”. В качестве важного шага к внедрению в практику проектирования и возведения строительных объектов в соответствии с Европейскими нормами стало издание ДБН А.1.1-94:2010 „Проектирование строительных конструкций по Еврокодам. Основные положения” и Еврокода № 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила: ТКП EN 1977-1-2009 (02250), которые устанавливают порядок применения Евроноорм в Беларуси и Украине. Согласно этим документам запланирован постепенный переход к проектированию по Европейским нормам после выполнения ряда организационных мероприятий, направленных:

- на информирование широкого круга специалистов о составе Евроноорм и их внедрение в практику проектирования;
- проведение обучения будущих специалистов и повышение квалификации инженеров-строителей, работающих в проектных и производственных организациях;
- расширение знаний по использованию Евроноорм при проведении специализированных семинаров, конференций и за счет разработки и издания пособий, справочников, рекомендаций, учебной и методической литературы, которые будут пояснять требования теоретических положений и практической реализации этих норм;
- разработку программного обеспечения, которое облегчит внедрение Европейских норм в практику проектирования.

Настоящее пособие нацелено на закрепление основных положений Евроноорм при выполнении геотехнического проектирования как составной части всего процесса проектирования строительных объектов. При этом необходимо заметить, что процесс геотехнического проектирования требует знаний целого ряда европейских документов, которые излагают требования основ проектирования –

EN 1990, учета воздействий на конструкции – EN 1991, проектирования оснований и фундаментов – EN 1997, а также расчёта фундаментов из материалов: бетона и железобетона – EN 1992 и каменных – EN 1996.

Данное пособие написано коллективом авторов в составе: д. т. н., профессор П. С. Пойта, к. т. н., профессор П. В. Шведовский, инженер Д. Н. Клебанюк (Брестский государственный технический университет) и к. т. н., доценты Н. В. Корниенко, Т. В. Диптан, А. М. Ращенко (Киевский национальный университет строительства и архитектуры).

1. Общая характеристика Европейских строительных норм

В 1975 г. Европейский Союз принял решение о создании системы норм и правил строительного проектирования, получивших название Еврокодов, или сокращенно EN. Основные разделы норм изданы в 1990 – 1999 гг.

Цель создания Еврокодов – устранить технические препятствия в международном сотрудничестве по вопросам проектирования и строительства зданий и сооружений разного назначения.

Порядок использования разработанных норм:

I этап (действующий сегодня) – учёт общих требований и рекомендаций Еврокодов в национальных нормах отдельных стран;

II этап (на ближайшую перспективу) – замена национальных норм Еврокодами.

Условия создания Еврокодов – использование опыта ведущих европейских стран в создании норм (Германии, Великобритании, Франции), обобщение особенностей проектирования по национальным нормам стран Евросоюза ЕС и согласование их с требованиями международных стандартов ISO.

Состояние состава Еврокодов: основная редакция Еврокодов разрабатывалась при участии известных европейских специалистов, прежде всего учёных. Она всё время дополняется новыми предложениями, которые ликвидируют пробелы в тексте основного документа и уточняют сформулированные раньше требования. Этот процесс продолжается и сегодня.

Применение Еврокодов: практически все страны Евросоюза в национальные нормы внесли изменения, которые учитывают требования Еврокодов. В названии национальных норм делается на это ссылка (например, в Германии DIN EN). В иных странах мира эти нормы вызвали заинтересованность и производится их апробация на уровне отдельных институтов, фирм и специалистов, с использованием положений норм этих стран. Изменения в национальных нормах в идентичный текст EN пояснены в национальных предисловии и приложениях (в EN оговорены изменения, которые могут вноситься). В Беларуси такие нормы – ТКП EN, а в Украине – ДСТУ EN имеют идентичное оригиналу содержание, изложенное на русском, украинском и английском языках с приложениями в виде национальных дополнений.

В Беларуси, Украине, Российской Федерации и Казахстане проводится гармонизация новых строительных норм с Еврокодами при сохранении основных положений ТКП, СНБ, СНИП, ДБН. Однако альтернативные решения ограничены, поскольку начальные (исходные) данные не всегда совпадают.

Сравнительная оценка ТКП и СНБ в Беларуси и ДБН в Украине с Еврокодами пока выполнена в незначительном объеме, поэтому многие инженеры-проектировщики и строители слабо знают основные положения и требования Еврокодов.

Необходимость изучения и учёта положений Еврокодов в странах СНГ связана с потребностью расширения международного сотрудничества, обмена проектными и строительными услугами. Действующие нормы Беларуси и Украины требуют проверки и обоснования решений, принятых по нормам иных стран, но иностранные строительные фирмы при возведении зданий и сооружений должны соблюдать также и отечественные нормы. Поэтому разработанные по EN проекты должны проходить проверку по ТКП и ДБН.

Очевидно, что со временем эти требования в Беларуси и Украине будут изменяться в сторону использования прогрессивных подходов. Уже сегодня ТКП и СТБ, а также ДБН, ДСТУ и ДСТУ-Н существенно гармонизированы с EN в области строительства по принципам и правилам проектирования, возведению и эксплуатации объектов.

2. Система строительных Еврокодов

Поочередно с 1990 г. техническим комитетом ТС 250 были подготовлены следующие разделы Европейских норм проектирования в строительстве (Eurocode):

- EN 1990. Еврокод: Основы строительного проектирования.
- 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 сталебетонных 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.

Также дополнительно были разработаны нормы, разделённые на отдельные части более узкого назначения, как например, EN 1991-4. Это специализированная часть норм имеет свою сферу воздействий: Еврокод 1: Воздействия на конструкции – часть 4. «Воздействия на силосы и резервуары». Всего в основных EN таких частей 58, каждая из которых имеет отдельное издание. Разработаны и отдельные документы с узким специализированным назначением –

например, EN 1536: 1999; EN 1537: 1999; EN 12063: 1999; EN 120669: 2000 и др., имеющие свои требования к технологиям, конструированию и изготовлению, которые дополняют требования и понимание Еврокодов. Их нельзя рассматривать как пособия или руководства, а необходимо использовать как стандарты (аналогично СТБ и ГОСТ в Беларуси, ДСТУ и ГОСТ в Украине). В целом таких дополнительных стандартов около 1500.

Нормы на геотехническое проектирование изложены в двух частях:

Часть 1: раскрывает основные правила проектирования. Имеет обозначение EN 1997-1 Еврокод 7: Геотехническое проектирование (часть 1, с изменениями и дополнениями).

Часть 2: обеспечивает получение информации о грунтовом основании. Это EN 1997-2 Еврокод 7: Геотехническое проектирование, исследования и испытания грунтов – часть 2.

Обозначения норм в изданиях имеют четкое значение. Рассмотрим это на примере EN 1997 – 1:2004 (E):

EN – Европейские нормы (Еврокоды); 1997 – год ввода; 1 – часть первая; 2004 – год редактирования; (E) – издание европейское.

Еврокоды являются официальной версией норм Великобритании, Франции, Германии. Они находят отражение в национальных нормах стран Евросоюза и европейской зоны свободной торговли: Австрии, Бельгии, Кипра, Чешской Республики, Дании, Эстонии, Финляндии, Франции, Германии, Греции, Венгрии, Исландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Польши, Португалии, Словакии, Словении, Испании, Швеции, Швейцарии и Великобритании.

Издаются Еврокоды Европейским комитетом по стандартизации (CEN), который размещен в Брюсселе, с указанием даты последней редакции. Практически постоянно ведётся работа над созданием нормативных документов и их улучшением.

Следует иметь в виду, что сегодня каждый инженер-строитель должен обязательно знать Еврокоды общего назначения (EN 1990, EN 1991, EN 1997, EN 1998) и, как минимум, один из так называемых „материальных” Еврокодов EN 1992...EN 1996, EN 1999 по направлениям своей деятельности.

3. Структура EN 1997. Геотехническое проектирование

В 1997 году была опубликована первая редакция норм, которая обеспечивала проектирование оснований и фундаментов, подземных и земляных сооружений. В мировой практике это направление характеризуют одним термином – геотехническое проектирование. Сначала эти нормы состояли из трёх частей, которые имели обозначения ENV и раскрывали основные положения проектирования геотехнических сооружений (первая часть), методы и методики полевых (вторая часть) и лабораторных (третья часть) испытаний грунтов. До 2004 года нормы

были несколько изменены и дополнены и сейчас состоят из двух частей: части 1, которая раскрывает основные правила геотехнического проектирования, обозначается EN 1997-1 (с технической правкой 2009 г. –EN 1997-1:2004/AC 2009), и части 2, которая раскрывает исследования и испытания грунтов для геотехнических целей (фактически объединяет ранее разработанные вторую и третью части ENV 1997-2:1998 и ENV 1997-3:1999). Окончательно эта часть утверждена Европейской комиссией стандартизации (CEN) в 2006 году и используется как нормативный документ, который обозначается EN 1997-2:2007, сокращённо EN 1997-2 или EN 7-2, либо Eurocode 7-2. Возможны соответствующие сокращения и для первой части, например, Eurocode 7-1.

3.1. Состав EN 1997-1: Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила

Еврокод 7-1 состоит из следующих основных разделов, которые учитывают и дополняют требования EN 1990:2002 „Основы проектирования конструкций”:

1. Общие положения.
2. Основы геотехнического проектирования.
3. Геотехнические данные.
4. Надзор за строительством, мониторинг и техническое обслуживание.
5. Насыпи (подушки и обратная засыпка), дренирование, улучшение и закрепление грунтов.
6. Фундаменты на естественном основании.
7. Свайные фундаменты.
8. Устройство анкеров.
9. Удерживающие конструкции (подпорные стены).
10. Гидравлическое разрушение.
11. Общая устойчивость.
12. Насыпи.

В этой части норм геотехнического проектирования также приводятся приложения, которые обеспечивают выполнение принципов и правил, сформулированных в основной части данных норм:

- A. Частные коэффициенты.
- B. Обоснование коэффициентов надёжности.
- C. Предельные значения давления грунта на вертикальные стены.
- D. Аналитические методы расчёта предельного сопротивления основания.
- E. Полуэмпирический метод оценки предельного сопротивления основания.
- F. Методы оценки осадки.
- G. Методы определения предельного сопротивления скального основания.
- H. Предельные деформации сооружений и осадок фундаментов.
- I. Состав надзора за строительством и эксплуатацией, мониторинга.

Примечание. А – нормативное приложение, обязательное для учёта при проектировании геотехнических объектов; В...I – информативные приложения.

Сфера применения

По нормам Еврокод-7 предусмотрено проектирование зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения с учётом геотехнических особенностей их возведения и эксплуатации. В нормах EN 1997-1 сформулированы требования к несущей способности, устойчивости, эксплуатационной пригодности и долговечности зданий, т. е. эта часть норм охватывает почти все направления геотехнического проектирования. При этом отдельно не выделены вопросы проектирования оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях, как это было ранее в СНиП и действующих белорусских нормах ТНПА и украинских ДБН, что представляет сегодня определенные трудности для проектировщиков, работающих в Беларуси и Украине. Такое мнение легко объяснить, указав в качестве примера на отсутствие отдельных требований к проектированию на лёссовых просадочных грунтах с их особыми характеристиками (относительной просадочностью и начальным просадочным давлением). Это ставит под сомнение возможность выполнения надёжных и достоверных расчетов по Евронормам.

В целом, можно отметить ряд особенностей геотехнического проектирования, которые характерны и для других норм проектирования строительных конструкций:

- в нормах рассматриваются требования к расчётам оснований и фундаментов, возведению и эксплуатации зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения, объектов гидротехнического, дорожного и иных видов строительства за исключением специальных зданий (например, атомных электростанций, военных объектов и др.). В ТКП и ДБН, несмотря на гармонизацию их с Евронормами, вопросы всех видов строительных работ, охраны труда и окружающей среды, авторского и технического надзора вынесены в отдельные нормативные документы, в то время, как в EN эти вопросы включены в основные разделы;

- расчёты геотехнических объектов выполняются по предельным состояниям с использованием частных коэффициентов, как это предусмотрено для всех норм проектирования строительных конструкций. Однако только для геотехнического проектирования предусмотрено определение геотехнических воздействий и использование трёх проектных подходов при расчёте оснований и фундаментов;

- проектирование зданий и сооружений выполняется с учётом геотехнических особенностей их возведения и эксплуатации, принимая во внимание и возможность проявления особых воздействий (например, сейсмических, от наводнений и т. д.). Как и для строительных конструкций, в нормах геотехнического проектирования сформулированы дополнительные требования к несущей способности, устойчивости и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений. Эти расчёты относятся как к новому строительству, так и к периоду реконструкции или усилению оснований и фундаментов;

- в тексте норм приведены общие требования и условия их соблюдения для геотехнических объектов, а пояснения расчётов (примеры) отсутствуют. По системе Евроном такое практическое толкование расчётов возможно в рамках технических комитетов, которые отвечают за разработку EN, то есть разъяснения компенсируются публикациями отдельных авторов, которые рассматриваются в юридическом плане как их личное мнение. В системе EN нет документов, аналогичных пособиям к СНиП, СНБ, разъясняющих эти нормативные документы. Сейчас в составе нормативных документов не издаются таких полных пособий к ДБН, что продиктовано наличием рыночных условий и обеспечения развития конкурентоспособности фирм, однако в Беларуси пока существует смешанная система такого рода документов в виде пособий к СНБ и ТКП;

- во всех EN отсутствует повторение требований и рекомендаций, а поэтому проектирование оснований и строительных конструкций ведётся с использованием всех других необходимых стандартов.

3.2. Состав EN 1997-2: Еврокод 7. Геотехническое проектирование.

Часть 2. Исследования и испытания грунтов

Эта часть норм важна, прежде всего, для инженеров-геологов, которые выполняют исследования геологического сложения и выявляют полевыми и лабораторными методами показатели физико-механических свойств грунтов строительных площадок, а инженеры-строители только пользователи данной информации (с определением расчётных показателей грунтов основания) при составлении проектов геотехнических объектов.

В шести разделах основной части текста этого EN изложены пояснения и требования к общим положениям, планированию исследований грунтов, отбору проб грунтов и подземных вод, проведению полевых и лабораторных исследований дисперсных и скальных грунтов, установлению их показателей на современном уровне, требования к составлению отчета по исследованиям грунтов.

В двадцати четырёх информационных приложениях, которые имеют обозначения от А до Х, приведены пояснения к планированию и проведению испытаний грунтов, отдельные простые примеры практического определения их параметров и возможности расчета деформативности и несущей способности оснований для фундаментов мелкого заложения и свайных по показателям, полученным разными методами. Фактически, эти дополнения являются сжатыми примерами таких расчетов, которые взяты из практики и имеют соответствующие ссылки.

Оценивая в целом влияние содержания этой части норм на геотехническое проектирование, следует иметь в виду следующие основные особенности:

- детальное описание методов и методик полевых и лабораторных исследований, обработка результатов испытаний в этой части норм не приводится, поскольку существуют отдельные документы типа EN ISO – стандарты, признан-

ные международным сообществом, требования которых должны учитываться при организации проведения испытаний грунтов;

- планирование объёма исследований зависит от типа и размеров здания или сооружения, уровня его ответственности и сложности, инженерно-геологических условий строительной площадки (геотехнической категории). Геотехнические изыскания выполняются инженерами-геологами вместе с проектировщиками с учетом возможностей геотехнических лабораторий и необходимости практической интерпретации результатов полевых и лабораторных исследований для разработки реальных проектов. Программа геотехнических работ согласовывается с заказчиком;

- намеченные к выполнению исследования грунтов должны согласовываться с требованиями первой части норм, то есть с EN 1997-1;

- в отличие от отечественных норм, отчёты по геотехническим исследованиям включают сведения о грунтах, в том числе и определения их показателей физико-механических свойств, в то время как характеристические, презентативные и расчётные их значения определяются инженерами-строителями, которые также принимают решения относительно устройства фундаментов.

4. Основные положения, терминология и обозначения, принятые в Европейских нормах

В системе EN сформулирован единый *основной подход* к изложению требований, который включает принципы и правила проектирования, возведения и эксплуатации строительных объектов. Принципы в тексте норм обозначаются дополнительно после номера параграфа буквой Р, а правила использования обозначаются цифрой в скобках, например: (5), (7) и др.

Принципы – безусловные требования, которые должны быть выполнены в проекте. Основные положения геотехнического проектирования обязательны для учёта. Они безальтернативные.

Правила использования – это методы и способы обеспечения реализации в проекте принципов. Они рекомендательные. Кроме оговорённых в нормах, разрешается использовать другие правила, при условии, если это гарантирует соблюдение задекларированных в нормах принципов. Дополнительные правила могут быть оговорены в национальных нормах или приняты проектировщиками.

Формульные изложения, как правило, представлены в виде функциональных символьных зависимостей. Такой подход указывает на возможность проектировщика использовать разные методы и формулы практического расчёта, в данном случае оснований и фундаментов, которые, по его мнению, дадут наилучший результат. Возможно использование и альтернативных расчётов, которые повышают надёжность проектных решений. Но эти методы и формулы должны соответствовать сформулированным в нормах принципам и правилам использования.

Терминология в нормах чётко разработана, что обеспечивает единое понимание названий и обозначений, которые используются в нормах всех стран Евросоюза. Заметим, что EN изданы на трёх официальных языках: английском, немецком и французском. В странах, использующих эти нормы, их издают на национальном языке с сохранением идентичного содержания на одном из основных языков. Разрешается в национальных приложениях, которые сопровождают это издание EN, уточнять частные коэффициенты и отдельные положения, которые оговорены в тексте оригинала EN (такие нормы с дополнениями характеризуются как национальные).

Приведём в качестве примера основные обозначения, приводимые в EN-7 и относящиеся к геотехническому проектированию:

геотехнические воздействия – воздействие на сооружение от грунта, засыпки или подземных вод;

грунт – скальная или дисперсная горная порода или насыпь до начала строительства;

сооружение – организованная комбинация составных частей объекта, включая и засыпки грунта, рассчитанная по прочности и жесткости;

сопоставимый опыт – достоверная информация о поведении идентичного сооружения в аналогичных грунтовых условиях;

выводимое значение – величина геотехнического показателя, определенная теоретически, корреляционно или опытным путём из экспериментальных данных.

Условные обозначения в EN сформированы на основе международных требований. Всего использовано 136 символов, из которых 84 обозначено латинскими буквами и 52 символа - греческими. Все символы отвечают требованиям ISO 3898: 1997 и согласуются с обозначениями в иных европейских нормах (EN 1990: 2002). Специальные обозначения, касающиеся расчёта отдельных видов строительных конструкций, дополнительно приводятся в отдельных EN. Среди них наиболее распространены:

A – площадь;

b – ширина фундамента (b' – эффективная ширина фундамента);

d – глубина заложения фундамента;

ℓ – длина фундамента (ℓ' – эффективная длина фундамента);

c – удельное сцепление (c' – при эффективных напряжениях);

ϕ – угол внутреннего трения при сдвиге (ϕ' – при эффективных напряжениях);

q – давление от нагрузки;

E, F, G, H, R, V – силовые величины;

S – осадка;

u – поровое давление воды;

γ – удельный вес грунта (γ_w – удельный вес насыщенного водой грунта);

$\gamma_{(c \text{ индексом})}$ – частный коэффициент к составу нагрузок и воздействий.

Используются в EN также сокращения в названиях процессов, методов, например: CFA – сваи с непрерывной винтовой полостью; OCR – коэффициент переуплотнения и др. в соответствии с английскими названиями.

Принятые размерности:

- сила – кН;
- напряжение – кПа (или кН/м²);
- масса – кг;
- момент – кНм;
- удельный вес – кН/м³;
- коэффициент фильтрации – м/сут.

В целом, принятые в EN обозначения и размерности параметров соответствуют принятым в СНБ и ТКП, ДБН, хотя их количество значительно больше, а сфера использования уже. Это требует от проектировщика повышенного внимания к предписаниям норм, чтобы не допустить ошибок из-за преждевременной „аналогии“.

5. Основы геотехнического проектирования

5.1. Требования к проекту

Для каждой геотехнической ситуации должна проводиться проверка того, что не превышает ни одно из предельных состояний, определенных в EN 1990:2002.

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

- инженерно-геологические условия строительной площадки;
- тип и размер сооружения и его элементов, включая особые требования (например: срок службы и т. д.);
- ситуацию на близлежащей территории (соседние сооружения, транспорт, инженерные коммуникации, растительность и др.);
- гидрогеологические условия;
- сейсмичность;
- влияние окружающей среды (поверхностные воды, оседание грунтов и др.).

Предельные состояния могут возникнуть в грунтовом основании или сооружении, либо может произойти совместное разрушение сооружения и основания. По возможности результаты расчетов следует сравнить с сопоставимыми опытными данными. Минимальные требования к объему и содержанию геотехнических изысканий, расчетов, контрольных проверок при строительстве зависят от сложности каждого геотехнического проекта и сопутствующих рисков.

В связи с этим следует различать:

- легкие и простые сооружения, для которых достаточно минимальных требований, основанных на опыте и геотехнических изысканиях*;
- другие геотехнические сооружения.

Для несложных геотехнических проектов и при малых рисках, как правило, используются упрощенные методы проектирования.

* Примечание: Способ, при котором выполняются эти минимальные требования, может приводиться в национальном приложении.

При назначении требований к геотехническому проекту могут вводиться три геотехнические категории:

- геотехническая категория 1 – включает только небольшие и относительно простые сооружения; базовые требования могут быть выполнены на основе опыта и качественных геотехнических изысканий; риски незначительные;

- геотехническая категория 2 – включает обычные типы сооружений и оснований фундаментов, не связанные с исключительным риском, сложными грунтовыми условиями или условиями нагружения. При проектировании сооружений этой категории можно использовать результаты методов полевых и лабораторных испытаний. К сооружениям геотехнической категории 2 обычно относят: фундаменты на естественном основании, сплошные фундаментные плиты, свайные фундаменты, подпорные стены, земляные выемки, мостовые опоры или устои, насыпи, тоннели в твердой скальной породе, грунтовые анкеры;

- геотехническая категория 3 – сооружения или их части, выходящие за пределы геотехнических категорий 1 и 2. Это, как правило, очень большие необычные сооружения; сооружения в районах с высокой сейсмичностью; сооружения в районах с возможной неустойчивостью площадки или с постоянными перемещениями грунта; сооружения, связанные с необычным риском или особо сложными грунтами или условиями нагружения.

5.2. Проектные ситуации

При геотехническом проектировании необходимо рассматривать как кратковременные, так и долговременные ситуации.

Расчетные ситуации включают:

- воздействия, их сочетания, случаи нагружения;
- общую пригодность основания сооружения по общей устойчивости и смещениям грунтового основания;
- расположение и классификацию различных зон грунта или элементов конструкции, которые включены в расчетную модель;
- уклон подстилающих пластов;
- горные выработки, пустоты, разломы, трещины;
- переслаивание мало- и сильно сжимаемых слоев;
- последствия выщелачивания, эрозии, выемки грунта;
- последствия химической коррозии, выветривания, промерзания, засухи, изменения уровней подземных вод;
- присутствие газов, выделяющихся из грунта;
- чувствительность сооружения к деформациям;
- смещение грунтов основания при горных работах;
- влияние новых сооружений на существующие;
- другие временные и пространственные воздействия на прочность и другие свойства материалов.

5.3. Долговечность

В геотехническом проекте необходимо оценить влияние условий окружающей среды на долговечность материалов и предусмотреть защиту или подбор материалов с соответствующей прочностью. Для этого следует учесть следующие обстоятельства:

- а) для бетона:
 - наличие агрессивных подземных вод или грунтов;
- б) для стали:
 - химические воздействия на элементы фундаментов в грунтах с проницаемостью, достаточной для фильтрации вод и кислорода;
 - коррозия поверхности шпунтовых стенок;
 - точечная коррозия стальных элементов, заделанных в трещиноватый или пористый бетон;
- 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, температуры, напряжений.

5.4. Определение параметров для геотехнического проектирования

В EN все основные параметры, которые касаются нагрузок и воздействий, геометрических размеров, характеристик материалов и грунтов, имеют более сложный порядок назначения, чем был принят в СНиП, а сейчас используется в ТКП или ДБН. Сразу подчеркнём, что нет прямого соответствия между нормативными, расчётными значениями параметров по ТКП или ДБН и характеристическими, репрезентативными (представительными), расчётными (проектными) величинами по EN, хотя сам подход к назначению расчётных значений идентичен и базируется на оценках математической статистики. Рассмотрим указанные параметры на примере для воздействий и грунтов.

Все расчётные значения, относящиеся к нагрузкам или показателям грунтов, разделяются на:

- *characteristic (характеристические)*: неблагоприятные значения параметра при коэффициенте доверительной вероятности $\alpha = 85\%$ или 95% по белорусским и украинским нормам (для грунтов это параметры X_n , X_{II} , X_I). На практике, при проектировании по EN, в качестве характеристических можно использовать среднеарифметические, или номинальные значения, либо величины при квантили в 5% или 95% , установленные по закону нормального распределения (закону Гаусса), в зависимости от конкретной реальной оценки, которая будет принята проектировщиком. Нормы EN позволяют использовать и другие закономерности распределения, если они соответствуют лучшему отражению изменения в выборке показателей при статистическом анализе;

– *representative (репрезентативные или представительские)*: «осторожные» оценки параметров при отсутствии достаточного количества опытных данных для статистической обработки;

– *design (проектные или расчётные)*: величины параметров, которые вводятся в расчёт как наиболее неблагоприятные. Определяются с использованием 23 отдельных частных коэффициентов, уменьшающих или увеличивающих характеристические или репрезентативные значения параметра. Практически они являются коэффициентами надёжности по грунту, нагрузкам, расчётным моделям и др.

Для различия этих параметров в расчётах используют индексы при значении X , которое обозначено соответственно как X_k , $X_{гер}$ или X_d .

Частные коэффициенты на начальной стадии разработки норм назывались коэффициентами безопасности (надёжности) и были близки по смыслу коэффициентам надёжности, принятым в СНиП, СНБ, ТКП, ДБН. По теории надёжности, такие коэффициенты должны определяться расчётом, они будут иметь переменное (по другим переводам – изменяемое) значение, поэтому в последней редакции всех EN их приблизительная оценка и названа частной, т. е. выборочной, для отдельных коэффициентов, которые приведены в виде табличных значений. Следует заметить, что в противовес СНБ, ТКП, ДБН, где этот процесс отсутствует, в EN уделено внимание теории надёжности, что и обеспечивает определение значений частных коэффициентов в необходимых случаях (см. приложение С EN 1990).

Для практического использования значения величин комбинации воздействий при проектировании оснований и конструкций в разных условиях частные коэффициенты определяются по таблицам обязательного приложения А норм EN 1990, а частные коэффициенты для расчётов по предельным состояниям при геотехническом проектировании – по таблицам обязательного приложения А EN 1997-1. Следует сразу заметить, что приведенные в таблицах величины частных коэффициентов рекомендуемые, а их значения могут быть изменены в приложениях национальных норм. В национальных нормах ДСТУ-Н-EN эти показатели принимают с 2013 г. по величине, которая соответствует рекомендованным в EN, как гарантированный подход на сегодня.

Если сравнивать эти частные коэффициенты с коэффициентами надёжности в СНБ, ТКП, ДБН, можно прийти к выводу, что диапазон их изменений более широкий.

5.5. Расчёты при геотехническом проектировании

Расчёты при геотехническом проектировании сооружений выполняются в соответствии с основными требованиями EN 1990:2002 и включают определение:

- воздействий в виде приложенных нагрузок или заданных перемещений;

- свойств грунтов, других материалов;
- геометрических данных;
- предельных величин деформаций, раскрытия трещин, вибраций и т. п.;
- расчетных моделей, описывающих принятое поведение основания для рассматриваемого предельного состояния.

Частичные значения параметров грунтовых и скальных массивов должны быть получены по результатам испытаний, или непосредственно, или посредством корреляции с помощью теоретического аппарата, или эмпирически, или другим способом с использованием имеющих к этому отношение данных.

Отметки и уклоны поверхностей грунта, уровней воды, границ слоев, земляных выемок или размеры геотехнических сооружений должны рассматриваться как геометрические данные.

Расчетная модель может быть:

- аналитической;
- полуэмпирической;
- численной.

Любая расчетная модель должна быть точной или давать погрешность в сторону запаса надежности.

6. Особенности проектирования оснований и строительных конструкций по предельным состояниям по EN

6.1. Общая характеристика предельных состояний

Для всех расчётов, которые производятся согласно EN, предусмотрено выполнение проверок по предельным состояниям. При этом EN 1990 определяет их такими, при которых за такими пределами основание или конструкция больше не отвечает надлежащим расчётным критериям. Заметим, что данный прогрессивный подход к расчёту строительных конструкций и грунтовых оснований был введён в СССР с 1955 года в СНиП и НиТУ* взамен расчётов по допустимым напряжениям и деформациям, а также по разрушающим нагрузкам для железобетонных и каменных конструкций, но реализован в Европе только при подготовке EN, что отражено и в международном стандарте ISO 2394:1998 (E).

И сейчас методика расчёта по двум группам предельных состояний (по прочности и устойчивости и по деформациям) сохраняется в СНиП, СНБ, ТКП, ДБН.

В EN тоже выделены две группы предельных состояний: I (*первая*) – по несущей способности и устойчивости (абсолютные предельные состояния ULS), II (*вторая*) – по эксплуатационной способности (SLS). К первой группе относят проверки на потерю равновесия сооружения или его части; возможность разрушения при чрезмерных деформациях и разрушения вследствие усталости или иных влияний, зависящих от времени. Ко второй группе относят проверки, ко-

которые обеспечивают нормальные условия эксплуатации конструкций, комфорт людей и характеризуют внешний вид зданий (сооружений).

В целом, по направлениям, предельные состояния в EN и СНБ, ТКП, ДБН сходны и имеют близкие расчётные подходы. Однако, по нашему мнению, между ними существует принципиальная разница в характере разделения предельных состояний. В СНиП и СНБ, ТКП, ДБН предельные состояния характеризуются механизмом выведения оснований и конструкций из рабочего состояния (исчерпания несущей способности, образования пластических шарниров, потери устойчивости, проявления сверхнормативных деформаций грунтов оснований и строительных конструкций). В EN – предельные состояния приближены к тем, которые используются в Беларуси и Украине, они прямо вытекают из расчётных схем, хотя для строительных конструкций диапазон их использования обосновывается диаграммой „нагрузка-деформация”. Поэтому EN 1990 предусматривают обязательный учёт расчётных ситуаций при проверках по предельным состояниям. В целом расчётные ситуации разделяют на такие:

- постоянные – при долгосрочной нормальной эксплуатации сооружений;
- переходные, которые возникают в течение ограниченного времени эксплуатации, причём такая возможность реально существует;
- случайные – имеют кратковременные проявления при пожарах, взрывах, ударе, сейсмическом воздействии и др.

Как правило, при расчётах по предельным состояниям постоянную и переходную ситуации считают основными, которые существуют всегда. Случайные рассматриваются как аварийные.

Рассмотрим более углублённо виды предельных состояний и их использование в практике геотехнического проектирования.

6.2. Предельные состояния, рассматриваемые при геотехническом проектировании

Обычно, когда ссылаются на вид предельного состояния, используют английскую аббревиатуру от его названия. Обозначим эти сокращения для основных групп предельных состояний:

I – абсолютное предельное состояние (ultimate limit states - ULS);

II – предельное состояние по эксплуатационной пригодности (serviceability limit states - SLS).

Основные требования к расчётам по предельным состояниям:

1) при проектировании не разрешается превышать предельные состояния – это основное требование, отражающее суть проектирования по предельным состояниям в EN;

2) предельные состояния могут возникать в грунте, в сооружении или одновременно разрушении грунта основания и сооружения;

3) возможность возникновения предельного состояния должна проверяться расчётами, на моделях, натурными испытаниями и наблюдениями, а также исключаться предохранительными (заранее назначаемыми) мерами;

4) расчётные модели должны соответствовать поведению грунта при предполагаемом рассматриваемом предельном состоянии, причём они могут быть аналитические, полуэмпирические и численные.

Упрощённая схема возможных предельных состояний, которые могут быть при геотехническом проектировании в EN, приведена на рис. 1.

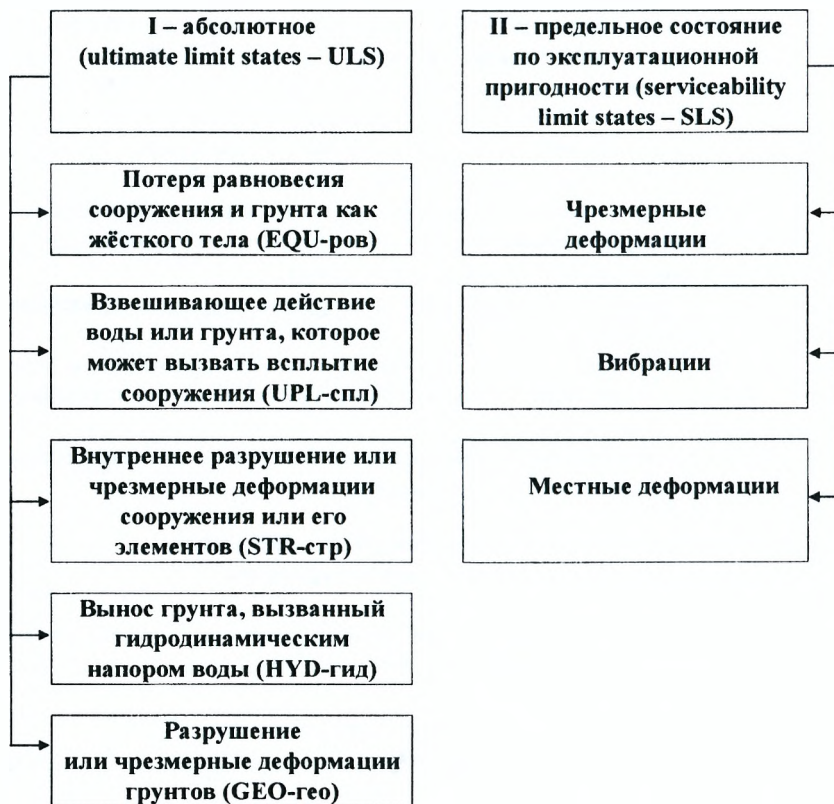


Рисунок 1 – Схема возможных предельных состояний

Следует отметить, что в национальных нормах Беларуси и Украины и в Еврокоде 7 есть ряд похожих положений в проектировании по предельным состояниям. Однако прямое использование европейских норм без учета национальных особенностей проектирования и расчета фундаментов невозможно. В отличие от ТКП и ДБН в Еврокоде 7 более расширен диапазон случаев расчета.

Первое предельное состояние включает в себя расчеты:

- на «потерю устойчивости сооружением или основанием, которые считаются телами большой жесткости, где прочность конструкционных материалов и грунта играет незначительную роль в обеспечении несущей способности (EQU)», например, опрокидывание подпорного сооружения на скальной породе;
- «внутреннее разрушение или чрезмерную деформацию сооружения или его строительных элементов, включая фундаменты, сваи, подвальные стены и т. д., для которых прочность строительных материалов играет решающую роль в обеспечении несущей способности (STR)»;
- «разрушение или чрезмерную деформацию основания, для которого прочность грунта или скальной породы являются определяющими в обеспечении несущей способности (GEO)», например, общая устойчивость, несущая способность фундаментов на естественном основании или свайных фундаментов;
- «потерю устойчивости сооружением или основанием вследствие увеличения гидростатического давления воды (взвешивающее действие) или выпора грунта (UPL)»;
- «гидравлический подъем, внутреннюю эрозию и вымывание грунта, вызванные гидравлическими градиентами (HYD)».

Второе предельное состояние включает в себя расчеты:

- на чрезмерные деформации (прогибы, углы поворота и т. д.);
- вибрации;
- местные деформации.

Рассмотрим детально условия, которые сформулированы в EN 1990 и EN 1997 для каждого предельного состояния, имея в виду, что они являются формульными изложениями с использованием символов, а практическая их реализация предоставляется проектировщику при выборе методов расчёта реальных расчётных схем, формул и параметров. Поэтому, в противовес системе СНиП, в которой к каждой их главе издавались пособия, руководства или иные разъясняющие документы, прямо назначая алгоритм расчёта, подтвержденный примерами, Европейские нормы не регламентируют проектировщику, какие ему использовать подходы или формульные решения. *Это должно исходить из его познаний, умения анализировать, опыта и доверия к выбранным методам расчётов.*

6.3. Расчёт по предельному состоянию равновесия (EQU)

Здание или сооружение рассматривается в целом как жёсткое тело, в котором прочность конструктивных материалов и грунта основания не достаточны для обеспечения сопротивления. В таком случае должно выполняться условие:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}. \quad (1)$$

где $E_{d,dst}$ – проектная (расчётная) величина эффекта дестабилизирующих (сдвигающих, опрокидывающих) нагрузок, которая определяется как:

$$E_{d,dsi} = E \{ \gamma_F \cdot F_{rep} \cdot X_k / \gamma_m \cdot a_d \}. \quad (2)$$

где F_{rep} – представительная величина воздействия (нагрузки);

γ_F – частный коэффициент по нагрузке, принимаемый 1.1 или 1.5 (для постоянных и временных нагрузок);

X_k – характеристические величины показателей свойств грунта;

γ_m – частный коэффициент по грунту принимают 1.0; 1.25; 1.4;

a_d – проектные геометрические размеры;

$E_{d,sta}$ – расчётная (проектная) величина эффекта стабилизирующих (удерживающих) нагрузок, которая определяется как:

$$E_{d,sta} = E \{ \gamma_F \cdot F_{rep} \cdot X_k / \gamma_m \}_{sta}, \quad (3)$$

где γ_F – частный коэффициент по нагрузке, который равен 0 для временных нагрузок или 0,9 для постоянных;

γ_m – частный коэффициент по грунту, принимаемый 1.0; 1.25; 1.4.

Следует отметить, что основное условие предельного состояния проявляется только на функциональном уровне, а не обеспечивается прямо расчётными формулами. Частные коэффициенты необходимо назначать из групп А, М, R с учётом расчётных ситуаций и проектных подходов. Во всех принципах обозначение d для воздействий и сопротивлений указывает на их определение из расчёта, поэтому может трактоваться как расчётное или проектное значение (design). Это относится и к иным предельным состояниям.

6.4. Расчёт по предельным состояниям разрушения конструкции, сооружения (STR) и чрезмерных деформаций (GEO)

Проверка этого предельного состояния выполняется для каркаса здания или сооружения либо для отдельных его конструктивных элементов с учётом геотехнических воздействий. Общее условие для указанных предельных состояний:

$$E_d \leq R_d, \quad (4)$$

где E_d – проектные (расчётные) значения эффекта нагружения, определяемые как:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \{ \gamma_F \cdot F_{rep} \cdot X_k / \gamma_m \cdot a_d \}, \quad (5)$$

где γ_E – частные коэффициенты к эффекту нагружений по грунту;

R_d – расчётное значение эффекта сопротивления, определяемое как:

$$R_d = R \{ \gamma_F \cdot F_{rep} \cdot X_k / \gamma_m \cdot a_d \} / \gamma_R, \quad (6)$$

где γ_R – частный коэффициент к сопротивлению, значение которого принимается в каждом конкретном случае отдельно.

Эти типы предельных состояний являются решающими при расчётах не только фундаментов, но и подпорных стен и геотехнических сооружений в целом.

Применение формул (5) и (6) определяется использованием одного из трех принципов проектирования. В первом принципе проектирования для всех проектов требуются проверки для двух наборов коэффициентов, используемых в двух различных ситуациях. Если один из наборов этих коэффициентов является доминирующим в проекте, то выполнение расчетов при втором наборе не обязательно. Во втором принципе проектирования коэффициенты применяются либо к воздействиям, либо к результатам воздействий и сопротивлениям. В третьем принципе проектирования коэффициенты применяются к воздействиям или результатам воздействий от сооружений и к параметрам грунта (материала). Во втором и третьем принципах проектирования для каждой части проекта требуется один единственный расчет, в котором применение коэффициентов соответствует этому расчету.

Во всех принципах подстрочное обозначение к воздействиям и сопротивлениям „d” указывает на их назначение в расчёте, поэтому может трактоваться как расчётное или проектное значение (design). Это замечание относится и к другим предельным состояниям, рассматриваемым ниже.

Под эффектом нагружений понимают силы, напряжения, изгибающие моменты, давление и др., которые возникают в конструкциях и основании при их нагружениях.

6.5. Проверка взвешивающего действия воды на здание и грунт (UPL)

При возможности влияния грунтовых вод необходимо обеспечивать выполнение такого условия

$$V_{d.dst} \leq G_{d.stb} + R_d, \quad (7)$$

где $V_{d.dst}$ – расчётная величина дестабилизирующего нагружения от давления воды;

$G_{d.stb}$ – вертикальное стабилизирующее нагружение в основании здания;

R_d – величина дополнительного сопротивления подъёму здания.

Оценка взвешивающего действия воды – это проверка того, что проектное сочетание постоянных и переменных вертикальных воздействий $V_{d.dst}$ меньше или равно сумме проектного значения стабилизирующих постоянных вертикальных воздействий $G_{d.stb}$ и проектной величины дополнительного сопротивления поднятия R_d .

Понятно, что указанные величины воздействий и сопротивлений должны определяться с учётом соответствующих частных коэффициентов.

6.6. Проверка устойчивости основания при суффозионных процессах (HYD)

Для этого предельного состояния по разрушению из-за фильтрации воды в грунте для каждого характерного столба грунта необходимо проверять, что проектная величина дестабилизирующего полного порового давления воды $U_{d.dst}$

по низу столба или проектная величина силы фильтрации в столбе грунта меньше или равна стабилизирующему полному вертикальному напряжению $\sigma_{d.stb}$ по низу грунтового столба или весу этого столба во взвешенном состоянии

$$U_{d.dst} \leq \sigma_{d.stb}, \quad (8)$$

где $U_{d.dst}$ – расчётное значение дестабилизирующего давления воды при её гидродинамическом воздействии в грунте;

$\sigma_{d.stb}$ – расчётное значение вертикальных стабилизирующих напряжений в грунте.

Также должно соблюдаться дополнительное условие

$$S_{d.dst} \leq \sigma'_{d.stb}, \quad (9)$$

где $S_{d.dst}$ – расчётная величина силы воздействия подземной воды;

$\sigma'_{d.stb}$ – расчётная величина нагрузки в грунте.

6.7. Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности сооружения (SLS)

Для всего сооружения (здания) или его части должно выполняться условие

$$E_d \leq C_d, \quad (10)$$

где E_d – расчётное значение эффекта нагружения (величины деформации и др.);

C_d – расчётные величины допустимых значений эффекта нагружения (осадки, крена и др.).

Фактически, это – расчёты по деформациям. Для них используют значения частных коэффициентов, которые равны 1.0.

Допустимые значения деформации основания назначаются в зависимости от вида здания и его материала, типа оснований и фундаментов, характера протекания деформаций основания, особого видения проектировщика, а также эксплуатационных особенностей конструкции здания или его возведения.

Характерно, что для всех частей Еврокода характерным является разрешение и требование выполнять расчёты и в целом проектировать с учетом собственного видения и оценки проектировщика, что в белорусских и украинских нормах не подчёркивается, а наоборот, требуется чётко выполнять указания норм. К тому же подчёркивается, что проектировщики, строители, как и инженеры, ответственные за эксплуатацию, должны быть квалифицированными исходя из особенностей строительных объектов.

7. Использование других возможных ситуаций при геотехническом проектировании

Рассмотрим кратко некоторые другие возможные ситуации при расчёте оснований и фундаментов, которые рекомендуются для учёта нормами Еврокод-7.

Проектирование по предписанным мерам

В тех случаях, когда расчётные модели отсутствуют, используют предписываемые меры, чтобы не допустить возможности возникновения предельных состояний. Такие случаи устанавливаются национальными нормами с учётом особых воздействий. Наиболее часто этот подход используют при проектировании простых объектов. Проектирование по предписанным мерам допустимо, если имеется сопоставимый опыт, и тогда излишне проведение расчетов.

Проектирование с использованием исследований на моделях и натурных испытаний

Модельные и натурные исследования позволяют прогнозировать поведение основания и сооружения. Важно установить соответствие такого моделирования натурному объекту и учесть фактор воздействия во времени, различие грунтов модели и реальной площадки. Такой подход даёт возможность прогнозировать поведение системы „основание-фундамент-надземная часть здания (сооружения)” при возведении и эксплуатации.

Наблюдательный способ проектирования

Возводя сооружения, устанавливают непрерывное наблюдение за поведением здания и учитывают полученные данные посредством корректировки проекта. Используют такой способ, если тяжело прогнозировать геотехническое поведение основания и сооружения. Для Беларуси и Украины это позволяет проверять надёжность принятых методов расчёта и выполнения работ по проекту, приобрести позитивный опыт проектирования по EN.

Геотехнический отчёт

Геотехнический отчёт является составной частью геотехнического проекта. В нём приводят сведения о сооружении, строительной площадке, а также нормативные документы, расчёты и содержание мониторинга.

Геотехнические сведения

Геотехнические сведения включают данные по геологии, геоморфологии, сейсмичности, гидрогеологии, истории площадки, свойствам грунтов и подземных вод.

Содержание и перечень геотехнических исследований планируются с учётом стадии изысканий (предварительная или проектная), геотехнической категории объекта. Программа изысканий может корректироваться в процессе проектирования.

Устанавливаются требования к классификации грунтов, даются рекомендации по определению показателей их свойств в лабораторных и полевых условиях.

Результаты геотехнических изысканий завершаются отчётом об исследовании грунтов, который входит как раздел в геотехнический отчёт. В нормах чётко сформулированы требования к отчёту об изысканиях.

К проектированию фундаментов мелкого заложения и свайных на естественном или искусственном основании нормами установлены особые требования.

Следует отметить, что в целом порядок выполнения изысканий и их объёмы устанавливают согласно подходам, которые действуют в белорусских ТНПА и украинских ДБН. Поэтому необходимо подчеркнуть, что классификации грунтов в белорусских и украинских нормах резко отличаются, как и методы с методиками определения показателей механических свойств грунтов, что в значительной мере влияет на результаты расчётов оснований и фундаментов.

8. Особенности практического расчёта столбчатого железобетонного фундамента по Европейским нормам

Рассмотрим особенности практической реализации геотехнического проектирования на примере расчёта столбчатого фундамента под колонну на естественном основании, поясняя при этом основные положения такого расчёта. Заметим, что в английской технической литературе и учебниках, а также в белорусских ТНПА, такой фундамент называют „плитным”.

Таким образом, проектирование фундаментов согласно Европейским нормам относится к геотехническому проектированию. Во всех случаях расчёты выполняют по предельным состояниям: ULS – несущей способности грунта основания и материала тела фундамента, SLS – эксплуатационной пригодности (по такому состоянию рассчитывают осадки основания). Главным отличием от белорусских и украинских норм является то, что определяют геометрические размеры фундамента по расчёту несущей способности основания, когда её предельное значение, уменьшенное на частный коэффициент, используется как допустимое давление на грунт несущего слоя. Необходимо заметить, что расчётное сопротивление грунта R , теоретическое обоснование которого было выполнено ещё профессором Н. П. Пузыревским в 1923 г. и со временем подверглось корректировке, в большинстве стран мира, включая страны ЕС, в практике проектирования не используется.

Для распределительных фундаментов, у которых нагрузки от сооружения передаются только через подошву фундамента, рассчитывают по одной схеме. В ТКП и ДБН это фундаменты мелкого заложения, в зависимости от конструкции – ленточные или плитные – только такие типы фундаментов обычно используют в мире, имея в виду, что их конструктивное решение может быть разным. При этом глубину заложения фундаментов на начальной (подготовительной) стадии задают ориентировочно, уточняя её при проверке по несущей способности грунта основания и прочности материала фундамента. Последняя проверка на продавливание плитной части фундамента выполняется по периметру опорной части несущей конструкции, что может привести и к изменению глубины заложения фундамента. Это не означает, что правило прорезания поверхностного слабого слоя грунта по условиям геологического строения, как это принято в Беларуси и Украине, игнорируется, но EN не требуют такого детального рассмотрения при назначении минимальной глубины заложения фундамента согласно требованию ТКП и ДБН. Также EN не регламентируют назна-

чение предварительных геометрических размеров фундаментов. Это устанавливается с учётом опыта проектировщика, хотя в большинстве стран существует оценка допустимого давления на региональные грунты – аналог нашего условного расчётного сопротивления R_n , величина которого для разных грунтов приведена в таблицах приложений ТКП, ДБН.

Полное проектирование распределительных фундаментов на практике включает на подготовительном этапе учёт типа сооружения (здания) по геотехнической категории, оценку грунтовых условий с определением характеристических, репрезентативных и расчётных значений параметров грунта. Заметим еще раз, что эту работу выполняет инженер-конструктор, а не инженер-геолог (геотехник), задача которого представить геологическое строение площадки и привести результаты полевых и лабораторных испытаний образцов грунта. Как известно, в Беларуси и Украине нормативные и расчётные показатели грунтов приводятся в отчётах по инженерно-геологическим изысканиям, следовательно, задача оценки строительных свойств грунтов возлагается на инженеров-геологов. Легко осознать, что наделение такими полномочиями инженеров-геологов в ТКП и ДБН необоснованное, поскольку **только инженер-конструктор, который определяет методы расчёта, может назначать типы фундаментов с учётом характеристик грунтов, которые обеспечивают эти расчёты.**

Следует также отметить, что в белорусских и украинских нормах действует понятие „инженерно-геологический элемент”, Европейские нормы такой термин не используют, а применяют термин „слой”.

Согласно конструктивной схеме сооружения ведут расчёт характеристических значений нагрузок, которые в дальнейшем будут использованы в расчётах как расчётные, определяемые с частными коэффициентами.

Проектировщик, таким образом, обязан при проектировании фундаментов рассматривать их все в сооружении, с учётом отличий, согласно исходным данным. Он составляет расчётную схему, выбирает расчётную ситуацию, назначает предельные состояния, рассмотрение которых обеспечивает надёжность запроектированного фундамента, а также выбирает проектные подходы, для которых и устанавливает комбинации нагрузжений.

С учётом этого принимаем, что постоянные и переменные нагрузки уже назначены, а грунт основания включает только один слой с характеристическими значениями параметров, которые уже заданы согласно условиям проекта. Фактически, при выполнении этих расчётов игнорируются местные условия, сооружение рассматривается как каркасное из монолитного железобетона, поперечное сечение колонн в нём принято согласно условиям проекта.

Поскольку расчёт по материалу выполнять не планируется, то данные о бетоне и арматуре для конструирования фундамента на первой стадии расчёта не приводятся. Упрощается конструктивное решение фундамента: во всех случаях его сначала нужно принять одноступенчатым, что в мировой практике очень часто и используется как оптимальное решение по стоимости. Уплотнение или

упрочнение основания в данном случае не рассматриваются, а расчёты выполняются для естественного основания.

Также для расчёта фундаментов условно опускаются случайные воздействия и геотехнические воздействия, связанные с инженерно-геологическими (геотехническими) процессами и явлениями, включая и перспективную оценку возможности изменения параметров грунта во времени (обводнения, просадки, набухания и др.).

Выполнение такого расчёта, как проектирование фундаментов, на практике начинают с оценки исходных данных. Самостоятельно принимают назначение каркасного сооружения, а практически, на основе принятого объёмно-планировочного решения, учитывают сетку колонн и расположение каждой колонны – угловая, крайнего или среднего ряда. В дальнейшем придерживаются такого порядка:

1. Составляют расчётную схему (рис.2).

2. Назначают габаритные размеры фундамента и нагрузки, действующие на подошве фундамента.

Поскольку прямой опыт проектирования фундаментов по EN как у специалистов, так и у студентов практически отсутствует, воспользуемся следующей последовательностью расчета:

– принимаем фундамент симметричным;

– назначаем сначала размеры подошвы фундамента $b \times l$, или $B \times L$ по обозначениям в EN (рис.2), используя опыт проектирования в Беларуси и Украине, при расчетной величине R_0 , учитывающей крупность, плотность и влажность.

Для глинистых грунтов величину R_0 определяем по виду, состоянию и величине коэффициента пористости. Европейская классификация для грунтов по сути отличается от принятой в Беларуси и Украине, но тоже базируется на определении гранулометрического состава и учитывает дополнительно число пластичности I_p , хотя аналога термина “супесь” в странах ЕС не существует вообще.

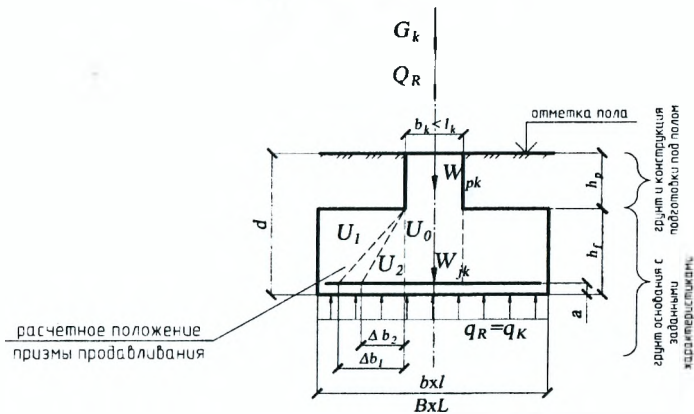
Для центрально-нагруженного столбчатого фундамента стороны подошвы принимают равными $l = b$, значения которых условно составляют:

$$b = \sqrt{\frac{(G_k + Q_k) \times (1.35 \dots 1.50)}{R_0}}, \text{ м.} \quad (11)$$

В этой формуле учитываем характеристические значения G_k и Q_k , которые приложены к фундаменту в уровне подошвы. Коэффициент, который учитывает действующие расчётные нагрузки, принимаем по величинам частных коэффициентов в диапазоне 1.35...1.50 для предварительного назначения, как максимально возможный во всех случаях к расчётным нагрузкам (чаще всего 1.40 или 1.45).

В странах Европы не используют традиционную формулу, принятую в Беларуси и Украине, для предварительного определения площади подошвы столбчатого фундамента:

$$b = \sqrt{\frac{N^{\#}}{R_0 - 20d_0}} \approx b \sqrt{\frac{G_k + Q_k}{R_0 - 20d_0}}, \text{ м.} \quad (12)$$



G_k – постоянная нагрузка; Q_k – переменная нагрузка; $W_{п.к}$ – вес конструкции подколонника, пола и грунта; $W_{ф.к}$ – вес конструкции фундамента; q_E – давление на грунт, равное сопротивлению грунта q_R ; a – защитный слой арматуры; d – глубина заложения фундамента
Рисунок 2 – Расчетная схема фундамента, учитывающая принятую расчетную ситуацию

Необходимо иметь в виду, что метод приближения при расчетах фундаментов в странах ЕС и мира известен как метод „проб и ошибок“. При этом суть его остается постоянной: в конечном случае будут приняты такие размеры фундаментов, которые удовлетворяют требования предельных состояний. Вычисленное значение “ b ”, которое в EN обозначают заглавной буквой „ B “, принимаем большей из величины, кратной 100 мм. Такие рекомендации относительно размеров сохраняются и в практике проектирования фундаментов стран ЕС.

Заметим, что формулы (11) и (12) можно использовать и для предварительного назначения ширины подошвы прямоугольного фундамента. Поскольку $l/b = L/B = \eta$, то площадь подошвы фундамента равна $A = \eta \cdot b^2 = \eta \cdot B^2$.

Поскольку рассматриваемое сооружение – каркасное здание гражданского или промышленного назначения средних размеров, оно относится ко второй геотехнической категории. При отсутствии изгибающего момента, который действует на рассчитываемом уровне, в данном случае на уровне пола, эффективная площадь подошвы фундамента A' равна номинальной A , определенной согласно размерам, представленным выше, т. е. $A' = B' \times L' = b \times l$, м^2 . Величины B' и L' равны: $B' = B - 2e_B$; $L' = L - e_L$, где e_B и e_L – соответственно эксцентриситеты воздействия моментов к сторонам подошвы. Поскольку фундамент из монолитного железобетона, то он хорошо работает на растяжение, поэтому толщина фундаментной плиты h_f может быть принята по условию опыта $h_f \leq (1/4..1/3) \cdot b$, но не менее $h_f = 300$ мм. Размеры высот ступеней или плиты принимают кратными 50 мм.

Глубину заложения фундамента d для объекта в Беларуси и Украине примем с учётом глубины промерзания. При выполнении практических расчётов предварительно d можно задать в пределах 1.0...1.5 м, как для объекта, не имеющего подвального помещения. При этом требования относительно толщины слоя подготовки и конструкции пола могут не иметь такого жесткого значения, как в Беларуси и Украине (150 мм), а быть значительно большими, чем 150 мм. С учетом величин h_f и h_p проектировщик принимает решение о значении d .

Определим величину собственного веса фундамента или фундаментной плиты W_f и конструкции подколонника, подготовки и пола W_p , которую упрощённо принимаем как условный вес грунта W_s . Их характеристические значения равны:

$$\left. \begin{aligned} W_{f,k} &= A \cdot h_f \cdot \gamma_m = b^2 \cdot h_f \cdot \gamma_m = 25 \cdot b^2 \cdot h_f \cdot \kappa H \\ W_{p,k} &= A \cdot h_p \cdot \gamma_{p,s} = b^2 \cdot h_p \cdot \gamma_{m,s} \cdot \kappa H \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Для упрощения расчёта значение удельного веса грунта эквивалентного слоя подготовки $\gamma_{m,s}$ принимают по опыту. На практике, как правило, $\gamma_{m,s}$ учитывают отдельно, в зависимости от конструкции пола. В целом сбор нагрузок должен включать веса подколонника $W_{k,k}$, пола W_k и грунта подготовки в границах плана фундамента $W_{s,k}$, т. е. $W_{p,k} = W_{k,k} + W_k + W_{s,k}$.

Принимаем расчётную ситуацию по определению Европейских норм соответственно к расчётной схеме как постоянную (устойчивую), т. е. такую, которая будет сохраняться на протяжении всего срока эксплуатации здания.

3. Расчёт по предельным состояниям выполняем согласно расчётным подходам, которые рассмотрены при геотехническом проектировании по несущей способности (ULS). Эти расчёты выполняются как проверка по состоянию STR/GEO с использованием данных, которые приведены на расчётной схеме. Как известно, в EN 1997 используются три проектных подхода, для каждого из которых отдельно определяются расчётные значения нагрузок и параметров грунта с частными коэффициентами, которые приведены в таблицах EN 1990 и EN 1997. Таким образом, проверка предусматривает назначение расчётных нагрузок для принятой её комбинации и расчётных величин параметров прочности грунта и сопротивления (общей несущей способности) грунтового основания.

4. Назначая расчётную величину действующих нагрузок, необходимо учитывать, что:

а) величины постоянного и переменного воздействий являются характеристическими значениями, т. е. G_k и Q_k , которые предварительно установлены при статических расчётах конструкции сооружения в виде осторожной оценки средней величины воздействия, либо вероятность проявления наихудших (гарантированных) значений при квантили 5 % или 95 %, как нижнего или верхнего значения, не учитывалась, поскольку сооружение относится ко второй геотехнической категории (п.4.1.2 EN 1990).

Значит, в данном случае, это среднее значение воздействий $G_k = G_m$; $Q_k = Q_m$ (индекс m означает среднее значение – обозначение EN);

б) репрезентативные значения этих воздействий устанавливаются при геотехнических расчётах по предельному состоянию STR/GEO с использованием частных коэффициентов ψ , которые для данного расчёта рекомендуется принимать:

– для постоянного воздействия, когда $G_{rep} = \psi \cdot G_k$, $\psi = 1,0$ (по п.6.3.1 и формуле (6.1 б) в EN1990);

– для переменного воздействия, когда $Q_{rep} = \psi \cdot Q_k$ (по формуле (6.1 б) там же), где ψ принимается в данном случае для постоянной (устойчивой) расчётной ситуации с учётом того, что это проходное переменное воздействие (оно по расчётной схеме одно), как и для постоянного воздействия, $\psi = 1,0$. Если же на практике есть другое значение $Q_{k,i}$, оно рассматривается как комбинационная величина сопутствующего переменного воздействия и тогда необходимо назначить $Q_{rep,i} = \psi_0 \cdot Q_{k,i}$, где ψ_0 используется как понижающий коэффициент по табл. А.1.1 EN 1990, чаще всего $\psi_0 = 0.5 \dots 0.7$;

в) расчётные значения воздействий, которые рассматриваются, назначаются для предельного состояния STR/GEO по формулам (6.1 а) п.6.3.1 EN 1990:

$$\left. \begin{array}{l} \text{– постоянного: } G_s = \gamma_G \cdot G_{crp} \\ \text{– переменного: } Q_s = \gamma_Q \cdot Q_{crp} \end{array} \right\} \quad (14)$$

Коэффициенты γ_G и γ_Q принимают в зависимости от проектных подходов, которые рекомендуется выполнять при расчёте фундаментов.

Приведём общее правило определения состава частных коэффициентов для проектных подходов при геотехническом проектировании любых объектов.

С этой целью для упрощения понимания покажем комбинации воздействий в символьном обозначении. Частные коэффициенты приведены в разных таблицах приложения А EN1997. Они относятся к расчётным значениям воздействий, обозначенных в EN как суммарный набор коэффициентов с индексом А; грунта (материалов по EN) из суммы с обозначениями индексом М; сопротивления конструкции или основания – с множествами, обозначенными индексом R. Соответственно, частные коэффициенты к воздействиям обозначают γ_F (т. е. для конкретных видов воздействий – γ_G , γ_Q , γ_A) и последствий (эффектов) воздействий γ_E ; – к свойствам грунтов или материалов γ_M (например, для грунтов – γ_ϕ ; γ_c ; γ_γ) и сопротивлений конструкций и основания γ_R . Состав коэффициентов (слагаемых) может быть принят для каждого проектного подхода по общему правилу с условным соединением их знаком „+” (плюс). Рассмотрим рекомендации относительно такого обозначения, которые заданы по этому поводу для отдельных проектных подходов европейским техническим подкомитетом CEN/TC 250-/SC7.

Проектный подход 1 (сокращённо обозначают ДА-1)

Комбинация 1. Состав частных коэффициентов принимается из их сложения А1 „+” М1 „+” R1, который соответственно устанавливается:

- для слагаемого А1 по табл. А3 EN 1997 в зависимости от того, воздействия благоприятны или неблагоприятны;

• для сопротивления грунта используют слагаемое $M1$ (табл. А4) и слагаемое $R1$ (табл. 4.5...4.8 и А12...А14 соответственно).

В данном случае имеем: $\gamma_{\phi I} = \gamma_{cI} = \gamma_{cu} = \gamma_y = 1,0$ и $\gamma_V = 1,0$.

Комбинация 2. Состав частных коэффициентов принимается из слагаемых А2 „+“ М2 „+“ R1 соответственно (табл. А2 и А3 для γ_G и γ_Q ; табл. А.4 для γ_M и табл. А.8...А.14 для γ_R в тех же нормах).

Проектный подход 2 использует одну комбинацию, которая имеет следующий набор частных коэффициентов из слагаемых А1 „+“ М1 „+“ R1, но здесь использование коэффициентов зависит от того, имеем ли дело с воздействиями, свойствами грунта и сопротивлением – проектный подход, который, обычно, обозначают ДА-2, или имеем дело с последствиями воздействий (проектный подход ДА-2*). Для ДА-2 используют правило подбора частных коэффициентов к воздействиям – „из одного источника“, а в ДА-2* используют частные коэффициенты равными 1.0 (т. е. принимают в расчёт характеристические значения величин), а к последствиям воздействий используют единый частный коэффициент. Коэффициенты принимают по приложению А EN 1997.

Проектный подход 3 (сокращённо обозначают ДА-3)

Он имеет комбинационный набор коэффициентов со слагаемыми (А1 или А2) „+“ М2 „+“ R3. При этом слагаемое А1 используется к воздействиям, а А2 – к геотехническим воздействиям. Коэффициенты принимают также по приложению А EN 1997. Схема подхода к выбору таблиц в проектных подходах 2 и 3 такая же, как и для проектного подхода 1.

Рассмотрим упрощённую оценку частных коэффициентов к воздействиям, которые рассматриваются при расчёте центрально нагруженного фундамента мелкого заложения (распределительного по EN):

1) для проектного подхода 1 примем две комбинации нагрузок, для которых имеем такие рекомендованные значения:

– по табл. А1.2 (В): $\gamma_G = 1.35$; $\gamma_Q = 1.50$;

– по табл. А.1.2 (С): $\gamma_G = 1.00$; $\gamma_Q = 1.30$.

Итак, расчётное значение суммарного воздействия на фундамент в комбинациях 1 и 2 будет означать как вертикальное воздействие, что учитывает приложенные величины воздействий G_k и Q_k с весом фундамента $W_{Gk,1}$ и грунта на его обрезам $W_{Gk,2} = W_{p,k}$ (см. расчётную схему выше). Остальные назначаются по принятым для проверки геометрических размеров фундамента формулам (13):

– по упрощённой оценке, как это указано выше, при подборе размеров фундамента:

$$W_{Gk,1} = V_f \cdot \gamma_m = A_f \cdot h_f \cdot \gamma_m,$$

где A_f – площадь подошвы фундамента;

h_f – высота плитной части фундамента (принятого одноступенчатым);

– вес грунта на обрезам фундамента (с учётом упрощения):

$$W_{Gk,2} = V_s \cdot \gamma_{ms} = A_f \cdot h_p \cdot \gamma_{ms};$$

h_p – приведенная толщина грунта подготовки под полом и самого пола в границах плана фундаментной плиты;

γ_{ms} – удельный вес грунта с учетом конструкции пола и проходящей через него части колонны. Для предварительных расчётов можно условно принимать в диапазоне $\gamma_{ms} = 18,5 \dots 20,5$ кН/м³ и уточнять с учётом конструкции пола.

В реальных расчётах необходимо назначать отдельно все элементы действующих нагрузок (в данном случае воздействия от колонны, обратной засыпки над фундаментом, конструкции пола в этих же границах и отдельно нагрузку на пол, которая принята по проекту).

Таким образом, вертикальное расчётное воздействие V_d в уровне подошвы фундамента будет (с учетом $G_{rep} = G_k$ и $Q_{rep} = Q_k$):

$$V_d = \gamma_G(G_k + W_{Gk,1} + W_{Gk,2}) + \gamma_Q G_k. \quad (15)$$

Формула (15) при общем случае для устойчивых и переходных расчётных ситуаций:

$$V_d = \gamma_G \sqrt{G_{k,i}} + \gamma_Q \sqrt{Q_{k,i}}, \quad (15a)$$

где общее количество воздействий соответственно n и m . При $m > 1$ для переменного переменного воздействия, Q_k назначают $\gamma_Q = 1$, а для сопутствующих воздействий $Q_{k,j}$ принимают понижающие коэффициенты;

2) для проектного подхода 2 принимаем одну комбинацию нагрузок, для которой используем следующие значения частных коэффициентов по табл. А 1.2 (В), т. е. $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1.50$;

Другие назначения выполняем, как и для проектного подхода 1:

3) для проектного подхода 3 также рассматриваем одну комбинацию нагрузок, с такими же частными коэффициентами к воздействиям, как для проектного подхода 2, т. е. $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1.50$.

Назначения комбинаций воздействий обеспечивает установление левой части неравенства для предельного состояния STR/GEO – расчётной величины влияния воздействий E_d для каждого из проектных подходов. При этих альтернативных расчётах неравенство (6.8) по EN 1990 остаётся постоянным:

$$E_d \leq R_d. \quad (16)$$

Величина расчётного значения сопротивления R_d назначается при расчёте фундаментов по несущей способности грунта основания. В расчёте R_d используют свои частные коэффициенты, которые относят к свойствам грунта и сопротивлению основания.

Для грунта несущего слоя используют характеристические значения его параметров. Как и для воздействий, характеристические значения параметров грунта представляют собой их „осторожную” оценку, что может иметь среднее, нижнее или верхнее значения. Тут нижнее и верхнее значения назначаются посредством статистической обработки результатов лабораторных определений при квантилях в 5% и 95% соответственно (оценки этих значений в EN во всех

предельных состояниях, проектных подходах и расчётных ситуациях назначаются по одной методике).

Расчётные величины геотехнических параметров устанавливаются согласно требованию п. 2.4.6.2 EN 1997 по формуле:

$$M = X_k / \gamma_M, \quad (17)$$

где γ_M – частный коэффициент, который устанавливается при предельном состоянии STR/GEO отдельно для каждого параметра грунта к постоянной или переходной расчётной ситуации по табл. 1.4 EN 1997, которую для удобства приведём ниже полностью (табл.1). Здесь γ_M является укрупнённым переходным частным коэффициентом, который не предусматривает промежуточного определения репрезентативного значения X_{rep} .

Расчётное значение сопротивления R_d фундамента мелкого заложения (грунтового основания) определяется с учётом частных коэффициентов, которые рекомендуется принять отдельно к сопротивлению несущей способности и сопротивлению сдвига по табл. A.5 EN 1997, которое также приведено ниже полностью (табл. 2).

Таблица 1 – Частные коэффициенты к параметрам грунта γ_M

Параметр грунта	Показатель, к которому коэффициент используется	Обозначение частного коэффициента	Значения γ_M для слагаемых	
			M1	M2
Эффективный угол сопротивления сдвигу (внутреннего трения)	$tg\varphi'$	γ'_φ	1,0	1,25
Эффективное удельное сцепление	c'	γ'_c	1,0	1,25
Недренированное удельное сцепление	c_u	γ_{cu}	1,0	1,4
Сопротивление при простом сжатии	q_u	γ_{qu}	1,0	1,4
Удельный вес	γ	γ_γ	1,0	1,0

Таблица 2 – Частные коэффициенты сопротивления γ_R для фундаментов мелкого заложения

Характер сопротивления (при направлении воздействия)	Показатель, к которому коэффициент применяется	Обозначение частного коэффициента	Значения γ_R для слагаемых		
			R1	R2	R3
Сопротивление по несущей способности на сжатие (вертикальное воздействие)	q_{ult}	γ_{RV}	1,0	1,4	1,0
Сопротивление на сдвиг (горизонтальное воздействие)	τ_u	γ_{RA}	1,0	1,1	1,1

Общее неравенство по предельному состоянию STR/GEO имеет вид

$$V_d \leq R_d, \quad (18)$$

где V_d – расчётное значение вертикального воздействия;

R_d – расчётное значение сопротивления грунта несущего слоя (под подошвой фундамента).

Часто на практике и это условие упрощают до вида

$$q_{Ed} \leq q_{Rd}, \quad (19)$$

где q_{Ed} – расчётное давление на грунт основания (эффект воздействия), которое в данном случае формируется как равномерно распределённое по подошве (рис. 2) и выражается как

$$q_{Rd} = \sum V_d / A', \quad (20)$$

где q_{Rd} – соответствующее расчётное сопротивление грунта основания, которое характеризует несущую способность основания – q_{ult} .

EN 1997 рекомендуют для определения q_{ult} использовать формулу Чена, приведенную в приложении D этих норм (формула Д.2)

$$q_{ult} = R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma, \quad (21)$$

где c' – эффективное удельное сцепление грунта;

q' – эффективное давление грунта на уровне подошвы фундамента;

γ' – эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента.

Эффективное значение c' определяется для напряжённого состояния основания с учётом порового давления, а эффективные значения q' и γ' определяются с учётом взвешивающего действия грунтовой воды. Эффективная площадь подошвы прямоугольного фундамента $A' = B' \times L'$.

Коэффициенты несущей способности N_q, N_c, N_γ определяют по формулам

$$\left. \begin{aligned} N_q &= e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi'} \cdot \text{tg}^2 (45 + \varphi' / 2); \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \varphi'; \\ N_\gamma &= 2(N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi'; \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

которые учитывают негладкую (неровную шероховатую) подошву фундамента при $\sigma \geq \varphi' / 2$. Здесь φ' – эффективный угол внутреннего трения грунта несущего слоя основания.

Коэффициенты наклона подошвы фундамента b_c, b_q и b_γ определяют:

$$\left. \begin{aligned} b_c &= b_q \cdot (1 - b_q) / (N \cdot \text{ctg} \varphi'); \\ b_q &= b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \text{tg} \varphi')^2; \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

где α – угол наклона подошвы фундамента к горизонтали.

Для случая, который рассматривается, когда подошва горизонтальна, коэффициенты принимаются $b_c = b_q = b_\gamma = 1.0$.

Коэффициенты формы фундамента s_c, s_q, s_γ определяют отдельно, в зависимости от типа фундамента, как это показано на рис. 3.



Рисунок 3 – Простые формы, для которых приведены аналитические значения коэффициентов для определения несущей способности их основания

Коэффициенты отклонения от вертикали i_c , i_q и i_γ нагрузок на фундамент, вызванные наличием горизонтального воздействия H :

$$\left. \begin{aligned} i_c &= i_q + (1 - i_q) / (N_c \cdot \operatorname{tg} \varphi'); \\ i_q &= [(1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi'))^m]^n; \\ i_\gamma &= [(1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \operatorname{ctg} \varphi'))^{m+1}]^n; \end{aligned} \right\}$$

где $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, если H действует в направлении B' ;
 $m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + L'/B']$, если H действует в направлении L' .

Для расчётного примера: $i_c = i_q = i_\gamma = 1$, поскольку горизонтальное воздействие отсутствует.

Коэффициенты глубины (d_c , d_q , d_γ) и коэффициенты наклона контактной поверхности фундамента, которые используются в отдельных решениях в формуле q_{ult} по рекомендации EN 1997, не учитываются.

Следует отметить, что формула q_{ult} известна в мировой практике как „формула трех N”. Она используется для дренированных (консолидированных) условий в основании. Если же основание водонасыщенное (не дренированные условия, когда при исчерпании несущей способности грунта φ' равно нулю, а сопротивление основания обеспечивается эффективным значением недренированного удельного сцепления c_u), то формула несущей способности изменяется:

$$q_{ult} = R/A = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i + q, \quad (25)$$

где q – пригрузка от грунта (давление от собственного веса грунта) на уровне подошвы фундамента, $q = \gamma \cdot d$ (γ – средний удельный вес грунта выше подошвы фундамента, если необходимо, с учётом взвешивания водой).

Пояснения к коэффициентам, которые есть в формуле, приведены в приложении D EN 1997 .

Заметим, что для квадратного фундамента коэффициенты $b_c = i_c = 1.0$, а $s_c = 2.9$. Обращаем внимание, что значение q_{ult} для недренированных условий значительно ниже, чем для дренированных, и оно будет решающим при расчёте фундаментов на водонасыщенных грунтах. Такой дополнительный расчёт необходимо выполнять и тогда, когда прогнозируется подъем уровня грунтовых вод (УГВ). Но в таком случае решение принимает проектировщик: какую формулу (21) или (25) следует использовать. Однако даже для формулы (21) значения c' и φ' необходимо принимать как для водонасыщенного грунта (в условиях медленной консолидации, при этом $\varphi' > 0$, а c' равно фактической величине, определенной в лабораторных дренированных испытаниях водонасыщенного грунта несущего слоя основания).

Если соблюдается условие $q_{Ed} \leq q_{Rd}$, то принятые размеры в плане являются удовлетворительными. В то же время, в зарубежной практике вычисляют коэффициент использования по несущей способности основания, в виде $\Delta_{GEO} = q_{Ed}/q_{Rd}$. Этот коэффициент вычисляют в процентах. Он не должен превышать 100%, хотя желательно, чтобы его результат приближался к 100% (оптимальное проектирование фундамента).

Составляющие неравенства (19) в таком случае определяются просто:

$$q_{Ed} = V_d/A; \quad q_{Rd} = q_{ult}/\gamma_{Rv}$$

По предельному состоянию эксплуатационной пригодности (SLS) необходимо соблюдать условие:

$$E_d \leq C_d, \quad (26)$$

где E_d – расчётное значение величины, которое определяется;

C_d – предельная величина, принятая в проекте для сооружения.

Расчёт осадки основания обязательно выполняем по этому состоянию.

Тогда условие (26) уточняется как

$$S_{Ed} \leq S_{cd}, \quad (27)$$

где S_{Ed} – величина общей прогнозируемой по расчёту осадки основания фундамента;

S_{cd} – допустимая величина осадки основания для данного здания или сооружения, которая принимается проектировщиком самостоятельно.

Следует подчеркнуть, что EN 1997 рассматривает определение S как классический расчёт (при деформации грунта или материала на сжатие), что включается в общее неравенство:

$$S_{Ed} \leq S_0 + S_1 + S_2 \leq S_{cd}, \quad (28)$$

где S_0 – мгновенная осадка (в белорусских и украинских нормах обычно ею пренебрегают и отдельно не определяют);

S_1 – осадка, вызванная консолидацией грунта (основная величина S , которая рассчитывается, и по ТКП или по ДБН включает в себя мгновенную осадку);

S_2 – осадка за счёт ползучести скелета грунта. В Украине на практике определяется специальными расчётами как дополнительная деформация.

Частные коэффициенты для предельного состояния по эксплуатационной пригодности, как правило, по английским BS EN 1997 принимаются равными 1.0. Расчёты осадок выполняются для фундаментов сооружений 2-й и 3-й геотехнических категорий. Обязательными являются расчёты осадок на глинистых грунтах. Согласно упругому методу EN 1997-1 допускает определение величины полной осадки S по формуле:

$$S = p \cdot b \cdot f / E_m, \quad (29)$$

где p – среднее давление по подошве фундамента (рассматривается как напряжение, линейно распределенное по подошве фундамента). Его величина определяется по EN при соответствующих расчётных нагрузках;

b – ширина фундамента;

f – коэффициент осадки, который имеет опытное обоснование.

При этом считают, что толщина сжимаемой зоны определяется условием, что эффективное напряжение в грунте (по ТКП или ДБН – дополнительное давление σ_{zp}) не превышает 20% от геостатического (по ТКП или ДБН – давления от собственного веса грунта σ_{zg}) на соответствующей глубине. Это основное условие в ТКП или EN и ДБН для всех расчётных случаев одинаково, т. е. оно учитывает классический подход, подтвержденный мировой практикой.

Другие методы расчёта осадок оснований приведены в приложении к EN 1997-2. Они учитывают результаты испытаний грунтов полевыми методами. Как правило, эти методы должны использоваться для сооружений 3-й геотехнической категории. В случае, если условие $S_{Ed} \leq S_{cd}$ не соблюдается, следует изменить геометрические размеры фундамента так, чтобы это неравенство выполнялось.

Величина допустимой осадки S_{cd} по EN 1997 определяется проектировщиком с учётом конструктивного решения сооружения и требований к его эксплуатации (в ТКП или ДБН значения S_u , что аналогично S_{cd} , жёстко заданы в таблицах (приложение И) в зависимости от конструкции сооружений как средние S_u или максимальные величины $S_{u,max}$ допустимой осадки). На практике в европейских странах при расчёте по предельным состояниям считают, что $S_{cd} = 25$ мм является абсолютно надёжной величиной осадки, а $S_{cd} = 50$ мм – допустимой осадкой, что требует подтверждения дополнительным анализом. Очевидно, что в Беларуси и Украине величины S_u по ТКП или ДБН можно, с определенной корректировкой, принимать (это делает проектировщик) в расчётах по EN как исходные.

На этом основной расчёт по предельным состояниям ULS и SLS для грунтового основания считают исчерпанным для центрально нагруженных фундаментов мелкого заложения. Поэтому в геометрические размеры могут быть внесены коррективы при расчётах по материалу железобетонного монолитного столбчатого фундамента. По EN 1992 такой расчёт выполняют на продавливание несущей конструкцией (например, колонной) тела фундамента для трёх вариантов

при соотношении высоты продавливания плитной части фундамента h_f – a до вылета продавливаемой призмы Δb_i (рис. 2):

- 1:0 (по периметру U_0);
- 1:1 (по периметру U_2);
- 1:2 (по периметру U_1).

Такой же подход используется и в отечественных нормах.

На основе этих расчётов проверяются достаточность высоты плитной части фундамента (за вычетом достаточной толщины защитного слоя бетона a из общей высоты плитной части h_f) и характер её армирования. Соответствующие расчёты армирования фундаментов выполняют по требованиям EN 1992. В случае необходимости, т. е. тогда, когда h_f принято недостаточным, изменяют величину h_f (в отдельных случаях это может вызвать увеличение глубины заложения фундаментов). Необходимость повторных расчётов фундаментов из-за качества грунтового основания устанавливается проектировщиком при изменении геометрических размеров фундаментов. Выполненные расчёты завершаются составлением эскизов и окончательных рабочих чертежей столбчатого фундамента.

9. Пример расчёта столбчатого фундамента под колонну

Исходные данные. Необходимо рассчитать столбчатый фундамент из монолитного железобетона под колонну поперечным сечением 400x400 мм, на который передаются центрально приложенные нагрузки (в уровне пола) с характеристическими значениями: постоянного воздействия 670 кН и переменного $G_k = 110$ кН. Изгибающие моменты и горизонтальные нагрузки на фундамент не передаются.

В границах строительной площадки залегают с поверхности суглинки полутвердые при $I_L = 0.20$ и $e = 0.79$ общей мощностью 11.5 м. Грунтовые воды находятся на глубине 11.2 м. Подтопления суглинков в перспективе не прогнозируются. Глубина промерзания $d_f = 0.80$ м. Параметры суглинка имеют такие эффективные характеристические значения: угла сопротивления сдвигу (внутреннего трения) $\varphi' = 20^\circ$, удельного сцепления $c' = 12$ кПа, удельного веса грунта $\gamma'_k = 17.8$ кН/м³ (без учёта взвешивания водой) и модуля деформации $E = 22$ МПа.

Подготовка под полом из уплотнённого местного суглинка. Осредненный удельный вес грунта подготовки и конструкции бетонного пола с учётом части проходящей (условно) через него колонны $\gamma_p = 19.8$ кН/м³. Такой прием относительно величины γ_p оправдан на практике для предварительного этапа расчёта.

Здание, которое проектируется, офисное с монолитным железобетонным каркасом, бесподвальное.

Выбор типа фундамента. Поскольку здание является сооружением, которое относится ко 2-й геотехнической категории и имеет монолитный железобе-

тонный каркас, принимаем под колонну столбчатый фундамент из монолитного железобетона. При поперечном сечении колонны 400×400 мм с центральной передачей нагрузки на фундамент, ровной поверхности пола и горизонтальной подошве принимаем форму фундамента квадратной. Также, конструкция столбчатого фундамента будет симметричной относительно осей, проходящих через центр сечения колонны и совпадающих с центром веса фундамента. Номинальные размеры его подошвы в этих условиях будут совпадать с эффективными, т. е. $A' = b \cdot l$ ($A' = b' \cdot l'$ или $A' = B' \cdot L'$) (при белорусских, украинских и европейских обозначениях).

Назначение предварительное геометрических размеров фундамента

С учётом глубины промерзания и приведенных выше в данном пособии рекомендаций для столбчатых фундаментов принимаем $d = 1.2$ м (что больше глубины промерзания $d_F = 0.8$ м). Для полутвёрдого суглинка с $I_L = 0.20$ и $e = 0.79$ получаем ближайшее значение $R_o = 210$ кПа. Точная интерполяция не выполняется, поскольку этот подход не предусмотрен EN и используется нами как опытный. При реальном проектировании по EN не нужно делать ссылку на ТКП или ДБН, хотя в публикации возможно.

Ориентировочный размер подошвы фундамента определяем по формулам, которые приведены выше:

а) с учётом условных расчётных значений и упрощённого определения при среднем коэффициенте для расчётной нагрузки 1.40 по формуле (11):

$$b = \sqrt{\frac{(Gk + Qk) \cdot 1.40}{R_o}} = \sqrt{\frac{(670 + 110) \cdot 1.40}{210}} = 2.28 \text{ м};$$

б) по опыту проектирования в Беларуси и Украине по формуле (12):

$$b = \sqrt{\frac{Gk + Qk}{R_o - 20d}} = \sqrt{\frac{670 + 110}{210 - 20 \cdot 1.2}} = 2.05 \text{ м}.$$

Принимаем размеры подошвы фундамента 2.10×2.10 м. При сечении колонны $b_k \times l_k = 400 \times 400$ мм консольные выступы за её грань будут ($b_l = l_{kl}$):

$$b_l = 0.5 \cdot (b - b_k) = 0.5 \cdot (2.10 - 0.40) = 0.85 \text{ м}.$$

С учётом приведенных выше рекомендаций толщину фундаментной плиты принимаем для предварительных расчётов в диапазоне:

$$b_l = (0.21 \dots 0.33) \cdot b = (0.21 \dots 0.23) \cdot 2.1 = (0.53 \dots 0.70) \text{ м}.$$

Сначала принимаем значение $h_f = 0.60$ м. Вылет консоли относится к её высоте как b_l / h_f и равен $0.85 / 0.60 = 0.42$, что подтверждает – фундамент имеет гибкую конструкцию, а его армирование будет оптимальным. Как правило, конструкцию консольной части фундаментной плиты из условия армирования ограничивают соотношением $b_l / h_f \leq 2$. При таком значении нецелесообразно корректировать размеры h_f на данном этапе расчёта.

Расчётная схема. Для предварительно принятых размеров столбчатого фундамента под колонну и действующих нагрузках составляем расчётную схему, предполагая, что расширенный подколонник в данном случае нецелесообразно выполнять (рис. 4).

Общие условия расчёта фундамента. Столбчатый фундамент будем рассчитывать прямым методом согласно EN по группе предельных состояний несущей способности (ULS). При этом расчётная ситуация является устойчивой (остается постоянной на весь период эксплуатации). Подтверждаем, что постоянное воздействие G_k – это сумма собственного веса конструкции здания, которое опирается на фундамент.

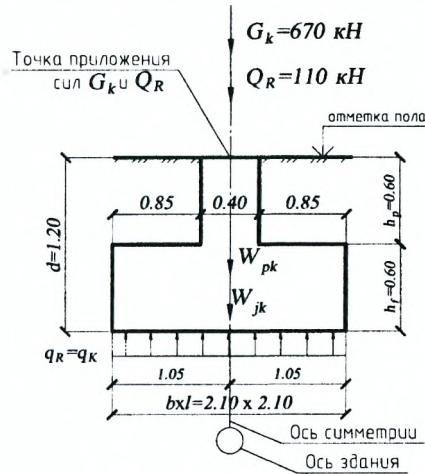


Рисунок 3 – Расчётная схема фундамента к примеру (размеры в метрах)

Переменное воздействие Q_k в данном случае переходное. Сопутствующие переменные воздействия отсутствуют. Нагрузки от собственного веса фундамента $W_{f,k}$ и условной подготовки под полом $W_{p,k}$ относятся к постоянным воздействиям. Расчёт фундамента мелкого заложения выполняем по предельному состоянию STR/GEO – несущей способности с учётом геотехнических воздействий. Поскольку фундамент железобетонный, то удельный вес его материала принимаем $\gamma_{ck} = \gamma_m = 25 \text{ кН/м}^3$. Расчёт фундамента выполняем с использованием трёх проектных подходов.

А. Проектный подход 1

Характеристические значения собственного веса фундамента и подготовки под полом на обрезах фундамента:

$$G_{k,1} = W_{f,k} = \gamma_{ck} \cdot b \cdot l \cdot h_f = 25.0 \cdot 2.1 \cdot 2.1 \cdot 0.6 = 66.2 \text{ кН,}$$

$$G_{k,2} = W_{p,k} = \gamma_p \cdot b \cdot l \cdot h_p = 19.8 \cdot 2.1 \cdot 2.1 \cdot 0.6 = 52.4 \text{ кН.}$$

A.1. Комбинация воздействий I

Частные коэффициенты к воздействиям: $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.50$. Расчётные значения вертикального воздействия в уровне подошвы фундамента:

$$V_d = \gamma_G \cdot (G_k + G_{k,1} + G_{k,2}) + \gamma_Q \cdot Q_k$$

$$V_d = 1.35 \cdot (670 + 62.2 + 52.4) + 1.50 \cdot 110 = 1064,6 + 165 = 1229,5 \text{ кН.}$$

Площадь подошвы фундамента: $A = l \cdot b = 2.1 \cdot 2.1 = 4.41 \text{ м}^2$.

Расчётное давление (среднее напряжение) под подошвой фундамента:

$$q_{Ed} = V_d / A = 1229.5 / 4.41 = 278.8 \text{ кПа.}$$

1. Параметры свойств грунта и сопротивление основания:

– частные коэффициенты к параметрам прочности грунта: $\gamma_{\varphi'} = 1$, $\gamma_{c'} = 1$;

– расчётное значение угла внутреннего трения (сопротивления сдвигу – для удобства в работе) для суглинка полутвердого:

$$\varphi'_d = \text{tg}^{-1}(\text{tg} \varphi'_k / \gamma_{\varphi'}) = \text{tg}^{-1}(\text{tg} 20^\circ) / 1 = 20;$$

– расчётное значение удельного сцепления для этого суглинка:

$$c'_d = c'_k / \gamma_{c'} = 12 / 1 = 12 \text{ кПа;}$$

– коэффициенты несущей способности:

а) для пригрузки:

$$N_q = \left[e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi'_d} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi'_d}{2} \right) \right] = \left[e^{3.14 \cdot \text{tg} 20^\circ} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{20}{2} \right) \right] = 6.4;$$

б) для удельного сцепления:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \varphi'_d = (6.40 - 1) \cdot \text{ctg} 20^\circ = 14.84;$$

в) для собственного веса грунта:

$$N_q = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi'_d = 2 \cdot (6.40 - 1) \cdot \text{tg} 20^\circ = 3.93;$$

Коэффициенты формы квадратного фундамента:

а) для пригрузки: $s_q = 1 + \sin \varphi'_d = 1 + \sin 20^\circ = 1.34$;

б) для удельного сцепления:

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1.34 \cdot 6.40 - 1) / (6.40 - 1) = 1.41;$$

в) для собственного веса грунта применительно к квадратной форме подошвы (рис. 2): $s_\gamma = 0.70$.

2. Определение несущей способности полутвердого суглинка:

– пригрузка в уровне подошвы фундамента (от собственного веса суглинка):

$$\sigma'_{v,d,b} = \gamma'_k \cdot d = 1.78 \cdot 1.2 = 21,4 \text{ кПа;}$$

– расчётная величина этой пригрузки при $\gamma_\gamma = 1.0$ (табл. 1):

$$q = \sigma_{v.d.b} = \sigma'_{v.d.b} \cdot \gamma_\gamma = 21.3 \cdot 1.0 = 21.3 \text{ кПа};$$

– частный коэффициент к сопротивлению основания: $\gamma_{RV} = 1.0$:

а) составляющая от нагрузки:

$$q_{ult.1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma_{v.d.b} = 6.40 \cdot 1.34 \cdot 21.4 = 183.4 \text{ кПа};$$

б) составляющая от сцепления:

$$q_{ult.2} = N_c \cdot s_q \cdot c'_d = 14.84 \cdot 1.41 \cdot 1.2 = 250.2 \text{ кПа};$$

в) составляющая от прочности грунта:

$$q_{ult.3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma'_k \cdot \frac{b}{2} = 3.93 \cdot 0.70 \cdot 17.8 \cdot \frac{2.10}{2} = 51.4 \text{ кПа};$$

Общее сопротивление грунта несущего слоя:

$$q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult.i} = 183.4 + 250.2 + 51.4 = 485.0 \text{ кПа}.$$

Расчётное значение сопротивления основания:

$$q_{Rd} = q_{ult} / \gamma_{RV} = 485.0 / 1.0 = 485.0 \text{ кПа}.$$

3. Проверка несущей способности

Коэффициент использования при расчётном подходе 1 и комбинации воздействий I:

$$\Delta_{GEO.1} = (q_{ult} / \gamma_{RV}) \cdot 100\% = 278.8 \cdot 100 / 485.0 = 57.5\% < 100\%.$$

Условие неравенства выполняется, предельное состояние STR/GEO не наступает.

А.2. Комбинация воздействий 2

Частные коэффициенты к воздействиям: $\gamma_G = 1.0$, $\gamma_Q = 1.3$.

Расчётное вертикальное воздействие в уровне подошвы фундамента:

$$V_d = 1.0 \cdot (670 + 66.2 + 52.4) + 1.3 \cdot 110 = 788.5 + 143 = 931.5 \text{ кН}.$$

Расчётное давление на подошву фундамента:

$$q_{Ed} = 931.5 / 4.41 = 211.2 \text{ кПа}.$$

Частные коэффициенты к параметрам прочности: $\gamma_\phi = 1.25$, $\gamma_{c'} = 1.25$.

1. Параметры свойств грунта и сопротивления основания:

– расчётные значения c'_d и ϕ'_d :

$$c'_d = c'_k / \gamma_{c'} = 12 / 1.25 = 9.6 \text{ кПа},$$

$$\phi'_d = tg^{-1} \cdot (tg \phi'_k) / \gamma_\phi = tg^{-1} \cdot (tg 20^\circ) / 1.25 = tg^{-1} \cdot 0.2912 = 16.7^\circ;$$

– коэффициенты к несущей способности грунта основания:

а) для пригрузки:

$$N_q = [2.71828^{3.14 \cdot tg 16.70} (tg^2 (45^\circ + 16.7^\circ / 2))] = 4.63;$$

- б) для удельного сцепления: $N_c = (4.63 - 1) \cdot \operatorname{ctg}16.7^\circ = 12.11$;
 в) для собственного веса грунта: $N_\gamma = 2 \cdot (4.63 - 1) \cdot \operatorname{tg}16.7^\circ = 2.18$;

– коэффициенты формы:

- а) для пригрузки: $s_q = 1 + \sin16.7^\circ = 1.29$;
 б) для удельного сцепления: $s_c = (1.29 \cdot 4.63 - 1)/(4.63 - 1) = 1.37$;
 в) для собственного веса грунта: $s_\gamma = 0.70$.

2. Определение несущей способности полутвёрдого суглинка:

– составляющие несущей способности суглинка в несущем слое основания:

$$q_{ult.1} = (N_q \cdot s_q \cdot \sigma_{v.d.b}) = 4.63 \cdot 1.29 \cdot 21.4 = 127.3 \text{ кПа};$$

$$q_{ult.2} = (N_c \cdot s_q \cdot c'_d) = 12.11 \cdot 1.37 \cdot 9.6 = 158.8 \text{ кПа};$$

$$q_{ult.3} = (N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma'_k \cdot \frac{b}{2}) = 2.18 \cdot 0.70 \cdot 17.8 \cdot \frac{2.10}{2} = 28.5 \text{ кПа}.$$

Общее сопротивление грунта несущего слоя:

$$q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult.i} = 127.3 + 158.8 + 28.5 = 314.6 \text{ кПа}.$$

Расчётное значение сопротивления основания:

$$q_{Rd} = q_{ult} / \gamma_{RV} = 314.6/1.0 = 314.6 \text{ кПа}.$$

3. Проверка несущей способности.

Коэффициент использования по расчётному подходу 1, комбинация 2:

$$\Delta'_{GEO.1} = (q_{ult} / \gamma_{RV}) \cdot 100\% = 211.2 \cdot 100/314.6 = 67.1\% < 100\%.$$

Условие неравенства выполняется и для комбинации воздействий 2.

В. Проектный подход 2

Частные коэффициенты к воздействиям: $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.5$.

Расчётное вертикальное воздействие в уровне подошвы фундамента, как и для комбинации воздействия 1 проектного подхода 1 (частные коэффициенты и воздействия одинаковы): $V_d = 1229.5 \text{ кН}$.

Таким же остается и расчётное давление по подошве фундамента:

$$q_{Ed} = 278.8 \text{ кПа}.$$

1. Параметры свойств грунта и сопротивления основания:

Частные коэффициенты к параметрам прочности такие же, как для комбинации воздействия 1: $\gamma_\phi = 1$, $\gamma_{c'} = 1$.

Следовательно, такими же остаются и другие величины:

– параметры грунта: и $\phi'_d = 20^\circ$; $c'_d = 12 \text{ кПа}$;

- коэффициенты несущей способности: $N_q = 6.40$; $N_c = 14.84$; $N_\gamma = 3.93$;
- коэффициенты формы: $s_q = 1.34$; $s_c = 1.41$; $s_\gamma = 0.70$.

2. Определение несущей способности основания:

- составляющие несущей способности: $q_{ult.1} = 183.4$ кПа; $q_{ult.2} = 250.2$ кПа; $q_{ult.3} = 51.4$ кПа (значения такие же, как и в предыдущем случае);
- как следствие, общее сопротивление грунта такое же: $q_{ult} = 485.0$ кПа;
- частный коэффициент к сопротивлению основания $\gamma_{RV} = 1.40$.

Следовательно, расчётное значение сопротивления грунта основания:

$$q_{Rd} = q_{ult} / \gamma_{RV} = 485.0 / 1.4 = 346.4 \text{ кПа.}$$

4. Проверка несущей способности:

Коэффициент использования по проектному подходу 2:

$$\Delta'_{GEO.2} = (q_{ult} / \gamma_{RV}) \cdot 100\% = 278.8 \cdot 100 / 346.64 = 80.5\% < 100\%.$$

По этому расчёту также имеем удовлетворительное подтверждение: предельное состояние STR/GEO не наступит.

С. Проектный подход 3

Частные коэффициенты к воздействиям: $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.50$, в сравнении с проектным подходом 2 они остаются без изменения такими же: $V_d = 1229,5$ кН и $q_{Ed} = 278.8$ кПа.

1. Параметры свойств грунта и сопротивления основания:

- частные коэффициенты к параметрам прочности суглинка $\gamma_\phi = 1.25$, $\gamma_c = 1.50$;
- расчётные значения удельного сцепления c'_d и угла сопротивления сдвигу ϕ'_d

$$c'_d = c'_k / \gamma_c = 12 / 1.25 = 9.6,$$

$$\phi'_d = \text{tg}^{-1} (\text{tg } \phi'_k) / \gamma_\phi = \text{tg}^{-1} (\text{tg } 20^\circ / 1.25) = 16.7^\circ.$$

Расчётные значения параметров прочности суглинка такие же, как и для комбинации воздействий 2 в проектном подходе 1. Поэтому сохраняются также и другие величины:

- коэффициенты несущей способности: $N_q = 4.63$; $N_c = 12.11$; $N_\gamma = 2.18$;
- коэффициенты формы: $s_q = 1.29$; $s_c = 1.37$; $s_\gamma = 0.70$.

2. Определение несущей способности полутвёрдого суглинка:

- составляющие несущей способности: $q_{ult.1} = 127.3$ кПа; $q_{ult.2} = 158.8$ кПа; $q_{ult.3} = 28.5$ кПа;
- общее сопротивление суглинка: $q_{ult} = 314.6$ кПа;
- для этого проектного подхода частный коэффициент к сопротивлению основания $\gamma_{RV} = 1$;
- расчётное сопротивление основания: $q_{Rd} = 314.6$ кПа.

3. Проверка несущей способности.

Коэффициент использования по проектному подходу 3:

$$\Delta_{GEO.3} = (q_{ult} / \gamma_{RV}) \cdot 100\% = 278.2 \cdot 100 / 314.6 = 88.6\% < 100\% .$$

По проектному подходу третье условие неравенства для предельного состояния STR/GEO также выполняется.

Анализ расчётов и выводы

Показателем, который указывает на уровень реализации несущей способности основания и достаточность принятых геометрических размеров фундамента, является коэффициент использования Δ_{GEO} , который во всех случаях значительно ниже 100%. Поэтому существует возможность уменьшения размеров подошвы фундамента. Четыре альтернативных расчёта несущей способности основания показали, что самое высокое значение коэффициента использования установлено при контрольных проверках в подходе 3: $\Delta_{GEO,3} = 88,9\%$ (другие значения $\Delta_{GEO,1} = 57,5\%$; $\Delta_{GEO,2} = 80,5\%$). Бесспорно, для данного случая критичным является расчёт по предельному состоянию 3, поскольку в случае уменьшения размеров подошвы фундамента при других расчётных подходах Δ_{GEO} будет меньше. Из расчётов и полученных величин можно сделать выводы, что сторону подошвы квадратного фундамента можно уменьшить на 5...10 %.

Таким образом, размеры подошвы фундамента принимаем 1.95 x 1.95 м.

В.1. Проектный подход 3 (уточняющий расчёт 1)

Выполняем корректировку расчётной схемы (рис. 5, а).

Уточняем расчётную схему фундамента и воздействия, передаваемые на его подошву. Характеристические значения собственного веса фундамента W_{kf} и грунта на его обрезах $W_{p,kf}$ как постоянных воздействий:

$$G_{k,1} = W_{f,k} = \gamma_{ck} \cdot b \cdot l \cdot h_f = 25.0 \cdot 1.95 \cdot 0.6 = 57.0 \text{ кН};$$

$$G_{k,2} = W_{p,k} = \gamma_p \cdot b \cdot l \cdot h_p = 19.8 \cdot 1.95 \cdot 0.6 = 45.2 \text{ кН}.$$

Расчётное значение вертикального воздействия в уровне подошвы фундамента при частных коэффициентах к воздействиям $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.50$:

$$V_d = 1.35 \cdot (670 + 57.0 + 45.2) + 1.50 \cdot 110 = 1207.5 \text{ кН}.$$

Расчётное давление по подошве фундамента:

$$q_{Ed} = V_d / A = 1207.5 / (1.95 \cdot 1.95) = 317.6 \text{ кПа}.$$

Составляющие несущей способности суглинка $q_{ult,1}$ и $q_{ult,2}$ остаются без изменений, поскольку не зависят от геометрических размеров фундамента.

$$\text{Тогда } q_{ult,3} = (N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot b / 2) = 2.18 \cdot 0.70 \cdot 17.8 \cdot 1.95 / 2 = 26.4 \text{ кПа},$$

а общее сопротивление грунта:

$$q_{ult} = \sum_{ult} q = 127.3 + 158.8 + 26.4 = 312.5 \text{ кПа}.$$

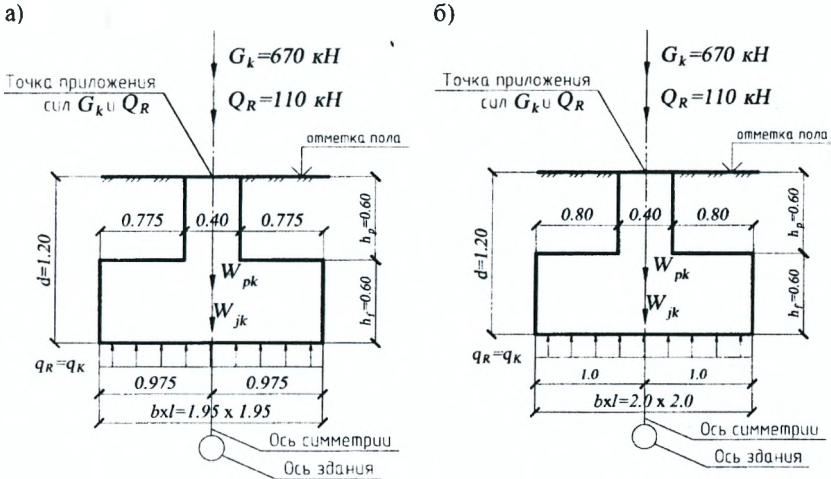
Расчётное значение сопротивления основания:

$$q_{Rd} = q_{ult} / \gamma_{RV} = 312.5 / 1.0 = 312.5 \text{ кПа}.$$

Для данных размеров подошвы фундамента коэффициент использования:

$$\Delta_{GEO.3-1} = (q_{Ed} / q_{Rd}) \cdot 100\% = 317.6 \cdot 100 / 312.5 = 101.6\% > 100\%.$$

Несущая способность не обеспечивается. Наступает состояние STR/GEO.



а – для ширины $b = 1.95$ м; б – для ширины $b = 2.00$ м

Рисунок 5 – Расчётная схема фундамента для уточняющего расчёта

В.2. Проектный подход 3 (уточняющий расчёт 2)

Увеличиваем размеры подошвы фундамента до 2.0×2.0 м и выполняем повторный расчёт. Снова корректируем расчётную схему (рис. 5, б).

Характеристические значения собственного веса фундамента W_{kf} и грунта на его обрезях W_{pkf} как постоянных воздействий:

$$G_{k,1} = W_{f,k} = \gamma_{ck} \cdot b \cdot l \cdot h_f = 25.0 \cdot 2.0 \cdot 0.6 = 60.0 \text{ кН};$$

$$G_{k,2} = W_{p,k} = \gamma_p \cdot b \cdot l \cdot h_p = 19.8 \cdot 2.0 \cdot 0.6 = 47.5 \text{ кН}.$$

Расчётное значение вертикального воздействия в уровне подошвы фундамента при частных коэффициентах к воздействиям $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.50$:

$$V_d = 1.35 \cdot (670 + 69.0 + 47.5) + 1.50 \cdot 110 = 1214.7 \text{ кН}.$$

Расчётное давление по подошве фундамента:

$$q_{Ed} = V_d / A = 1207.5 / (2.0 \cdot 2.0) = 303.7 \text{ кПа}.$$

Составляющие несущей способности суглинка $q_{ult,1}$ и $q_{ult,2}$ остаются без изменений.

Тогда: $q_{ult,3} = 2.18 \cdot 0.70 \cdot 17.8 \cdot 2.0 / 2 = 27.1 \text{ кПа}.$

Общее сопротивление грунта: $q_{ult} = 127.3 + 158.8 + 27.1 = 313.2$ кПа.

Расчетное значение сопротивления основания:

$$q_{Rd} = 313.2/1.0 = 313.2 \text{ кПа.}$$

При этих размерах подошвы фундамента коэффициент использования:

$$\Delta_{GEO.3.2} = 303.7 \cdot 100/313.2 = 97\% < 100\% .$$

Несущая способность обеспечена, состояние STR/GEO не наступает.

Значит, оптимальные размеры фундамента для выполненного расчёта по EN составят 2.00×2.00 м.

В целом существуют такие возможности уменьшения размеров, которые приведены на уточнённой расчётной схеме:

- фундамент по форме в плане принять прямоугольным при $b = 1.95$ м и $l = 2.0$ м (этот вариант по общей оценке допустимый);

- уменьшить толщину фундаментной плиты, что приведёт к уменьшению нагрузки на основание q_{Ed} , в то время как значение для несущей способности основания q_{Rd} сохранится;

- можно изменить несколько конструкцию пола или заменить грунт подготовки из суглинка на песок, что позволит уменьшить γ_p ;

- грунт основания можно дополнительно уплотнить, что приведёт к улучшению параметров прочности φ'_k и c'_k ;

- введение дополнительных коэффициентов несущей способности (на глубину заложения) может улучшить условия расчёта.

Однако последнее решение остается за проектировщиком.

При этом необходимо учесть, что высоту плитной части фундамента можно скорректировать за счёт проверки на продавливание колонной фундамента как железобетонной конструкции.

Окончательно допустимость принятых размеров фундаментов проверяется расчётом осадки. В этом случае допустимая величина осадки по EN составляет $S_{cd} = 50$ мм.

Для простоты понимания опустим расчёт фундамента по материалу. Такая проверка станет доступной при изучении методов проектирования железобетонных конструкций по Еврокоду 2.

Расчёт осадки основания фундамента

Осуществим оценку полной осадки основания по формуле, которая приведена выше, и покажем общий порядок расчёта деформаций основания.

Для расчёта по предельному состоянию пригодности к эксплуатации (SLS) принимают другие частные коэффициенты к воздействиям. Для данного примера их можно принять: $\gamma_G = 1.0$, $\gamma_Q = 1.0$.

Расчётная нагрузка, действующая в уровне подошвы (для уточненных её размеров):

$$V_d = 1.0 \cdot (670 + 60 + 47,5) + 1.0 \cdot 110 = 887,5 \text{ кН.}$$

Расчётное давление по подошве фундамента:

$$q_{Ed} = V_d/A = 887.5/(2.0 \cdot 2.0) = 221.5 \text{ кПа.}$$

Для приближенной оценки осадки используем формулу (30):

$$S = p \cdot d \cdot f / E_m,$$

где $p = q_{Ed} = 221.5 \text{ кПа}$; $b = 2.0 \text{ м}$; $E_m = 22 \text{ МПа}$ – по исходным данным.

Величину коэффициента f с учётом практического опыта для столбчатого квадратного фундамента рекомендуется принимать: в песках и супесях $f = 0.85$; в суглинках и глинах $f = 0.80$. Для прямоугольных столбчатых фундаментах: в песках и супесях $f = 1.05$; в суглинках и глинах $f = 0.95$.

Тогда в таком случае осадка основания фундамента составит:

$$S = \frac{221.5 \cdot 2 \cdot 0.8 \cdot 10^3}{22 \cdot 10^3} = 1.61 \text{ см} = 16.1 \text{ мм} \leq S_{ed} = 50 \text{ мм.}$$

Условие по осадке $S \leq S_{cd}$ выполняется.

Поскольку $S = 16.1 \text{ мм} < S_{cd} = 25 \text{ мм}$, этот фундамент с принятыми размерами можно считать абсолютно надёжным.

Таким образом, выполненный расчёт столбчатого фундамента из монолитного железобетона полностью отвечает требованиям EN. Предложенный алгоритм расчёта учитывает белорусский и украинский опыт проектирования фундаментов. Выполняя расчёты для других фундаментов, рекомендуется делать свои выводы, поскольку методика EN не может быть оценена однозначно.

10. Сравнительный расчёт столбчатого фундамента под колонну

На теоретическом уровне разница между расчётами по европейским и белорусским или украинским нормам рассмотрена выше. Как уже подчёркивалось, эта разница связана не только с основным предельным состоянием, которое используется в них при определении размеров фундаментов мелкого заложения (распределительных), но и в оценке грунтовых условий (используются разные классификации грунтов и методы определения их расчётных характеристик, хотя методики лабораторных определений близки). Поэтому примем некоторые приближенные уточнения для исходных данных, которые использованы в разделе 9.

Исходные сведения. Вертикально и центрально приложенная нагрузка по второй группе предельного состояния на верхнем обрезе фундамента составляет: $N^{II} = N_1^{II} + N_2^{II} = 670 + 110 = 780 \text{ кН}$. Сечение монолитной железобетонной колонны многоэтажного офисного здания 400x400 мм. Грунтовые условия: в основании залегают полутвёрдый суслинок с $I_L = 0.20$ и $e = 0.79$ при общей его мощности 11.5 м. Грунтовые воды находятся на глубине 11.2 м и не влияют на работу основания. Нормативная глубина промерзания $d_{fn} = 0.80 \text{ м}$. Расчётные значения параметров суглинка, которые определены по Европейским нормам и использованы в расчётах основания по несущей способности (для первой группы предельного со-

стояния), могут быть приняты: $\varphi'_l = 20^\circ$, $c'_l = 12$ кПа, $\gamma'_l = 17.8$ кН/м³. Модуль деформации $E = 22$ МПа. Форму фундамента принимаем квадратной.

Решение:

1. Назначаем глубину заложения фундамента:

а) из геологического строения: слабые слои грунта с поверхности не залегают, поэтому ограничений по d_{min} нет;

б) из условий возможности морозного учения: расчётная глубина промерзания при температуре в офисных помещениях больше 20°C с полом по грунту при $k_h = 0.5$:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 0.80 = 0.40 \text{ м.}$$

Поскольку $d_w = 11.5 \text{ м} > d_f + 2 = 2.4 \text{ м}$, а суглинок имеет $I_L = 0.20$, что близко к $I_L = 0.25$, имеем $d_{min} = d_f = 0.4 \text{ м}$;

в) по конструктивным требованиям: $d_{min} = 0.50 \text{ м}$;

г) для офисного сооружения, как близкого к жилому: $d_{min} = 1.0 \text{ м}$;

д) по условиям заложения трубопроводы водонесущих коммуникаций около здания должны находиться на глубине: $d_{min} = d_{fn} + 0.5 = 0.8 + 0.5 = 1.3 \text{ м}$. В таком случае имеет важное значение конструкция вводов и выводов коммуникаций из здания;

е) с учётом необходимости высоты столбчатого фундамента под колонну:

$$d_{min} = 0.15 + h_k + 0.05 + 0.2 = 0.15 + 0.4 + 0.05 + 0.2 = 0.80 \text{ м.}$$

Значит, глубина заложения фундамента находится в диапазоне 0.8...1.3 м, поэтому, принимая соответствующее решение по конструкции ввода и зная равные возможности для сопоставления, принимаем $d_{min} = 1.20 \text{ м}$ (при этом будет проще сделать оценку расчётов фундаментов по европейским и белорусским или украинским нормам).

2. Составляем расчётную схему фундамента (рис. 6):

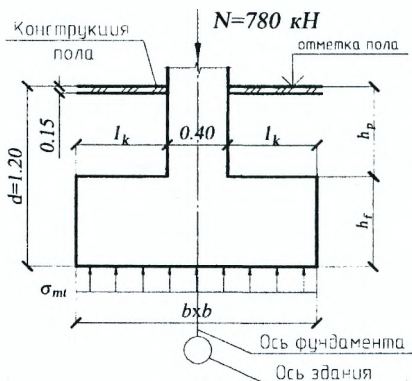


Рисунок 6 – Расчётная схема столбчатого фундамента (размеры в метрах)

3. Определяем предварительные размеры подошвы квадратного фундамента по формуле как для центрально нагруженного:

$$b = \sqrt{\frac{N_f''}{R - 20d}}.$$

Принимаем $R = R_o$, и для суглинка с $I_L = 0.20$ и $e = 0,79$:

а) при $e = 1.0$: $R_o' = 100 + \frac{200-100}{1-0} \cdot (1 - 0,2) = 180$ кПа;

б) при $e = 0.7$: $R_o'' = 180 + \frac{250-180}{1-0} \cdot (1 - 0.2) = 236$ кПа;

в) при $e = 0.76$: $R_o = 180 + \frac{236-180}{1-0.7} \cdot (1 - 0.79) = 219.2$ кПа.

Тогда: $b = \sqrt{\frac{780}{219,2 - 20 \cdot 1.2}} = 2.0$ м.

4. Уточнение расчётного сопротивления R . Сначала необходимо определиться с величинами γ_{II} , φ_{II} , c_{II} , которых нет в исходных данных. Имеется три практических пути для решения этого задания:

1) опытный, при котором используем разницу между показателями грунта для первой и второй групп предельных состояний:

– удельный вес изменяется в пределах 0.2 кН/м^3 , т. е.

$$\gamma_{II} = 17.8 + 0,2 \text{ кН/м}^3;$$

– угол внутреннего трения наиболее часто имеет разницу около 2° , т. е.

$$\varphi_{II} = 20^\circ + 2^\circ = 22^\circ;$$

– удельное сцепление имеет прямую связь с величинами I_p и I_L и его значение может быть для суглинка в 1.3...1.5 раза больше:

$$c_{II} = 12 \cdot (1,3...1.5) = 17 \text{ кПа},$$

2) согласно результатам определения расчётных значений физических показателей грунта будем иметь:

$$\gamma_{II} = 17.8 \cdot 1.05 = 18,7 \text{ кН/м}^3; \varphi_{II} = 20^\circ \cdot 1.15 = 23^\circ; c_{II} = 12 \cdot 1.5 = 18 \text{ кПа};$$

3) при консервативном (гарантированном по минимальным показателям) решении заданные в условии значения γ , φ , c для второго предельного состояния можно принять равными: $\gamma_{II} = 17.8 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_{II} = 20^\circ$; $c_{II} = 12 \text{ кПа}$.

Примечание. Такие оценки расчётных показателей для второй группы предельных состояний по данным EN, которые соответствуют значениям при эффективном напряжении, очень приближенные. Обоснованная оценка может быть принята при статистической обработке результатов испытания по соответствующей методике.

С целью оценки принятой методики перехода к расчётным параметрам грунтов, которые используются в белорусских и украинских нормах, значения расчётного сопротивления R определим по формуле (Е.1) [3] для всех трёх случаев при следующих значениях коэффициентов: $\gamma_{c1} = 1.25$; $\gamma_{c2} = 1.0$; $k = 1.1$ (для первых двух прогнозных значений параметров прочности, $k = 1.0$ для случая консервативного решения) и $k_2 = 1.0$. Другие значения: $\gamma_{II} = \gamma'_{II}$; $d_1 = d$; $d_b = 0$.

Определения сводим в табл. 3.

Уточнения b , по указанным в табл. 3 значениям R^* , соответствующие изменения для R и сравнительная оценка их изменений приведены в табл. 4.

Среднее значение b после уточнений по трём оценкам составило $b = 1.97$ м. Обычно третья оценка является очень заниженной, поэтому надо ориентироваться на увеличение b до 2.10 м, что будет необоснованным решением, как и уменьшать b до 1.90 м. Поэтому для дальнейшей проверки принимаем $b = 2.0$ м.

Таблица 3 – Расчётное сопротивление суглинка в основании по трём оценкам

№№ оценки	$\Delta L, \gamma_{c2}$ к	$\gamma_{II} = \gamma'_{II}$ кН/м ³	ϕ_{II} град	Коэффициенты при ϕ_{II}			Значения			Составляющие ΔR , кПа от			$\sum \Delta R_i$ кПа	R^* кПа
				M_1	M_2	M_3	$d, м$	$b, м$	$c_{II}, кПа$	$b, м$	$d, м$	$c_{II}, кПа$		
				1	1.136	18.0	22	0.61	3.44	6.04	1.2	2.0		
2	1.136	18.7	23	0.66	3.65	6.24	1.2	2.0	18.0	24.68	81.91	112.32	218.9	248.7
3	1.250	17.8	20	0.56	3.24	5.84	1.2	2.0	12.0	19.94	69.21	70.08	159.2	199.0

Примечание. Значение R^* определено как $\frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \sum \Delta R_i$

Таблица 4 – Уточнения b и R по следующим шагам и оценка их изменения

№№ оценки	R_{i1} кПа	R_i кПа	$\frac{R - R_0}{R_0}$ %	b_m м	b_i м	Составляющие ΔR_i , кПа, от			$\sum \Delta R_i$	R_{i1} кПа	$\frac{R_i - R}{R}$ %	b_i м	$b_i - b_0$ b_i %
						b_i , м	d , м	c_{II} , кПа					
1	219.2	226.0	3.1	2.0	1.97	21.63	74.30	102.7	198.6	225.6	-0.2	1.97	0.0
2	219.2	248.7	13.4	2.0	1.86	28.96	81.91	112.3	217.2	246.7	-0.8	1.87	0.5
3	219.2	199.0	-9.2	2.0	2.11	21.03	69.21	70.1	160.3	200.4	0.7	2.10	-0.5

5. *Определение геометрических размеров одноступенчатого фундамента.* При консольном свесе фундаментной плиты $l_k = (2.0 - 0.4) / 2 = 0.8$ м её толщина должна быть не менее 0.8 м. Поэтому гарантированно назначается толщина плиты $h_f = 0.5$ м.

6. *Производим сбор нагрузок на уровне подошвы фундамента* (табл. 5):

7. Среднее давление по подошве фундамента на грунт основания:

$$\sigma_{m1} = \frac{N^{II}}{A_f} = \frac{883.5}{2.0 \cdot 2.0} = 220.9 \text{ кПа.}$$

Поскольку в качестве исходной была принята переменная оценка параметров грунта основания (табл. 4), выполним проверку при среднем расчётном сопротивлении R суглинка (при $b = 0.2$ м):

$$R_{m1} = \frac{(226.0 + 248.7 + 199.0)}{3} = 224.6 \text{ кПа.}$$

Условие $\sigma_{m1} < R_{m1}$, т.е. 220.9 кПа < 224.6 выполняется.

По украинскому опыту недонапряжение под подошвой фундамента оценивается как дополнение к коэффициенту использования:

$$\Delta\sigma = \frac{R - R_{ml}}{R} \cdot 100 = \frac{224.6 - 220.9}{224.6} \cdot 100 = 1.65\%$$

Очевидно, что такое решение является оптимальным.

8. Расчёт по несущей способности основания по ТКП или ДБН применяется для проверки. С этой целью используем значения параметров грунта для первой группы предельного состояния, которые определены выше: $\gamma_l = 17.8 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_l = 20^\circ$; $c_l = 12 \text{ кПа}$.

Таблица 5 – Сбор нагрузок на фундамент

Нагрузки в кН на уровне пола (расчетный уровень)		780,0
Вес фундамента с фундаментной плитой и подколонником	$[(2.0 \cdot 2.0 - 0.5) + (0.4 \cdot 0.4 - 0.7)] \cdot 25.0$	52.8
Вес грунта обратной засыпки – подготовки под полом с уплотнением при $\gamma = 22.0 \text{ кН/м}^3$.	$[(2.0 \cdot 2.0) - (0.4 \cdot 0.4)] \cdot (0.7 - 0.15) \cdot 18.0$	38.0
Вес конструкции пола по бетонной подготовке при $\gamma = 22.0 \text{ кН/м}^3$.	$[(2.0 \cdot 2.0) - (0.4 \cdot 0.4)] \cdot 0.15 \cdot 22.0$	12.7
Полная нагрузка на уровне подошвы (принято, что полезная нагрузка в пределах пола над фундаментом отсутствует) ΣN^{II}		883,5

При центральной вертикальной нагрузке $b' = b$ ($\sigma = 0$) и $\gamma_l = \gamma'_l$. Коэффициенты N_i при $\varphi_l = 20^\circ$: $N_\gamma = 2.88$, $N_q = 6.40$, $N_c = 14.80$, а коэффициенты ξ_i : $\xi_\gamma = 0.75$, $\xi_q = 2.5$, $\xi_c = 1.3$ по расчётам при $\eta = l/b = b/b = 1.0$.

Сила вертикального предельного сопротивления суглинка в основании по формуле:

$$N_u = b' \cdot l' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_l + N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma'_l + N_c \cdot \xi_c \cdot c_l) = 2.0 \cdot 2.0 \cdot (2.88 \cdot 0.75 \cdot 2.0 \cdot 17.8 + 6.40 \cdot 2.5 \cdot 1.2 \cdot 17.8 + 14.84 \cdot 1.3 \cdot 12) = 2600.6 \text{ кПа.}$$

Поскольку расчёт ведется по первому предельному состоянию, то необходимо учесть нагрузку на подошве фундамента с коэффициентом надёжности $\gamma_f > 1.0$. Для общей оценки достаточности принятых размеров фундамента в плане необходимо провести сбор нагрузок от воздействий, принятых во время сбора нагрузок для действующего предельного состояния (см. выше). Поэтому воспользуемся упрощённым подходом, приняв к определённой суммарной нагрузке величину ΣN^{II} (определена при $\gamma_f = 1.0$) и среднее значение $\gamma_{f,ml} = 1.2$. Такая величина ранее рекомендовалась как подход при проектировании фундаментов, но в действующих ТКП или ДБН эта рекомендация отсутствует.

Также: $\Sigma N^I = 883.5 \cdot 1.2 = 1060.2 \text{ кН}$. По оценкам ТКП или ДБН, несущая способность основания фундамента достаточна, так как выполняется условие:

$$\Sigma N^I = 1060.2 \text{ кН} < \gamma_c \cdot N_u / \gamma_u = 0.85 \cdot 2600.6 / 1.15 = 1922.2 \text{ кН.}$$

Здесь принят коэффициент условий работы суглинистого основания в нестабилизированном состоянии: $\gamma_c = 0,8$, а коэффициент надёжности здания по назначению, как для класса ответственности СС2: $\gamma_n = 1,15$.

Это существенная разница в расчёте основания по европейским белорусским и украинским нормам. По несущей способности обычных песчаных и глинистых оснований ТКП и ДБН не требуют выполнять проверку. Такие расчёты требуются только в случае сильно сжимаемых грунтов в основании. Подобная проверка по ТКП или ДБН может быть действенной. Это означает, что по ЕН оценка несущей способности основания является более жесткой.

Определим величину осадки основания фундамента методом послойного суммирования, который принят как основной в ТКП и ДБН. Формула для определения осадки S включает две составляющие: первую – осадку за счёт сжатия грунта основания; вторую – упругие осадки основания за счёт ликвидации упругого подъема dna котлована, вникающего в процессе снятия нагрузки от собственного веса грунта при выполнении земляных работ:

$$S = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zp,i-1})}{E_i} = 0,8 \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zp,i-1})}{E_i} \cdot h_i \quad (31)$$

Проанализируем возможность использования этого метода для столбчатого фундамента, расчётная схема для которого приведена на рис. 7.

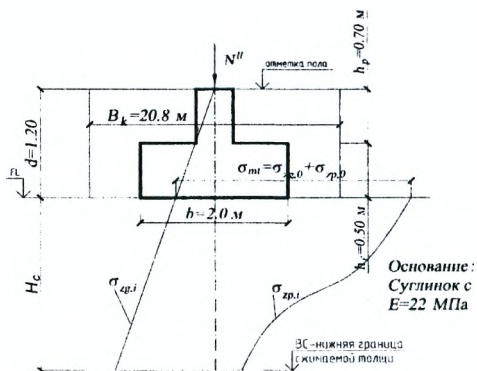


Рисунок 7 – Расчётная схема для определения осадки столбчатого фундамента методом послойного суммирования

Учитываем следующее: столбчатые фундаменты для здания, которое рассматривается в данном примере, устраиваются в общем котловане с шириной $B_k = 20,8$ м при длине $L_k = 65,6$ м. Среднее давление под подошвой фундамента (определено выше) равно $p = \sigma_{mt} = 220,9$ кПа. Давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента: $\sigma_{mt} = d \cdot \gamma_{III} = 21,6$ кПа. Модуль деформации суглинка $E = 22$ МПа.

Тогда:

– $\sigma_{mi} = 220.9 \text{ кПа} < R = 224.6 \text{ кПа}$, поэтому допустимо использование формулы (17) для определения S ;

– поскольку $\sigma_{mi} = 220.9 \text{ кПа} > \sigma_{zg} = 21.6 \text{ кПа}$, осадка основания будет происходить за счёт его сжатия;

– глубина котлована $d = 1.20 \text{ м} < 5 \text{ м}$, поэтому используем в расчёте только первую составляющую формул (31). Поэтому окончательно принимаем для расчёта:

$$S = \beta \sum_i \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma_{s,i}) \cdot h}{E} = 0,8 \sum_i \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma_{s,i}) \cdot h}{E} \quad (32)$$

Расчёт обычно выполняется в табличной форме. В результате расчетов имеем $S = \sum Si = 1,22 \text{ см}$. Для упрощения расчета можно использовать для данного случая формулу И. О. Розенфельда:

$$S = 1,44 \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{P - P_{s,z}}{E} = 1,44 \frac{1}{1 + 1} \cdot \frac{220 - 21,6}{22000} = 0,011 \text{ м.}$$

В данном расчёте принято: $\eta = l / b = 1$, напряжения и модуль деформации подставлены в кПа, а размеры фундамента – в метрах.

Это подтверждает факт, что для расчёта осадки столбчатых фундаментов выбор формул – это дело проектировщика. Поэтому в расчётах по EN неверно ссылаться на ТКП, ДБН или иные нормы, здесь надо делать ссылки на модели к расчёту или авторов, предложивших такие формулы. Это широко используется в мировой практике. Главное, что следует принимать во внимание, это ответственность проектировщика за результаты расчёта.

В завершение приведенных практических расчётов необходимо подчеркнуть, что сделанные выводы о характере расчётов по проектным подходам с использованием требований EN и оценке соответствия с данными, полученными в примере расчёта столбчатого фундамента по ТКП и ДБН, не являются общими, а могут быть совсем другими при изменении величины и характера нагрузжений, грунтовых условий и формы фундаментов или их конструкции.

11. Пример расчета ленточных фундаментов

Для расчета принимаем, что основание является однородным. Расчет производим при дренированных и не дренированных параметрах грунта, а также с учетом влияния наличия подвала здания шириной $B < 20 \text{ м}$ и $B > 20 \text{ м}$. Рассмотрим ленточный фундамент шириной $B = 2,5 \text{ м}$ и глубиной $d = 1,5$, которые требуются для восприятия действующей на него постоянной нагрузки $V_{Gk} = 250 \text{ кН/м}$ и временной $V_{Qk} = 110 \text{ кН/м}$ (рис. 8). Фундамент запроектирован на глине средней прочности с $c_{uk} = 45 \text{ кПа}$ и $\phi_k = 25^\circ$. Удельный вес $\gamma_k = 21 \text{ кН/м}^3$. Глубина залегания грунтовых вод $d_m = 1 \text{ м}$. Удельный вес грунтовых вод $\gamma_w = 9,81 \text{ кН/м}^3$ и железобетона $\gamma_{ck} = 9,81 \text{ кН/м}^3$.

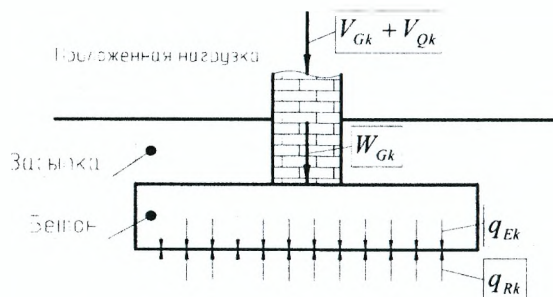


Рисунок 8 – Вертикальные воздействия на ленточный фундамент

Схема показывает характерные вертикальные воздействия V_{Gk} (постоянная) и V_{Qk} (переменная) на фундамент, приложенные на него вышележащей конструкцией.

Характеристические значения собственного веса основания и обратной засыпки на нем являются постоянными воздействиями (W_{Gk}).

Согласно Еврокоду 7 расчет ведется с помощью трёх подходов (DA1, DA2, DA3) для определения предельного состояния GEO.

В EN 1997-1 предусматривается следующее требование: для дренированных условий давление воды рекомендуется включать в виде воздействий. Подразумевается, что сопротивление рассчитывается по эффективным напряжениям. Может возникнуть вопрос, каким образом изменять частные коэффициенты к погруженной или частично погруженной в воду конструкции? Сила, вызванная давлением воды и воздействующая на подошву фундамента, уменьшает значение V_d , поэтому она может рассматриваться в качестве «благоприятной», в то время как общий вес фундамента представляется неблагоприятным. Физически именно вес загруженной конструкции (общий вес минус взвешивающая сила) должен выдерживаться грунтом, для которого несущая способность выражается в виде эффективных сил; один и тот же частный коэффициент может применяться к сумме этих воздействий. Расчетные значения воздействий, вызванных весом погруженного в воду фундамента и грунтовой засыпки, становятся расчетными значениями эффективных весов. Коэффициенты воздействия 1,0 (DA-1, сочетание 2) и 1,35 (DA-1, сочетание 1, и DA-2, и DA-3) применяются к эффективному весу погруженного в воду фундамента и грунтовой засыпки, если они считаются неблагоприятными.

Данные для сравнения несущей способности ленточных фундаментов с национальными нормами взяты из примеров, имеющих в европейских научно-технических литературных источниках.

Рассмотрим расчет ленточного фундамента на глинистом основании (рис. 9). Грунтовые воды находятся на глубине d_w ниже поверхности земли. Этот пример демонстрирует использование частичных факторов для недренированных и дренированных параметров. Включение подземных вод над основанием опоры иллюстрирует усложнения при применении частичных факторов к давлению воды.

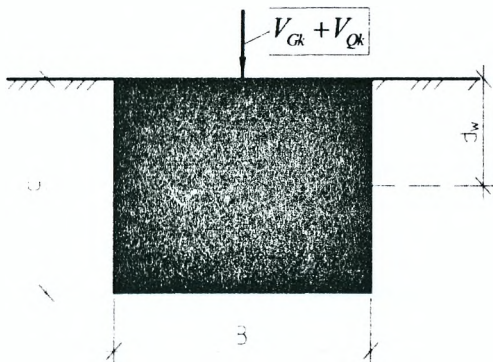


Рисунок 9 – Ленточный фундамент на глинистом основании

Проектная глубина грунтовых вод $d_{w,d} = 0$.

Нагрузки и воздействия:

От собственного веса основания

$$w_{Gk} = \gamma_{Gk} \cdot B \cdot d = 93,8 \frac{kH}{M}$$

Характеристическое поровое давление под основанием

$$u_{k,d} = \gamma_w \cdot (d - d_{w,d}) = 14,7 \text{кПа}$$

Частные коэффициенты

$$\begin{pmatrix} A1 \\ A2 \end{pmatrix}; \gamma_G = \begin{pmatrix} 1,35 \\ 1 \end{pmatrix}, \gamma_{G,inv} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}, \text{ and } \gamma_Q = \begin{pmatrix} 1,5 \\ 1,3 \end{pmatrix}$$

Расчетная вертикальная нагрузка

$$V_d = \gamma_G \cdot W_{Gk} + V_{Gk} + \gamma_Q \cdot V_{Qk} = \begin{pmatrix} 629,1 \\ 486,8 \end{pmatrix} \frac{kH}{M}$$

Расчетное несущее давление (общее напряжение)

$$q_{Ed} = \frac{V_d}{B} = \begin{pmatrix} 251,6 \\ 194,7 \end{pmatrix} \text{кПа}$$

Расчётное давление «снизу вверх» (благоприятное)

$$u_d = \gamma_{G,inv} \cdot u_{k,d} = \begin{pmatrix} 14,7 \\ 14,7 \end{pmatrix} \text{кПа}$$

Расчетное несущее давление (эффективное напряжение)

$$q_{Ed} = q_{Ed} - u_d = \begin{pmatrix} 236,9 \\ 180 \end{pmatrix} \text{кПа}$$

Свойства материала и сопротивление:

Частные коэффициенты

$$\begin{pmatrix} i & 1 \\ i & 2 \end{pmatrix}: \gamma_{cu} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1.4 \end{pmatrix}, \gamma_{\varphi} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1.25 \end{pmatrix} \text{ and } \gamma_c = \begin{pmatrix} 1 \\ 1.25 \end{pmatrix}.$$

Расчётная недренарованная прочность:

$$c_{nd} = \frac{c_{ult}}{\gamma_{cu}} = \begin{pmatrix} 45 \\ 32.1 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

Расчётное сопротивление сдвигу:

$$\varphi_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\tan(\varphi_s)}{\gamma_{\varphi}} \right) = \begin{pmatrix} 25 \\ 20.5 \end{pmatrix}.$$

Расчётное сцепление:

$$c'_d = \frac{c'_s}{\gamma_c} = \begin{pmatrix} 5 \\ 4 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

Коэффициенты несущей способности при дренированных условиях:

Для нагрузки

$$N_q = \left[e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi_s))} \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right] = \begin{pmatrix} 10.7 \\ 6.7 \end{pmatrix}.$$

Для связности

$$N_c = \left[2 \cdot N_q - 1 \cdot \cot(\varphi_d) \right] = \begin{pmatrix} 20.7 \\ 15.3 \end{pmatrix}.$$

Для собственного веса

$$N_{\gamma} = \left[2 \cdot N_q - 1 \cdot \text{tg}(\varphi_d) \right] = \begin{pmatrix} 9 \\ 4.3 \end{pmatrix}.$$

Коэффициенты глубины и формы:

Глубинный коэффициент для недренарованного нагружения

$$d_c = 1 + 0.27 \cdot \sqrt{\frac{d}{B}} = 1.21.$$

Игнорируем глубинный коэффициент для дренированного нагружения.

Коэффициент формы фундамента для не дренированного нагружения

$$s_c = 1 + 0.17 \cdot \sqrt{\frac{d}{B}} = 1.13.$$

Коэффициент глубины равен 1,0 для дренированного нагружения, и поэтому их можно игнорировать.

Несущая способность недренированных условий:

Общая нагрузка на подошву фундамента

$$\sigma_{\text{вк},b} = \gamma_k \cdot d = 31.5 \text{ кПа}.$$

Частные коэффициенты

$$\begin{pmatrix} R1 \\ R2 \end{pmatrix} : \gamma_{Rv} = \begin{pmatrix} 1.0 \\ 1.0 \end{pmatrix}.$$

Предельное сопротивление

$$q_{ult} = (\pi + 2) \cdot c_{ul} \cdot d_c \cdot s_c + \sigma_{\text{вк},b} = \begin{pmatrix} 384.1 \\ 257.6 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \begin{pmatrix} 384.1 \\ 257.6 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

Несущая способность дренированных условий:

Эффективная нагрузка на базу фундамента

$$\sigma'_{\text{вк},b} = \sigma_{\text{вк},b} - u_{k,b} = 16.8 \text{ кПа}.$$

От нагрузки

$$q'_{ult1} = \overline{N_q \cdot \sigma'_{\text{вк},b}} = \begin{pmatrix} 179 \\ 112.5 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

От связности грунта

$$q'_{ult2} = \overline{N_c \cdot c_d} = \begin{pmatrix} 103.6 \\ 61.1 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

От собственного веса

$$q'_{ult3} = \left[N_r \cdot (\gamma_k - \gamma_w) \cdot \frac{B}{2} \right] = \begin{pmatrix} 126.1 \\ 59.5 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

Общее сопротивление

$$q'_{ult} = \sum_{i=1}^3 q'_{ult,i} = \begin{pmatrix} 408.7 \\ 233 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление

$$q'_{Rd} = \frac{q'_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \begin{pmatrix} 408.7 \\ 233 \end{pmatrix} \text{ кПа}.$$

Проверка несущей способности при недренированных условиях:

Степень использования

$$\Delta_{GEO,1} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \begin{pmatrix} 72 \\ 76 \end{pmatrix} \%.$$

Расчет неприемлем, если степень использования > 100%.

Проверка несущей способности при дренированных условиях:

Степень использования

$$\Delta_{ср(0)} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \left(\frac{58}{77} \right) \%$$

Расчет неприемлем, если степень использования > 100%.

Проектный подход DA2

В этом подходе применяются проектные значения из таблицы A1 ТКП EN 1997 по отношению к геотехническим, а также прочим воздействиям. Этот подход представляет собой новую процедуру, использующую один формат сочетаний воздействий. При расчете по подходу 2 частные коэффициенты применяются одновременно и к воздействию и к несущей способности.

Расчет выполняется аналогично подходу DA1.

Проектный подход DA3

В подходе применяются проектные значения из таблицы A2 ТКП EN 1997 по отношению к геотехническим воздействиям и, совместно с этим, применяются парциальные (частные) коэффициенты из таблицы A1 ТКП EN 1997 по отношению к прочим воздействиям.

Расчет выполняется аналогично подходу DA1.

Осадка фундамента s от нагрузки q определяется по формуле:

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot (q - \sigma_{v,0}^*) \cdot \int_0^z \frac{I_z}{C_3 \cdot E} dz, \quad (33)$$

где $C_1 = 1 - 0.5 \cdot \left[\sigma_{v,0}^* / (q - \sigma_{v,0}^*) \right]$;

$C_2 = 1.2 + 0.2 \cdot \lg t$;

C_3 – поправочный коэффициент и $C_3 = 1.75$;

$\sigma_{v,0}^*$ – начальное эффективное вертикальное напряжение на уровне подошвы фундамента;

t – время, с.;

I_z – фактор воздействия напряжения;

E – модуль упругости Юнга и $E = 3.5q$ для фундаментов.

Таблица 5 – Результаты расчетов фундамента и по формуле (50)

Давление на основание, кПа	100	150	200
Величина осадки	0,0048	0,011	0,0165
Величина сжимаемый толщи, м	6,0	6,0	6,0

Следует отметить, что глубина сжимаемой толщи является одним из граничных условий, от которого зависит величина осадки фундамента.

Мощность сжимаемой толщи зависит от многих факторов:

- ширины подошвы фундамента, формы, жесткости, глубины его заложения;
- давления на подошве фундамента и его распределения по глубине;

- состояния и свойств грунта;
- уровня грунтовых вод;
- скорости роста избыточного давления на различных глубинах;
- величины структурной прочности грунта и др.

Мощность сжимаемого слоя, м, определяется по формуле:

$$h_s = A_m \cdot b \quad (59)$$

где A_m – коэффициент эквивалентного слоя, принимаемый в зависимости от вида грунта и формы подошвы фундамента (таблица 5.14 [ТКП 45-5.01-67-2007]),
 b – ширина (диаметр) фундамента, м.

Анализ результатов показывает, что полученные расчетные значения по европейским и отечественным нормам могут значительно отличаться в 2 и более раз в зависимости от проектного подхода DA1 – DA3, что обуславливает многоплановую реализацию инженерных решений и обоснование используемых методов расчетов.

12. Сравнительный анализ результатов по национальным и европейским нормам

Положения Еврокода 7 в своем большинстве содержатся в национальных нормах Беларуси и Украины на различные геотехнические объекты. Поэтому вопрос гармонизации национальных и европейских норм на первый взгляд не должен стать очень проблемным. Однако целый ряд принципиальных положений имеют различную трактовку в национальных нормах и в Еврокоде 7. Одно из них – применение частных коэффициентов надежности по грунту, по материалу и по нагрузкам, что четко фиксируется по результатам расчетов по национальным и европейским нормам, приведенным в табл. 6 – 9.

Таблица 6 – Соотношение величин осадок

Тип фундамента	Отечественный метод расчета	Давление, кПа		
		100	150	200
песчаные грунты				
Столбчатый	1	0,833	0,818	0,787
	2	1,77	1,36	1,33
Ленточный	1	1,39	1,443	1,37
	2	4,65	3,81	3,46
Плитный	1	0,714	0,75	0,704
	2	2,69	2,17	2,02
пылевато-глинистые грунты				
Столбчатый	1	0,174	0,256	0,316
	2	0,337	0,436	0,497
Ленточный	1	0,132	0,206	0,262
	2	0,425	0,56	0,64
Плитный	1	0,072	0,145	0,20
	2	0,334	0,437	0,493

Таблица 7 – Соотношение величин сжимаемых толщин

Тип фундамента	Отечественный метод расчета	Давление, кПа		
		100	150	200
песчаные грунты				
Столбчатый	1	0,53	0,69	0,805
	2	0,99	0,99	0,99
Ленточный	1	0,375	0,537	0,653
	2	1,19	1,19	1,19
Плитный	1	0,176	0,268	0,347
	2	0,99	0,99	0,99
пылевато-глинистые грунты				
Столбчатый	1	0,477	0,642	0,756
	2	0,94	0,94	0,94
Ленточный	1	0,66	0,977	1,218
	2	2,26	2,26	2,26
Плитный	1	0,144	0,248	0,332
	2	0,94	0,94	0,94

Примечание: 1 – по методу послойного суммирования;
2 – по методу эквивалентного слоя.

Таблица 8 – Несущая способность столбчатых фундаментов, кН

Тип и размеры фундамента	Методика расчетов			ТКП
	ЕН			
	ДА1	ДА2	ДА3	
Столбчатый:				
1х1 м	1514,0	710,3	110,2	348,0
2х2 м	1814,0	828,6	828,6	401,6
3х3 м	2114,0	946,9	946,9	455,3

Таблица 9 – Расчетные сопротивления грунта под подошвой ленточного фундамента, кПа

Норма	Методика расчета	$d_w = 1 \text{ м}$	$d_w = 0 \text{ м}$
ЕН	ДА1	257,6	233,0
	ДА2	248,6	291,9
	ДА3	257,6	233,0
ТКП	при $B \leq 20 \text{ м}$	454,5	501,3
	при $B > 20 \text{ м}$	396,0	430,1

Заключение

Следует отметить, что строительные Еврокоды имеют другую философию, стратегию и тактику в расчетах оснований и строительных конструкций по сравнению с действующими в Беларуси и Украине нормативными документами. Поэтому целью пособия являлось ознакомление студентов и инженеров-строителей с терминологией, определениями, основными положениями расчётов и особенностями построения Европейских норм в сравнении их с аналогичными положениями ТКП или ДБН.

Практика показывает, что освоить проектирование оснований и фундаментов по EN реально только в течение длительного времени, так как все разделы EN прямо не приводят методов практического расчёта, они, как правило, базируются на мировом опыте и имеют возможность многоплановой реализации. Правильно составлять алгоритмы расчётов можно только при условии, что будут дополнительно выучены по литературным источникам практические подходы к проектированию всех типов строительных конструкций. Поэтому пособие рассматривается в качестве первого шага в направлении теоретического и практического освоения проектирования строительных объектов по требованиям EN.

Только систематическое углубленное изучение Европейских норм, международных стандартов, руководств, учебников, которые изданы в европейских и других странах мира, материалов международных научно-практических конференций по вопросам проектирования разных строительных объектов позволит обеспечить на высоком уровне выполнение необходимых расчётов и получить навыки конструирования современных строительных конструкций с учётом геотехнических и других особых воздействий. С этой целью в пособии приведен список литературы, который, по нашему мнению, будет полезен при самостоятельном углубленном изучении методов проектирования по строительным Еврокодам.

Вопросы для самоконтроля

К разделу I

1. Когда в ЕС начали работу над созданием Еврокодов?
2. В какие годы были изданы основные части Еврокодов?
3. Какова цель создания EN?
4. Что стало основой для создания EN?
5. Какие условия использованы в EN других стран, которые приняли решения выполнять проектирование строительных объектов по EN?
6. Можно ли использовать требования ТКП (ДБН), СНиП и другие нормативные документы при проектировании оснований и строительных конструкций по Еврокодам?
7. В чём заключается гармонизация ТКП (ДБН) с EN?

К разделу 2

1. Какие Еврокоды вы знаете?
2. Как подразделяются европейские стандарты по строительству и на чем базируется это деление?
3. Какие Еврокоды должен использовать (знать) инженер-строитель, который проектирует железобетонные конструкции?
4. Поясните термин „геотехническое проектирование”.
5. Как разделяются Европейские нормы, которые обеспечивают геотехническое проектирование?
6. Какие страны применяют в своей практике EN?
7. Можно ли проектировать строительные объекты по EN в Беларуси (Украине)?

К разделу 3

1. Охарактеризуйте составные части EN, которые обеспечивают геотехническое проектирование.
2. Необходимо ли придерживаться способов и методики определения характеристик физико-механических свойств грунтов, которые приведены в EN, при проектировании геотехнических объектов?
3. В чём различие Еврокодов, которые обозначены EN и ENV?
4. Выполняются ли дополнения и поправки к EN 1997?
5. Какие разделы включены в EN 1997-1? Что они рассматривают?
6. Какие существуют приложения к EN и с какой целью они созданы?
7. Охарактеризуйте область использования Еврокода 7-1 и Еврокода 7-2.
8. Поясните, в чём заключается геотехническое проектирование для объектов промышленного и гражданского назначения.
9. Как необходимо работать с основными Еврокодами и евростандартами, которые их дополняют?
10. Допускается ли дословное повторение отдельных требований и пояснений в Евронормах?

К разделу 4

1. Что такое „принцип” и как он обозначается в EN 1990?
2. Какие пункты норм рассматривают как правила?
3. Основные положения в EN 1990 подтверждаются формулами с символьными обозначениями. Что должны включать практические формулы и где их взять для решения конкретных геотехнических задач?
4. Среди терминов, которые используются в геотехническом проектировании, существует „сопоставимый опыт”. Поясните его значение и найдите подтверждение из собственной практики.

5. Какие буквы используют для обозначения параметров конструкций, материалов, грунтов и других величин в Европейских нормах? Совпадает ли их обозначения с символами международных стандартов ISO?

6. Соответствуют ли все обозначения в Еврокодах с ТКП и ДБН?

7. Рассмотрите обозначения, которые используются в EN 1990. Могут ли быть дополнительные обозначения в других Еврокодах?

8. Какое значение имеет четкое понимание терминов и символьных обозначений в международных проектах?

К разделу 5

1. Какие геотехнические параметры вы знаете из опыта работы с ТКП и ДБН? Используются ли они в EN? Приведите примеры нескольких основных показателей для грунтов.

2. Как в Еврокодах обозначаются воздействия на фундамент?

3. Поясните термин „характеристическое значение” и как его определяют по EN?

4. Что учитывают „репрезентативные значения” и как их используют на практике при геотехническом проектировании по Еврокодам?

5. Как обозначают в Европейских нормах „расчётные значения” параметров грунтов или материалов?

6. Как в EN обозначают характеристические, репрезентативные и расчётные значения? Какие из них прямо используются в расчётах?

7. Поясните, что такое „частные коэффициенты”? Рассмотрите их значения в EN в зависимости от направления использования.

К разделу 6

1. Что такое предельное состояние в Европейских и белорусских (украинских) нормах? В чём различие выделения предельных состояний в этих нормах?

2. Поясните расчётные схемы, которые используются при расчётах оснований и строительных конструкций по предельным состояниям?

3. Когда возникает необходимость при расчётах строительных объектов учитывать аварийные ситуации?

4. Какой принцип разделения предельных состояний заложен в EN и ТКП (ДБН)? Сравните их по опыту расчёта железобетонных конструкций и геотехнических объектов.

5. Какие требования сформулированы в Еврокодах к расчётам по предельным состояниям?

6. Как можно оценить характер рекомендаций условий EN по использованию предельных состояний в реальных расчётах оснований и строительных конструкций?

7. Дайте пояснения термина „предельное состояние равновесия” по EN. Какие по величине используют частные коэффициенты в этих расчётах? Как при этом рассматриваются здание и сооружение?

8. Используется ли предельное состояние разрушения STR в расчётах несущих конструкций, грунтовых оснований? В чём оно состоит?

9. Когда необходимо использовать расчёты по чрезмерным деформациям основания GEO? Как следует понимать расчёты по комбинированному состоянию STR/GEO?

10. Какие процессы в основании контролируются по предельному состоянию UPL?

11. В каких случаях необходимо выполнять расчёты по предельному состоянию HYD?

12. Приведите общую характеристику предельного состояния по эксплуатационной пригодности строительного объекта?

13. Как, по вашему мнению, во всех ли случаях расчёта оснований и строительных конструкций необходимо выполнять проверки по предельным состояниям ULS та SLS?

К разделу 7

1. Какие методы проектирования геотехнических объектов рекомендуются в Европейских нормах?

2. Поясните, когда можно вести проектирование по предписаниям?

3. Считаете ли Вы, что использование модельных и натурных испытаний должно проводиться одновременно с проверочными расчётами по предельным состояниям?

4. В чём преимущество наблюдательного способа проектирования? Соответствует ли это мониторингу, который рекомендуется использовать в Беларуси (Украине)?

5. Кто может принять решение по Еврокодам относительно выбора способа проектирования? От чего это зависит?

6. Кто составляет отчёт по инженерно-геологическим изысканиям по Еврокоду 7? В чём различие требований к содержанию такого отчёта по европейским и белорусским (украинским) нормам?

7. Кто составляет геотехнический отчёт? Какие вопросы в нём освещаются?

8. Отвечает ли строительная классификация грунтов по ТКП (ДБН) представленной в международных стандартах ISO и Еврокод 7? Может ли это повлиять на оценку грунтового основания?

9. Как оснащение для исследований грунтов и методика их проведения могут влиять на получение показателей деформативности и прочности грунта, если использовать требования ТКП (ДБН) или EN и учитывать накопленный опыт в разных странах?

К разделу 8

1. Как часто в других странах используется расчётное сопротивление грунта R , которое определяется как допустимая величина давления на грунт основания, то есть учитывает ограниченную глубину зоны пластических деформаций в упругой среде, как это принято в ТКП (ДБН)?

2. Что имеют в виду в EN, когда речь идет о проектировании распределительных фундаментов?

3. Кто принимает решения о характеристических, репрезентативных и расчётных значениях параметров по требованиям EN?

4. Приведите примеры постоянных и переменных нагрузок по EN, которые передаются на фундаменты и основание здания и сооружения?

5. Охарактеризуйте требования EN 1991 к определению нагрузок на фундаменты для предельных состояний как базиса для получения надежных геометрических размеров фундаментов.

6. Сравните требования проектных подходов в EN, которые используются для расчёта фундаментов. Поясните, почему в Еврокодах только для фундаментов эти сравнительные расчёты используют разные комбинации нагрузок и разные значения частных коэффициентов?

7. Какие величины частных коэффициентов к постоянным и переменным нагрузкам чаще используют при проверке предельных состояний ULS по EN? Сравните их с коэффициентами надежности к нагрузкам, которые используются в ТКП (ДБН).

8. Что характеризует понятие „несущая способность основания“?

9. Каково различие определения несущей способности грунтового основания для дренированных и недренированных условий его поведения при нагружении (для простоты вспомните закон Кулона-Мора) ?

10. Каково различие расчёта основания по предельному состоянию ULS в EN от метода, который предлагается для инженерных расчётов в ТКП (ДБН) по основаниям и фундаментам?

11. Какие конструктивные требования можно использовать для определения высоты плитной части фундамента?

К разделу 9

1. Сравните алгоритм практического расчёта фундаментов по Еврокоду 7-1 с определением их размеров по требованиям ТКП (ДБН) к основаниям и фундаментам?

2. Обратите внимание на определение расчётных величин параметров прочности грунта φ и c . Почему используются значения показателя угла внутреннего трения φ' и удельного сцепления c' при эффективном напряжении? Почему расчётное значение φ' определяется по изменению $\text{tg } \varphi'$, а не прямым учётом φ , как это принимают по ТКП (ДБН) ?

3. Что такое коэффициент использования (в данном случае несущей способности фундаментов)? Может ли он, по требованиям EN, быть больше 100% ?

4. Как производится анализ получения размеров подошвы фундаментов при практических расчётах и по какому проектному подходу необходимо выполнять уточняющие расчёты?

5. Какие конструктивные изменения можно предложить на практике, чтобы получить оптимальное решение фундаментов?

6. Какую формулу рекомендуется использовать для расчёта осадки основания по EN? Каковы недостатки имеет эта формула в сравнении с формулой послойного суммирования, которая рекомендуется ТКП (ДБН) по основаниям и фундаментам?

7. Сравните допустимые значения абсолютной расчётной осадки по EN, ТКП и ДБН. Какие выводы из этого можно сделать с точки зрения надёжности эксплуатации строительных объектов?

К разделу 10

1. Сравните алгоритмы расчётов фундаментов мелкого заложения по ТКП (ДБН) и EN? Почему объём расчётов по Еврокоду-7 значительно больший?

2. Как можно оценить предельную несущую способность фундамента по ТКП (ДБН)? Почему эта величина значительно превышает нагрузку, которая передается на фундамент?

3. Как составляющая упругого сжатия при подъеме дна котлована может влиять на полное расчётное значение осадки основания S по этой формуле?

4. Может ли влиять на полученные расчётами по ТКП (ДБН) (по грунтовым условиям) размеры фундамента выполнение проверочных расчётов по материалу фундамента?

Список литературы

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.01-254-2012(02250). – Введ.01.07.2012. – Министерство архитектуры и строительства РБ, 2012. – 102 с.

2. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007(02250). – Введ.02.04.2007. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2008. – 137 с.

3. Еврокод 7. Гидротехническое проектирование. Часть 1. Общие правила: ТКП EN 1997 – 2009 (02250). – Введ.10.12.2009. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2010. – 121 с.

4. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 7. Геотехническое проектирование / Р. Франк [и др.]; под научн. ред. А.З. Тер-Мартirosяна. – М.: МГСУ, 2013. – 360 с.

5. Кравцов, В.Н. Нормативно-правовое обеспечение проектирования и возведения оснований и фундаментов в Республике Беларусь с использованием национальных и европейских норм. – Минск: БНТУ, 2013.

6. Еврокод 7. Гидротехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта: ТКП EN 1997 –2- 2009 (02250). – Введ.10.12.2009. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2010. – 153 с.

7. ДБК А1.1-94:2010: Проектирование строительных конструкций по Еврокодам. Основные положения (Проектуванне будівельних конструкцій за Еврокодами основні положення). – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 22 с.

8. ДБН В.2.1-10-2009: Объекты строительства и промышленная продукция строительного назначения. Основания и фундаменты зданий и сооружения. Основные положения проектирования (Об'єкти будівництва та промислової продукції будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування.) – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.

9. ДСТУ-Н Б В.1.2-13-2008: Система надёжности в строительстве. Наставление. Основы проектирования конструкций (Система надійності та безпеки в будівництві. Настапова. Основи проектування конструкцій) (EN 1990:2002, IDT). – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 101 с.

10. ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2004. Еврокод-7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила (Єврокод-7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила) (EN 1997-1:2004, IDT). – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 190 с.

11. ДСТУ-Н Б EN 1997-2:2007. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунтов (Єврокод-7. Геотехнічне проектування. Частина 2. Дослідження та випробування ґрунтів) (EN 1997-2:2006, IDT). – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 190 с.

12. ДСТУ-Н EN 1991-1-1:2010. Нагрузки на сооружения. Часть 1-1. Основные положения. Удельный вес, собственный вес, эксплуатационные нагрузки (Навантаження на споруди. Частина 1–1. Основні положення. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження). (EN 1991-1-1:2002, IDT). – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 48 с.

13. ДСТУ-Н EN 1991-1-2:2010. Нагрузки на сооружения. Часть 1-2. Основные положения. Нагрузки на сооружения при пожаре (Навантаження на споруди. Частина 1–2. Основні положення. Навантаження на споруди при пожежі) (EN 1991-1-2:2002, IDT). – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 76 с.

14. ДСТУ-Н EN 1991-1-3:2010. Нагрузки на сооружения. Часть 1-3. Основные положения. Снеговые нагрузки (Навантаження на споруди. Частина 1–3. Основні положення. Снігові навантаження) (EN 1991-1-3:2002, IDT). – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 51 с.

15. ДСТУ-Н EN 1991-1-4:2010. Нагрузки на сооружения. Часть 1-4. Основные положения. Ветровые нагрузки (Навантаження на споруди. Частина 1–4. Основні положення. Вітрові навантаження). (EN 1991-1-4:2005, IDT) – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 158 с.

16. ДБН А.2.1-1:2014: Изыскания, проектирование и территориальная целостность. Изыскания. Инженерные изыскания для строительства (Вишукування, проектування і територіальна цілісність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва). – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 72 с.

17. ДБН В.1.2-2-2006: Система обеспечения надёжности и безопасности строительных объектов (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування). – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

18. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для строительных специальностей вузов / С.Б. Ухов [и др.] / Под ред. С.Б. Ухова. –2-е изд., переработанное и дополненное. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.

19. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1990: Основы проектирования сооружений: перевод с англ. / Х. Гульванесян, Ж-А. Калгаро, М. Голицки; Министерство образования и науки Российской Федерации, ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»: научн. ред. пер. В.Д. Райзер, Н.А. Попов. – М.: МГСУ, 2011. – 258 с.

20. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций. Руководство для проектировщиков к EN 1992-1-1 и EN 1992-1-2. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций / Э.В. Биби, Р.С. Нараян; Министерство образования и науки Российской Федерации, ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»: научн. ред. пер. В.О. Алмазов, А.И. Плотников. – М.: МГСУ, 2012. – 292 с.

Учебное издание

*Пошта Петр Степанович
Никитенко Михаил Иванович
Шведовский Петр Владимирович
Клебанюк Дмитрий Николаевич
Корниенко Николай Васильевич
Диптан Татьяна Васильевна
Раценко Андрей Николаевич*

Расчёт столбчатых и ленточных фундаментов по Европейским нормам

Пособие
для студентов строительных специальностей

Ответственный за выпуск: Шведовский П.В.

Редактор: Боровикова Е.А.

Компьютерная вёрстка: Соколюк А.П.

Корректор: Никитчик Е.В.

Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных
изданий № 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569 от 16.10.2017 г.

Подписано в печать 23.06.2020 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.

Бумага «Performer». Гарнитура «Times New Roman».

Усл. печ. л. 4,19. Уч. изд. л. 4,50. Заказ № 545.

Тираж 21 экз. Отпечатано на ризографе учреждения
образования «Брестский государственный технический
университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-499-0



9 789854 934990