

СЕРИЯ «ДОСТИЖЕНИЯ СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ»

**В. Ван Импе
Р. Д. Верастеги Флорес**

**Проектирование,
строительство и мониторинг
насыпей на шельфе
в условиях слабых грунтов**

**Санкт-Петербург
2007**

СЕРИЯ
«ДОСТИЖЕНИЯ
СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ»

Редакторы серии:
В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, М. Б. Лисюк

On the design, construction and monitoring of embankments on soft soil in underwater conditions

W. F. VAN IMPE

R. D. VERÁSTEGUI FLORES

University of Ghent, Laboratory of Geotechnics,
Zwijnaarde, Belgium

NPO “Georeconstruction-Fundamentproject”
Saint Petersburg
2007

НПО «Геореконструкция-Фундментпроект»

**В. Ван Импе
Р. Д. Верастеги Флорес**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ,
СТРОИТЕЛЬСТВО И
МОНИТОРИНГ НАСЫПЕЙ
НА ШЕЛЬФЕ В УСЛОВИЯХ
СЛАБЫХ ГРУНТОВ**

Научные редакторы русского перевода:
профессор В. М. Улицкий, профессор А. Б. Фадеев,
канд. техн. наук М. Б. Лисюк

Санкт-Петербург
2007

УДК 624.131

Ван Импе В., Верастеги Флорес В. Д.

Проектирование, строительство и мониторинг насыпей на щельфе в условиях слабых грунтов: Пер. с англ. / Под ред. В. М. Улицкого, А. Б. Фадеева, М. Б. Лисюка; НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» – СПб. 2007. – 168 с.

ISBN 978-5-9900771-3-3

Книга известного бельгийского исследователя, ученого, президента Международного общества по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE) в 2001–2005 гг., профессора университета г. Гент В. Ван Импе и инженера Р.Д. Верастеги Флореса посвящена вопросам проектирования, мониторинга и поведения крупных насыпей и дамб под водой. Описано применение методов улучшения слабых грунтов оснований насыпей и дамб путем глубинного перемешивания.

Приведен реальный случай из практики поэтапного возведения насыпи, при котором развивается консолидация, вызывающая увеличение недренированной прочности грунтов основания. В основание насыпи были внедрены датчики порового давления и вертикальных и горизонтальных перемещений грунта. Представлена важная научная информация о фактическом улучшении грунта основания при его глубинном перемешивании и о долговременном поведении основания под нагрузкой.

Книга предназначена для специалистов-геотехников, научных работников, проектировщиков зданий и сооружений в районах распространения слабых грунтов, студентов строительных вузов.

Табл. 8. Ил. 120. Библиогр.: 53 назв.

Перевод с английского выполнили канд. филол. наук Н. Л. Курчаков, В. А. Клименко.

ISBN 978-5-9900771-3-3

© W. F. Van Impe, R. D. Verástegui Flores,
2007

© Перевод на русский язык
и вступительное слово
НПО «Геореконструкция-
Фундаментпроект», 2007

ОБ АВТОРАХ

Вильям Ван Импе

Профессор Ван Импе получил степень гражданского инженера в Университете г. Гент в 1973 г. и степень доктора прикладных наук в этом же университете в 1981 г.

В 1982 г. В. Ван Импе был назначен полным профессором факультета прикладных наук Университета г. Гент, где он преподает механику грунтов и скальных пород, а также фундаментостроение.

Он основал в Университете Гента лабораторию механики грунтов, завоевавшую международную репутацию. С 1988 г. является приглашенным профессором Католического университета г. Леувен, членом Совета директоров Королевской академии зарубежных наук и членом Совета директоров Европейской группы Института фундаментов глубокого заложения DFI.

В 1994–1998 гг. профессор Ван Импе был вице-президентом по Европе Международного общества по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE), а в 2001–2005 гг. – президентом этого общества. За свои исследования он получил несколько международных призов и наград. Является соавтором трех книг и более 200 статей в журналах и трудах конференций. Профессор Ван Импе был консультантом по геотехнике многих международных проектов, является геотехническим консультантом Комитета по разработке проекта крупнейшего в мире подвесного моста в Мессине.



Рамиро Даниэль Верастеги Флорес

Р. Д. Верастеги Флорес родился в Боливии в 1976 г. Закончил факультет гражданского строительства Университета в г. Сан-Симон (Боливия), где получил приз за исследование в области динамики грунтов от факультета технологии и науки. В 2002 г. закончил обучение в аспирантуре по специальности «геотехника» под руководством профессора В. Ван Импе. Принимал участие в ряде исследовательских проектов по строительству на слабых грунтах в прибрежных и шельфовых зонах. В настоящее время является ассистентом и докторантом в Университете г. Гент.

Р. Д. Верастеги Флорес является автором и соавтором ряда статей в трудах международных конференций и в журналах. Область его исследований – напряженно-деформированное состояние сцементированных грунтов, технологии улучшения грунтов, консолидация слабых грунтов и расчеты фундаментов глубокого заложения.



УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!

Международный технический комитет № 38 «Взаимодействие оснований и сооружений» (ISSMGE), НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» и Петербургский университет путей сообщения (ПГУПС) предлагают Вашему вниманию новую научную серию «Достижения современной геотехники». Первой книгой серии стала работа известного японского ученого Кенджи Ишихара «Поведение грунтов при землетрясениях». Второй книгой является настоящий труд специалиста – геотехника с мировым именем Вильяма Van Импе и Даниэля Верастеги.

Одна из тенденций современного строительства – освоение новых территорий, ранее считавшихся непригодными для возведения зданий и сооружений из-за технических сложностей, в том числе территории с крайне неблагоприятными инженерно-геологическими и гидрологическими условиями. К таким территориям, в первую очередь, относятся те, которые отвоёвываются у океанов, морей и заливов путём устройства насыпей на слабых грунтах под водой. Реализованные в последние годы крупные проекты по устройству новых районов в приморских городах мира свидетельствуют об инвестиционной привлекательности освоения таких территорий. Можно отметить проекты с устройством насыпей под водой не только для городской застройки, но и для промышленного освоения, а также решения глобальных транспортных проблем. Это крупнейшие в мире аэропорты на искусственных островах в море со всей необходимой инфраструктурой, (Япония). Отвоеванные у морей территории успешно используются в крупных городах Азии, в США, а так же в европейских странах (Германия, Нидерланды, Швеция, Дания, Норвегия, Бельгия).

Указанные выше работы сложны не только в техническом и технологическом отношениях, но и с точки зрения научного осмысливания процессов, происходящих в грунтах. Использование современных методов получения исходной инженерно-геологической информации, исследования грунтов, а также новых расчётных методов позволило комплексно решить сложные задачи консолидации слабых грунтов во времени и прогнозировать их напряженно-деформированное состоя-

ние в период ведения работ и последующей эксплуатации.

Критерием правильности принятых исходных данных и используемых приемов теоретического моделирования являются результаты реальных наблюдений в процессе комплексного мониторинга.

В рассматриваемой работе научные выкладки удачно сочетаются с решением реальных задач по устройству насыпей. Очень ценными являются данные мониторинга с использованием специальной измерительной аппаратуры с поэтапным контролем качества укладки песка в теле насыпи. К положительным моментам можно отнести смелое использование новых технологических приемов стабилизации грунтов, в том числе современных методов их глубинного перемешивания.

В настоящее время в российских приморских городах уже начата реализация целого ряда проектов с использованием искусственно создаваемых территорий. К наиболее значимым российским проектам можно отнести создание новых районов в западной части Васильевского острова Петербурга на более чем 500 га за счёт расширения городской территории в сторону Финского залива. Здесь также решаются глобальные транспортные проблемы по созданию северо-западного диаметра вокруг города с выходом через залив на скоростную международную автомагистраль «Скандинавия», идущую через Петербург на Хельсинки и Стокгольм.

Несомненно, предлагаемый читателю материал будет актуальным в самые ближайшие годы при реализации столь глобальных проектов по освоению морского шельфа и устройству транспортных трубопроводных систем из портов России. Целая серия крупных международных проектов, связанных с добычей, переработкой и транспортировкой нефти решается не только на северо-западе России, но и в городах Сибири, Дальнего Востока и на Сахалине.

Вторая в серии «Достижения современной геотехники» книга профессора Вильяма Ван Импе и Р.Ф. Верастеги Флореса будет полезна для развития отечественных исследований в области механики грунтов, геотехнического проектирования и строительства.

Д-р. техн. наук, профессор, председатель ТС 38
«Взаимодействие сооружений и оснований» ISSMGE
B. M. Улицкий

ПРЕДИСЛОВИЕ

Технологии улучшения свойств грунтов, являясь, вероятно, наиболее древними, с технической точки зрения по-прежнему остаются одними из самых интересных методов, применяемых в фундаментостроении. Различные способы улучшения свойств грунтов применялись более 3000 лет назад. В последние десятилетия арсенал средств в этой области пополнился новыми методами (применение взрывчатых веществ, использование энергии удара, термическая обработка, вакуумная консолидация, вибрационное уплотнение, стабилизация и укрепление слабых грунтов), а также комбинированными системами инъектирования грунта, глубинного перемешивания и т. п.

Сегодня важнейшую роль в решении все более сложных с геотехнической точки зрения задач во всем мире играют технологии глубинного перемешивания. В Бельгии на самом раннем этапе возникновения этой технологии появились разработки по ее применению в мягких грунтах и различные высокотехнологичные методы перемешивания под высоким давлением. Опыт использования этих технологий, в том числе в прибрежной и шельфовой зонах, в последние годы доказал возможность получения хороших результатов.

В настоящей работе в качестве примера приводится описание сложного проектирования и строительства на чрезвычайно слабых грунтах крупной подводной насыпи. На стадии проектирования предлагалось вести поэтапное строительство и улучшение грунта с помощью глубинного перемешивания совместно с армированием при помощи геотекстиля для обеспечения допустимых деформаций и безопасности проекта.

По результатам мониторинга избыточного порового давления и деформаций во время строительных работ было установлено, что при учете ключевых аспектов сложного напряженно-деформированного состояния грунтов можно не только смоделировать соответствующую комплексную задачу, но и достаточно точно спрогнозировать поведение основания (прогнозирование класса А).

Мы надеемся, что приведенная в данной книге информация, основанная на конкретных примерах, будет полезной для инженеров-

геотехников как в академическом, так и в прикладном плане, а также внесет свой вклад в развитие знаний в области строительства на мягких грунтах.

Мы выражаем благодарность строительным компаниям *DEME* и *J. DE NUL*, группе экспертов-геотехников из компании *Dredging International NV*, компании *HydroSoil Services*, геотехническому и морскому подразделениям Министерства Фландрис, а также всем, принимавшим активное участие в решении нестандартных проблем в ходе осуществления данного проекта с достижением высоких практических результатов. В экспертную группу, занимавшуюся проектированием и строительством дамбы, входили следующие специалисты:

J . Van Mieghem, Flemish Ministry, Department of Maritime Access,
H . De Preter, Flemish Ministry , Department of Maritime Access,
J . Van den Broecke, Flemish Ministry , Department of Maritime Access,
C. Boone, Technum , Belgium,
H . Cecat, Technum, Belgium,
M. Van den Broeck, Dredging International,
R. Aelvoet, Combinatie Kallo,
P. Mengé, Combinatie Kallo,
S . Vandijcke, Combinatie Kallo,
F. Verhees, Combinatie Kallo,
R . Lheureux, Combinatie Kallo,
P. De Schrijver, Flemish Ministry , Department of Geotechnics,
A. Baertsoen, Flemish Ministry , Department of Geotechnics,
R. Simons, SECO, Belgium,
R. Dedeyne, SECO, Belgium.

Гент, декабрь 2005.

B. Ф. Ван Импе, Р. Д. Верастеги Флорес

ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

ϕ' , $^{\circ}$ – угол трения

σ_1 , σ_3 , кПа – главные напряжения

σ'_p , кПа – давление предуплотнения

σ'_{ν} , кПа – вертикальное эффективное напряжение

$\sigma'_{\nu 0}$, кПа – начальное вертикальное эффективное напряжение

CRR – коэффициент циклического сопротивления

CSR – коэффициент циклического напряжения

c' , кПа – эффективное сцепление

c_u , кПа – недренированное сопротивление сдвига

c_v , $\text{м}^2/\text{с}$ – коэффициент консолидации

e – коэффициент пористости

E' , МПа – дренированный модуль Юнга

E_u , МПа – недренированный модуль Юнга

f_s , МПа – сопротивление по боковой поверхности конуса

k , м/с – водопроницаемость

K_0 – коэффициент бокового давления в состоянии покоя

m_v , 1/кПа – коэффициент объемной сжимаемости

p' – эффективное среднее напряжение

q' – девиатор напряжений

q_c , МПа – лобовое сопротивление конусу

q_u , кПа, МПа – прочность на одноосное сжатие

R – коэффициент понижения сопротивления сдвига

r_k – коэффициент анизотропной водопроницаемости

S – коэффициент недренированной прочности

U , кПа – давление поровой воды

1

ВВЕДЕНИЕ

Как и во многих других портах мира, в гавани Антверпена в Бельгии растет потребность в искусственно создаваемых территориях для хранения грунта, извлеченного во время строительства, в основном при устройстве новых доков. Одним из решений данной проблемы стала частичная засыпка одного из доков (дока Doel) с использованием в качестве подпорной конструкции подводной насыпи (рис. 1.1). Проектирование и строительство 27-метровой подводной песчаной насыпи на 8-метровой толще чрезвычайно слабых грунтов (удалить которые было невозможно по экологическим соображениям) представляло собой неординарную трудную задачу.

Геологический разрез на площадке строительства характеризуется приповерхностными отложениями слабых грунтов, под которыми находятся тонкая прослойка третичных песков и довольно мощная толща третичных переуплотненных глин. Более подробную характеристику инженерно-геологических условий площадки можно найти в гл. 6. Слой слабых грунтов образовался в результате накопления осадков и самоуплотнения грунта, намытого при проведении дноуглубительных работ на фарватерах гавани.

В результате лабораторных и полевых испытаний было установлено, что намывной грунт находится в нормально уплотненном состоянии с начальной величиной сопротивления сдвигу, равной приблизительно $c_u=3$ кПа. Характер изменения свойств слабого грунта при консолидации уточнялся в процессе одометрических испытаний, испытаний CRS и испытаний на водопроницаемость.

На стадии проектирования (см. гл. 7) предлагалось множество вариантов технических решений, направленных на оптимизацию проекта строительства насыпи. Из-за мягкой консистенции грунта требовалось укрепление основания насыпи. Для этого было предложено использовать инновационную технологию глубинного перемешивания (SSI), в основном, под краями насыпи. Зоны улучшенного грунта должны обеспечить дополнительную прочность и ограничить боковые деформации слабого грунта в середине основания насыпи.

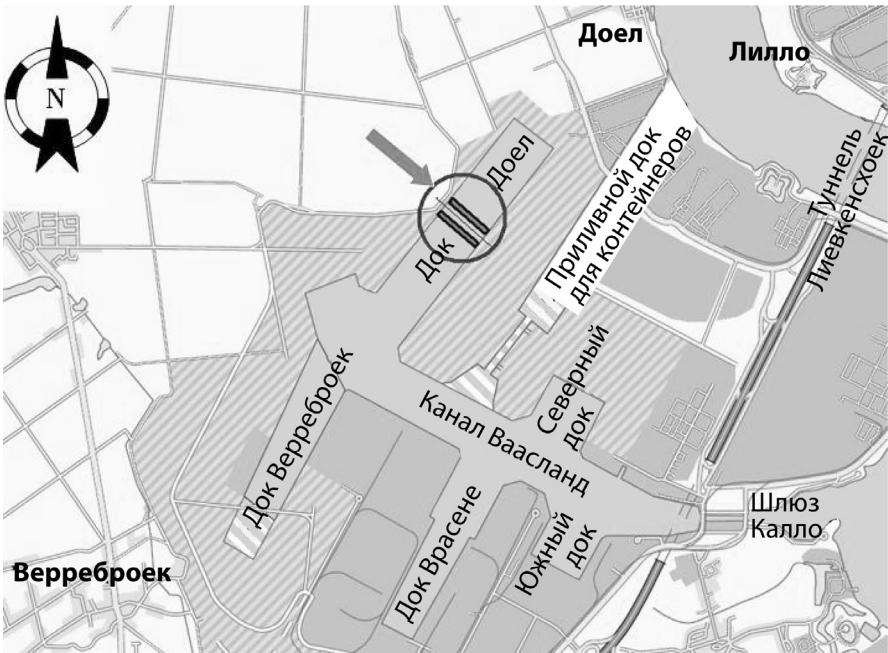


Рис. 1.1. Расположение насыпи в доке «Доел»

Анализ, как и ожидалось, показал, что период проведения работ будет самой критической стадией для устойчивости насыпи. Единственно возможным решением в данной ситуации было применение поэтапного строительства. При этой технологии контролируется скорость нагружения для набора грунтом прочности в ходе его постепенной консолидации для повышения устойчивости сооружения в целом. Точная оценка развития консолидации (с учетом больших деформаций) должна была явиться основным моментом в решении данной геотехнической задачи на чрезвычайно слабом грунте.

Слабый грунт был улучшен путем устройства колонн, выполненных по технологии глубинного перемешивания SSI. Данная технология предусматривает одновременную закачку жидкого цементного раствора под высоким давлением через сопла на передней части врачающегося инъектора и под низким давлением через сопла на задней части инъектора. Вращение инъектора сопровождается его непрерывным поступательным перемещением вверх, при этом цементный раствор равномерно распределяется по всему диаметру колонны.

Для изучения работы улучшенных грунтов была разработана обширная программа лабораторных испытаний (см. гл. 8). Были исследованы несколько типов цемента и выполнены последовательные из-

мерения прочности в течение длительного периода затвердевания полученного материала. Контроль прочности колонн проводился посредством испытаний отобранных кернов улучшенного грунта на одностороннее сжатие. Прочность колонн, полученная в полевых условиях, превосходила прочность, ожидаемую по результатам испытания образцов в лаборатории. Это было полностью подтверждено при сравнительном анализе микроструктуры полевых и лабораторных образцов под сканирующим электронным микроскопом.

Работа насыпи, строительство которой продолжается по сей день, оценивалась с помощью прецизионной аппаратуры для измерения избыточного давления поровой воды (порового давления) и осадок основания (см. гл. 9). Как и ожидалось, измерения показали медленное рассеивание порового давления; его величина в зоне закрепления грунта по технологии SSI намного меньше, чем в незакрепленной зоне, благодаря жесткости грунтовых колонн. Фактические величины вертикальных перемещений и порового давления сегодня на площадке совпадают с расчетными величинами, спрогнозированными на стадии проектирования.

СТРОИТЕЛЬСТВО НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

2.1. Работа глинистого основания под нагрузкой

Строительство на слабых грунтах остается сложной задачей фундаментостроения. Это связано, главным образом, с тем, что часто новые конструкции создают значительные нагрузки на основание, а со-противление сдвигу слабых глин недостаточно.

Традиционно анализ подобной задачи проводится в два этапа:

- анализ устойчивости откоса во время проведения строительных работ в полностью недренированных условиях;
- анализ устойчивости откоса значительно позже окончания строительства в полностью дренированных условиях.

Правильность такого подхода не всегда очевидна. Это отмечают, например, Leroueil et al., 1990, которые сравнили результаты реальных и прогнозируемых измерений в случае принятия полностью недренированных условий. Результаты, полученные в различных грунтовых условиях, можно объяснить, рассмотрев траекторию нагружения элемента по центральной линии приложения нагрузки, например, как в нашем случае, при строительстве насыпи.

Так, при устройстве насыпи на слабо переуплотненных глинах (рис. 2.1) наиболее вероятная траектория нагружения, по данным многочисленных наблюдений, будет иметь вид кривой *ABC*. Здесь точка *A* – начальное напряжение грунта, достигающее поверхности текучести в зоне *B*, где вертикальное эффективное напряжение σ'_v приблизительно равно величине предуплотнения глины σ'_p . По траектории *AB* коэффициент консолидации обычно высокий, после чего можно ожидать относительно быстрого рассеивания порового давления. Однако, как только грунт достигает поверхности текучести, он становится нормально уплотненным, при этом наблюдается значительное снижение коэффициента консолидации. Поэтому только траектория *BC* может считаться недренированной (при медленном рассеивании порового давления).

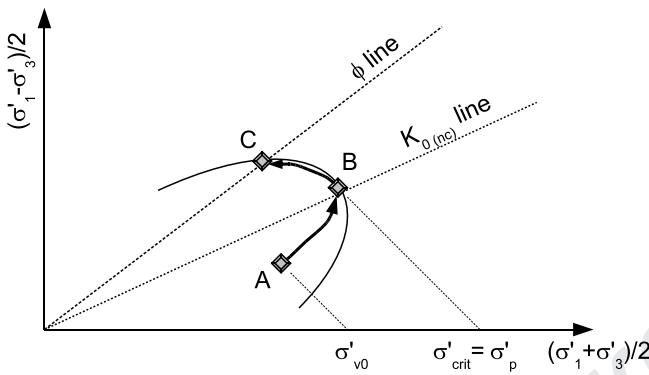


Рис. 2.1. Поведение слабо переуплотненного глинистого основания

На рис. 2.2 подобным образом проиллюстрировано поведение фундамента на сильно переуплотненном глинистом основании. Начальное напряженное состояние близко к изотропному (точка *A*). Наблюдения показывают, что во время приложения «недренированной» нагрузки в переуплотненных глинах давление поровой воды меньше, чем в слабых глинах. Высокая жесткость первых обеспечивает высокий коэффициент консолидации. В отличие от слабо переуплотненных глин, типичная траектория нагружения в сильно переуплотненных глинах достигает поверхности текучести *B* при вертикальном эффективном напряжении меньшем, чем величина давления предуплотнения. Любая последующая нагрузка следует траектории, совпадающей с поверхностью текучести *BC*, где может иметь место медленное рассеивание порового давления.

В результате полностью недренированные условия могут быть только для нормально уплотненных глин (рис. 2.3), так как их начальное напряженное состояние уже попадает на границу поверхности текучести. Многочисленные эксперименты показывают, что при развитии порового давления наблюдаются явления, подобные проиллюстрированным на рис. 2.4. В нормально уплотненных глинах поровое давление возрастает примерно с такой же скоростью, как полные прилагаемые напряжения (в недренированных условиях). В переуплотненных глинах поровое давление, возникшее в начале строительства, низкое и начинает расти приблизительно с такой же скоростью, как общее прикладываемое вертикальное напряжение, как только насыпь достигает критической нагрузки (связанной с текучестью грунта).

В рассматриваемой задаче проектирования подводной насыпи грунты основания почти полностью нормально уплотненные. В этом

случае принятие полностью недренированных условий для анализа устойчивости конструкции не является ошибочным.

Иногда, как в рассматриваемой ситуации, необходимо вести строительство в условиях недостаточной несущей способности глинистого основания, когда общая нагрузка от веса насыпи превышает несущую способность грунта. Для решения этой задачи инженерам-проектировщикам приходится выбирать из двух вариантов: применять какую-либо технологию улучшения свойств слабых грунтов для увеличения прочностных характеристик слабого основания либо обеспечить достижение грунтом дренированного состояния и позволить ему набирать прочность «самостоятельно», ведя строительство постадийно с контролируемой скоростью. Последний вариант называется поэтапным строительством.

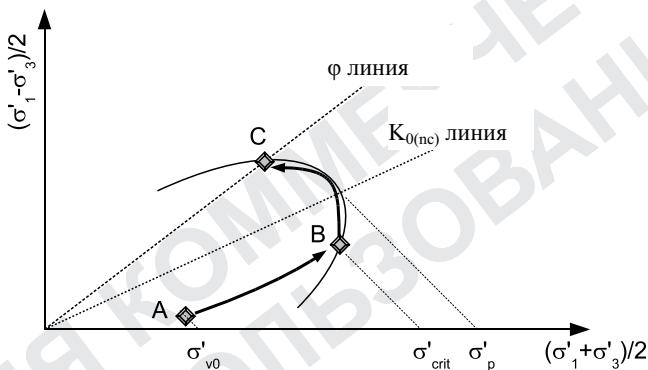


Рис. 2.2. Поведение сильно переуплотненного основания

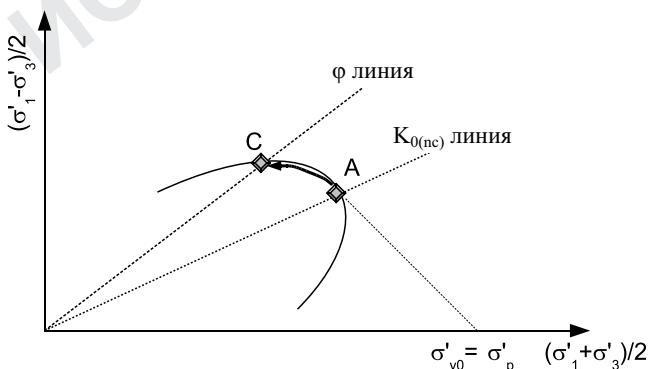


Рис. 2.3. Поведение нормально уплотненного основания

2.2. Пoэтapное строительство

Поэтапное строительство применяется при ведении работ в слабых грунтах, когда прилагаемые нагрузки достаточно велики для того, чтобы вызвать напряжения, превышающие давление предуплотнения и близкие к разрушающим. Примерами служат транспортные насыпи, дамбы для защиты от наводнений, дамбы хвостохранилищ, повторно используемые восстановленные земли и шельфовые конструкции.

Так как во всех подобных проектах генерируется поровое давление в грунтах основания, наиболее критические условия устойчивости возникают во время проведения строительных работ, поэтому в таких случаях обычно выполняют анализ устойчивости в недренированном состоянии. Как было отмечено, принятие полностью недренированных условий ($\Delta\sigma = \Delta u$) при анализе устойчивости применимо только для водонасыщенных нормально уплотненных глин.

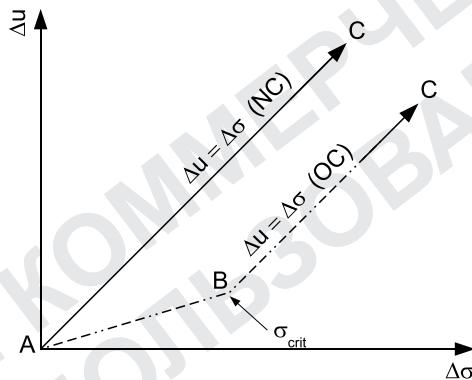


Рис. 2.4. Возникновение порового давления

Чтобы лучше понять поведение грунтов основания при нагружении, рассмотрим траекторию эффективных напряжений нормально уплотненного грунтового элемента, расположенного непосредственно под центром поэтапно возведенной насыпи (рис. 2.5). Из рисунка видно, что общая приложенная эквивалентная нагрузка (соответствующая точке G) превышает начальную несущую способность основания, сложенного слабыми грунтами. Возведение насыпи в один прием привело бы к разрушению, поэтому для обеспечения безопасности был выбран способ поэтапного строительства.

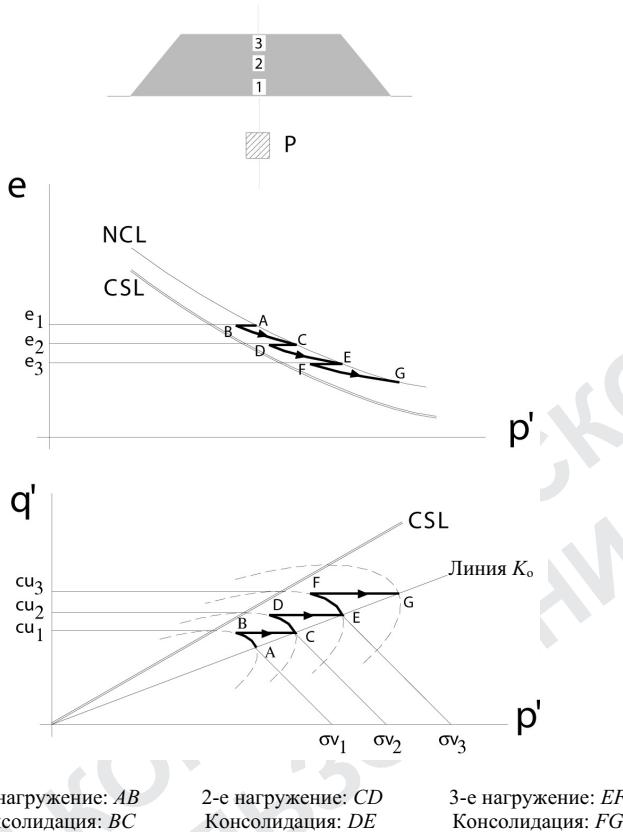


Рис. 2.5. Принципы поэтапного строительства

Строительные работы были разделены на три этапа. Траектория эффективных напряжений для первого этапа соответствует отрезку AB . Приложение нагрузки прекращается до того, как может произойти разрушение. Начальная недренированная прочность обозначена c_{u1} . Если допустить полную консолидацию, то поровое давление рассеивается, при этом эффективное напряжение изменяется от точки B к точке C . Консолидация ведет к уменьшению коэффициента пористости.

Отметим, что к данному моменту в ходе второй стадии нагружения (траектория CD) недренированная прочность c_{u2} увеличивается. В конце второй стадии (точка D) достигается такая консолидация (траектория DE), когда, наконец, можно безопасно приступить к третьей стадии EF . Недостатком метода поэтапного строительства является увеличение срока проведения работ. Если фактор времени не является ключевым, применение принципов поэтапного строительства может считаться более экономичным решением.

2.2.1. Методология проведения анализа

Проектирование при поэтапном строительстве, как правило, состоит из этапов, показанных на рис. 2.6. Сначала необходимо оценить устойчивость на первой стадии нагружения в недренированных условиях во время проведения работ, основываясь на начальных механических параметрах грунтов. Затем можно выполнить расчеты устойчивости для последующих этапов строительства. При этом следует учесть, что комбинация ранее приложенных нагрузок и частичная либо полная консолидация изменяют начальную историю нагружения и увеличивают прочность грунтов основания.

На рис. 2.6 параметры начального состояния соответствуют исходному залеганию грунта и давлению предуплотнения. Эти параметры, а также результаты лабораторных испытаний (с целью измерения недренированной прочности) служат основным источником информации.



Рис. 2.6. Методология анализа поэтапного строительства

Для первого анализа устойчивости используются исходные данные по грунтам для расчета коэффициента надежности на стадии 1. Впоследствии для прогноза изменения прочности в недренированном состоянии при оценке устойчивости требуется знание степени консолидации.

2.2.2. Анализ консолидации

Очевидно, что проектирование при поэтапном строительстве требует проведения точного анализа консолидации для прогнозирования скорости рассеивания поровой воды во время строительства. Эти прогнозы часто оказывают сильное влияние на оценку выполнимости проекта, а также на график выполнения и стоимость строительных работ.

В следующих параграфах рассматриваются некоторые задачи консолидации.

Одномерная консолидация

Хотя на практике часто полагаются на традиционную теорию одномерной консолидации при малых деформациях К. Терцаги (1925), принятие постоянных величин коэффициентов консолидации (c_v) и сжимаемости (m_v) может привести к неверным (в сторону снижения запаса) расчетам рассеивания порового давления во время строительства, особенно для очень мягких грунтов, параметры которых могут значительно варьировать в зависимости от величины деформаций. Кроме того, могут возникнуть проблемы при работе с умеренно переуплотненными грунтами, в которых c_v и m_v существенно изменяются при приближении к величинам давления переуплотнения p' , а также в отложениях слоистых глин, имеющих разные значения c_v и m_v .

Подобные ситуации требуют такого моделирования, которое позволит использовать нелинейные функции для описания параметров консолидации, изменения нагрузки во времени и менее жесткие граничные условия. Более детальному рассмотрению этой темы посвящена гл. 5.

Ускорение консолидации при помощи дрен

Главная задача вертикальных дрен, часто используемых при поэтапном строительстве, – ускорение процесса консолидации при допущении горизонтальной фильтрации по сокращенному пути. Кроме того, большинство естественных отложений являются анизотропны-

ми; при этом горизонтальная водопроницаемость, как правило, выше вертикальной.

При устройстве вертикальных дрен для ускорения процесса консолидации возникают две дополнительные задачи, от решения которых зависит точность прогнозирования порового давления во время строительных работ поэтапным методом: оценка анизотропного коэффициента водопроницаемости $r_k = k_h/k_v$, необходимого для определения коэффициента консолидации при горизонтальном течении; определение возможных эффектов нарушения структуры грунта, вызванного устройством дрен (так называемый эффект «смазывания»), в зависимости от конкретных характеристик грунта и дрен. Аналитические решения обсуждались многими авторами (Barron, 1948; Hansbo, 1979; Van Impe, 1989; Lancellotta, 1995). Однако во всех этих исследованиях параметры консолидации принимались постоянными во времени.

АНАЛИЗ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ СЛАБЫХ НЕДРЕНИРОВАННЫХ ГРУНТОВ

3.1. Введение

Проектирование поэтапного строительства сооружений на слабых нормально уплотненных грунтах включает оценку их устойчивости в недренированных условиях. Поэтому необходимо оценить начальное сопротивление грунта недренированному сдвигу c_u , а также изменения значения c_u во время проведения строительных работ. Рассмотрим некоторые вопросы, связанные с сопротивлением грунтов сдвигу и постепенным увеличением этого сопротивления при консолидации.

3.2. Работа на сдвиг нормально уплотненных глин

Сопротивление сдвигу в нормально уплотненных грунтах в дренированных и недренированных условиях обычно представляют в виде огибающих Кулона – Мора, характеризуемых углом трения ϕ' и сцеплением c' , которое обычно очень мало. Данные по большому количеству глин различного происхождения показывают, что угол трения является функцией пластичности глины и не зависит от скорости деформации (рис. 3.1).

Нормально уплотненные глины ведут себя, как пластичный материал, следовательно, изменение их напряженно-деформированного состояния подчиняется законам пластического течения, поэтому определение и применение «упругого» модуля деформации в данном случае неоправданно (Tavenas, 1987). И все же, изменение напряжено-деформированного состояния нормально уплотненных глин часто выражается с помощью недренированного модуля, например E_u .

Согласно концепции текучести грунта, сдвиг нормально уплотненного грунтового образца в недренированных условиях проходит по траектории эффективных напряжений вдоль поверхности текучести. Если образец уплотнен одномерно, что наблюдается в природных условиях, образуется поверхность текучести (рис. 3.2).

Как показано в работе Roscoe et al. (1958), основанной на данных исследований изотропно уплотненных перемятых глин, поверхность

текучести можно описать как эллипс, большая ось которого лежит на изотропной оси графика (модель *Cam Clay*). Однако испытания на природной глине, которую можно считать K_0 -уплотненной (где K_0 – коэффициент бокового давления в состоянии покоя), свидетельствуют, что поверхность текучести ориентирована по линии K_0 (рис. 3.2). На форму поверхности текучести влияет величина K_0 , которая определяется величиной ϕ' , тесно связанной с числом пластичности.

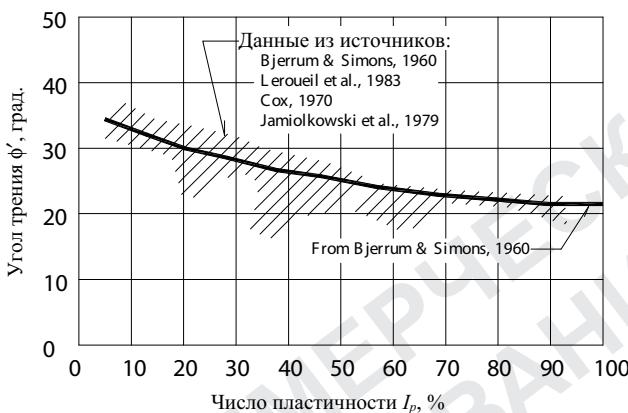


Рис. 3.1. Изменение эффективного трения нормально уплотненной глины в зависимости от числа пластичности (Mesri et al., 1993)

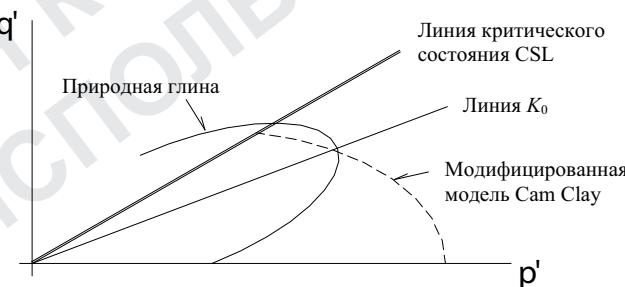


Рис. 3.2. Типичная поверхность текучести природной глины

На рис. 3.3 показана траектория эффективных напряжений трех образцов глин, K_0 -уплотненных при различных вертикальных напряжениях, которые нагружали в недренированных условиях. На данном рисунке $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ и $q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$. Из рисунка можно определить начальное вертикальное эффективное напряжение для каждого образца, а также оценить их недренированную прочность после сдвига.

га. Как можно заметить, для нормально уплотненных глин отношение c_u/σ'_v является постоянной величиной:

$$S = \left[\frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{(1)} = \left[\frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{(2)} = \left[\frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{(3)}. \quad (3.1)$$

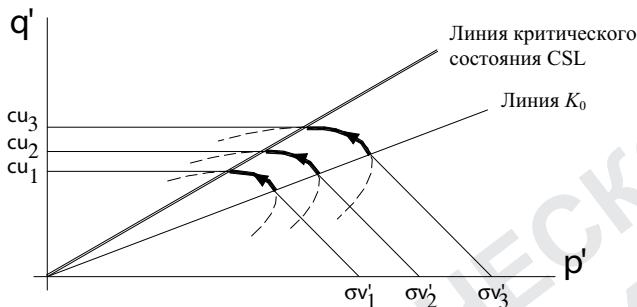


Рис. 3.3. Траектория эффективного напряжения при недренированном трехосном сжатии на примере нормально уплотненных образцов

Этот немаловажный момент позволяет лучше понять характер изменения свойств глин, подвергающихся недренированному сдвигу. Более того, здесь мы подходим к одной из самых важных концепций в механике грунтов – понятию нормализованной работы грунта, которая будет описана в следующем разделе.

Коэффициент недренированной прочности $S = c_u/\sigma'_v$, полученный из испытаний на трехосное сжатие, незначительно изменяется в зависимости от числа пластичности и, как правило, находится в достаточно узком диапазоне, обычно $S = 0,3$ (Tavenas, 1987).

3.3. Нормализованное поведение грунта

Работы, выполненные Roscoe et al. (1958), Henkel (1960) и Ladd et al. (1974) в основном на материале восстановленных и деструктурированных (с нарушенными структурными связями) глин, показали, что при недренированных испытаниях образцы с одинаковым коэффициентом переуплотнения, но с различным максимальным прошлым давлением σ'_p имеют сходные отношения «напряжение – деформация» и «поровое давление – деформация», при нормализации по отношению к напряжению при консолидации σ'_c или максимальному приложенному давлению σ'_p . На рис. 3.4 показаны данные из работы Ladd et al. (1974).

Эти наблюдения дали толчок к созданию группой авторов (Ladd et al., 1974) концепции «нормализованных параметров грунта» (NSP). Это очень важная концепция, так как она применима ко всем видам испытаний: трехосным, плоской деформации, прямому сдвигу и т. п. в дренированных и недренированных условиях. Концепция NSP является одной из основополагающих в механике грунтов.

Однако на практике нормализованная работа не так безупречна, как показано на рис. 3.4. Как правило, на нормализованных графиках видно отклонение при разных напряжениях при консолидации, а также в силу неоднородности грунтовых слоев. Неизбежная вариативность при проведении ряда испытаний также может вносить определенные искажения.

Тем не менее, концепция нормализованного поведения применима для разнообразных связных деструктурированных грунтов. Однако для специфических случаев ее применимость рекомендуется проверять особо.

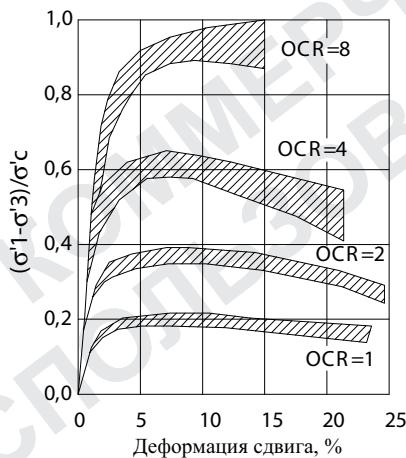


Рис. 3.4. Нормализованная работа грунта в испытаниях на трехосное сжатие (Ladd et al., 1974)

Глины-плывуны и высокоструктурированные глины не проявляют нормализованной работы в силу того, что их строение обычно изменяется при повторной консолидации, превышающей пределы текущего напряжения.

3.4. Работа на сдвиг переуплотненных глин

При работе с переуплотненными глинами следует учитывать, что при одинаковом эффективном напряжении во время снятия нагрузки

их влажность ниже, чем у нормально уплотненного грунта. Вследствие этого коэффициент недренированной прочности S , определенный ранее, должен увеличиваться с ростом коэффициента переуплотнения OCR . Из данных, приведенных в работе Ladd et al. (1974), а также показанных на рис. 3.5, видно, что недренированное сопротивление сдвигу в деструктуризованных глинах варьирует в зависимости от переуплотнения согласно формуле

$$\left[\frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{OC} = \left[\frac{c_u}{\sigma'_v} \right]_{NC} \cdot OCR^m = S \cdot OCR^m. \quad (3.2)$$

В работе Ladd et al (1974) величина m равна приблизительно 0,8. Jamiolkowski et al. (1985) указывал, что уравнение (3.2) хорошо аппроксимирует поведение природных глин ненарушенной структуры. Справедливость этого уравнения подтверждается теорией критического состояния. Линию критического состояния можно определить в пространстве p' : q' и v : p' следующим образом (Atkinson et al, 1978):

$$q = Mp'. \quad (3.3)$$

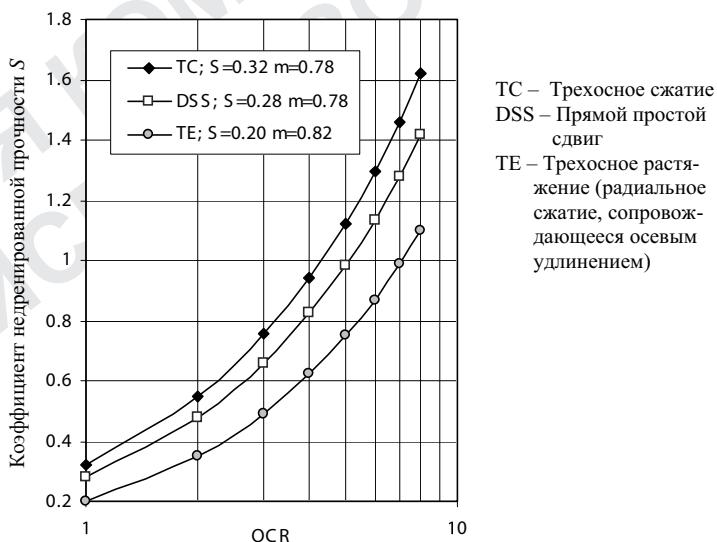


Рис. 3.5. Коэффициент недренированной прочности ($S = c_u/\sigma'_v$) из испытаний CK₀U (Jamiolkowski et al., 1985)

$$\nu = \Gamma - \lambda \cdot \ln p', \quad (3.4)$$

где ν – удельный объем; Γ – удельный объем при $p' = 1$ кПа; λ – наклон линии нормального уплотнения.

Величины M , Γ и λ , определенные на рис. 3.6, являются константами грунта.

Рассмотрим два образца (см. рис. 3.6): образец A – нормально уплотненный; B имеет степень переуплотнения $OCR = p'_A/p'_B$. Разрушение образцов на линии критического состояния показано, соответственно, точками C и D . Недренированная прочность c_{uA} образца A , который разрушается на линии критического состояния при среднем нормальному эффективном напряжении p'_C и удельном объеме ν_A , будет

$$(c_u)_A = Mp'_C = M e^{\frac{\Gamma-\nu_A}{\lambda}}. \quad (3.5)$$

Линия набухания AB проходит через точку A и описывается уравнением вида

$$\nu = \nu_A + \kappa \cdot \ln \frac{p'_A}{p'}. \quad (3.6)$$

Если дать образцу B набухнуть до удельного объема ν_B , то по аналогии с уравнением (3.5) недренированная прочность c_{uB} будет

$$(c_u)_B = M \cdot e^{\frac{\Gamma-\nu_B}{\lambda}}. \quad (3.7)$$

Путем подстановки (3.6) в (3.7) при $\nu = \nu_B$ получаем

$$(c_u)_B = M \cdot e^{\frac{\Gamma-\nu_A - \kappa \ln \frac{p'_A}{p'_B}}{\lambda}}. \quad (3.8)$$

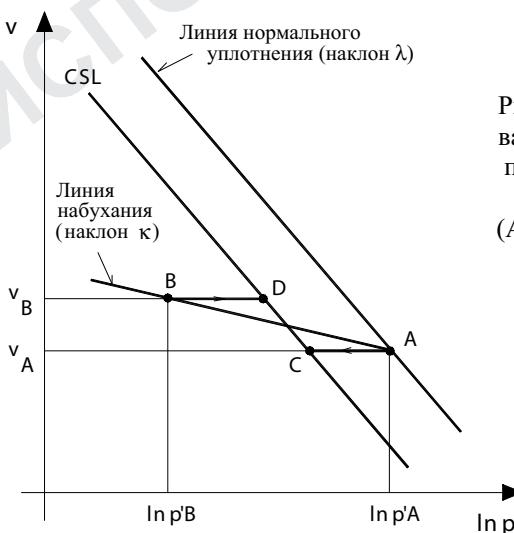


Рис. 3.6. Недренированный сдвиг и компрессия переуплотненного образца (Atkinson et al., 1978)

$$(c_u)_B = M \cdot e^{\frac{\Gamma - v_A}{\lambda}} \left(\frac{p'_B}{p'_A} \right)^{\frac{\kappa}{\lambda}} = (c_u)_A \left(\frac{p'_B}{p'_A} \right)^{\frac{\kappa}{\lambda}} = (c_u)_A OCR^{\frac{-\kappa}{\lambda}}. \quad (3.9)$$

Учитывая, что $OCR = p'_A/p'_B$, и, разделив предыдущее уравнение на p'_B , получаем:

$$\frac{(c_u)_B}{p'_B} = \frac{(c_u)_A}{p'_B} OCR^{-\frac{\kappa}{\lambda}} = \frac{(c_u)_A}{p'_A} OCR^{1-\frac{\kappa}{\lambda}}; \quad (3.10)$$

$$\frac{(c_u)_B}{p'_B} = \frac{(c_u)_A}{p'_A} OCR^\Lambda \text{ при } \Lambda = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda}. \quad (3.11)$$

Как видим, уравнение (3.11) близко к уравнению (3.2), так как мы сопоставляем здесь нормализованные параметры переуплотненных и нормально уплотненных глин. Коэффициент пластической объемной деформации Λ , названный так в работе Schofield and Wroth (1968), определяется по наклонам линий компрессии и набухания. Его величина находится в пределах от 0 до 1 и обычно близка к 0,8.

3.5. Методы лабораторных испытаний

3.5.1. Общие замечания

Основной метод лабораторных испытаний, разработанный для использования концепции нормализованных параметров грунта *NSP*, подразумевает консолидацию при напряжениях, превышающих природные, для компенсации повреждения образцов при отборе, а также для контроля коэффициента переуплотнения *OCR*.

Влияние повреждения образца можно показать на идеализированном графике зависимости коэффициента пористости от эффективного напряжения в логарифмическом масштабе (рис. 3.7). Кривая первичной компрессии представляет собой, как правило, характерную зависимость для определенного типа глины между временем консолидации и видом напряженного состояния. Если образец становится переуплотненным, его эффективное напряжение уменьшается и он набухает, обычно следуя зависимости, соответствующей линии *a* на рис. 3.7. В процессе повторной консолидации, при возвращении к линии первичной компрессии, эта же зависимость следует траектории, соответствующей линии *b*.

Так как изменения коэффициента пористости при набухании грунта намного меньше изменений, связанных с первичной компрессией,

график деформирования переуплотненных грунтов всегда проходит под линией первичной компрессии.

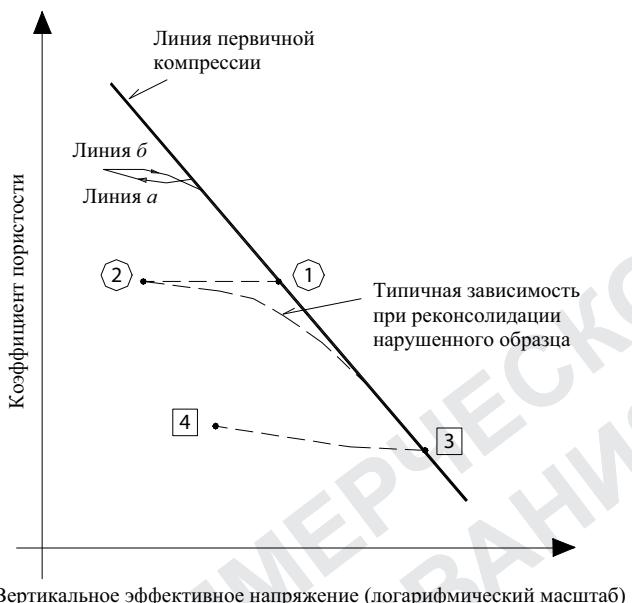


Рис. 3.7. Идеализированный график, иллюстрирующий эффект нарушения образца (Ladd et al., 1974)

Во время извлечения «ненарушенного» образца эффективное напряжение обычно уменьшается, даже если влажность фактически не изменяется. Таким образом, эффективное напряжение нормально уплотненного образца до извлечения (точка 1 на рис. 3.7) может измениться (точка 2) после его извлечения, что похоже на поведение переуплотненного образца. Во время повторной консолидации произойдет возвращение по определенной траектории к линии первичной компрессии (пунктир на рис. 3.7). Следовательно, испытание, проведенное в любой точке этой пунктирной линии до достижения линии первичного сжатия (например, образец, реконсолидированный до природных напряжений), будет иметь неопределенный коэффициент переуплотнения OCR .

С другой стороны, образец, уплотненный до линии первичной компрессии, имеет точно известный коэффициент переуплотнения $OCR = 1$. Если допустить, что концепция справедлива для данного типа грунта, то такой образец покажет значения NSP , одинаково применимые ко всем нормально уплотненным образцам. Чтобы определить значения NSP для переуплотненных образцов при известных значени-

ях OCR , образцы уплотняют до состояния первичной компрессии и затем снижают эффективное напряжение до требуемого значения OCR (на рис. 3.7 – консолидация от точки 2 до точки 3, за которой следует снятие нагрузки до точки 4 для придания образцу известного значения коэффициента OCR).

Таким образом, до начала проведения испытаний с целью определения значений NSP образцы должны быть консолидированы до линии первичной компрессии. В работе Ladd et al. (1974) рекомендуется консолидация до уровня напряжения, в 1,5...2 раза превышающего природные напряжения. Кроме того, авторы предлагают:

1. Консолидировать образцы до уровня, примерно в 1,5; 2,5 и 4 раза превышающего вертикальное природное напряжение, и измерить c_u/σ'_v . Глины с нормализованным поведением покажут постоянную величину c_u/σ'_v , по крайней мере, в двух точках с максимальным напряжением. Если величина c_u/σ'_v постоянно изменяется с изменением напряжения, то концепция NSP неприменима к данному типу глин.

2. Чтобы определить зависимость между c_u/σ'_v и коэффициентом переуплотнения OCR , можно использовать минимальное значение σ'_v , задавая нормализованное поведение относительно давления предуплотнения в лаборатории, и провести испытания при значениях коэффициента переуплотнения, равных $2\pm 0,5$; 4 ± 1 и 6 ± 2 . Для проверки достоверности полученных результатов их следует сравнить со значениями, отмеченными на рис. 3.5. Данные должны выстраиваться в плавную изогнутую вверх кривую.

Следовательно, для применения данного метода требуется знать значения природных напряжений, а также давления предуплотнения; при этом необходимо проведение высококачественных одометрических испытаний.

3.5.2. Метод SHANSEP

Метод «История нагружения и нормализованные инженерные параметры грунтов» (SHANSEP) является основой рассматриваемой процедуры. Он состоит из оценки истории нагружения глинистых отложений путем анализа профилей (графиков по глубине) вертикального эффективного напряжения σ'_v и давления предуплотнения σ'_p с целью определения величин коэффициента переуплотнения на различных отметках грунтового слоя и последующего использования нормализованных значений характеристик прочности при проектировании.

Методика включает следующие основные шаги (Ladd et al., 1974; Jamiolkowski et al., 1985):

1. По результатам разведочного бурения составляется инженерно-

геологический разрез и его описание.

2. Производится отбор «ненарушенных» образцов хорошего качества и по данным измерения полного удельного веса, давления поровой воды и вертикального эффективного напряжения изучается история нагружения грунта. Проверяется применимость концепции нормализованного поведения к рассматриваемым грунтам.

3. Проводится серия CK_0U сдвиговых испытаний образцов, одномерно уплотненных до уровня, превышающего значение давления предуплотнения в полевых условиях (до σ'_v , более чем в два раза превышающего σ'_p). Это позволяет оценить работу нормально уплотненных глин, а также образцов, нагруженных до других уровней коэффициента переуплотнения, и таким образом оценить работу переуплотненного грунта.

4. Полученные результаты выражают в нормализованных параметрах грунтов (NSP), при этом устанавливается зависимость NSP от коэффициента переуплотнения OCR , например $c_u/\sigma'_v - OCR$.

Полученные параметры проектной прочности по SHANSEP выражаются как

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = S \cdot OCR^m, \quad (3.12)$$

где S и m варьируют в зависимости от реальной формы разрушения грунта в натуре.

В работе Ladd (1991) даны некоторые рекомендации по определению значений S и m . Автор отметил, что глины CL и CH (по единой системе классификации грунтов) обычно имеют более низкие значения коэффициента недренированной прочности и с меньшим разбросом, чем грунты, расположенные ниже линии A . Более того, основываясь на опыте, автор делает выводы относительно характерных значений параметров:

- для высокочувствительных морских глин ($I_p < 30$, $I_L > 1$): $c_u/\sigma'_p = 0,20$ при номинальном стандартном отклонении $SD = 0,015$ и $m = 1$;
- для однородных осадочных глин CL и CH с чувствительностью от низкой до средней ($I_p = 20\dots80\%$): $S = 0,20 + 0,05PI$, или просто $S = 0,22$. Кроме того, $m = 0,88(1 - C_s/C_c) \pm 0,06SD$, или просто $m = 0,8$;
- для северо-восточных ленточных глин $S = 0,16$ и $m = 0,75$;
- для осадочных илистых грунтов с высоким содержанием органики (график по пределам Аттерберга ниже линии A , за исключением торфов) и глины с ракушечником: $S = 0,25$ с номинальным $SD = 0,05$. Кроме того, $m = 0,88(1 - C_s/C_c) \pm 0,06SD$, или просто $m = 0,8$.

В работе Jamiolkowski et al. (1985) указывалось на существование доказательств того, что при низком коэффициенте переуплотнения в

органических глинах с пластичностью от низкой до средней значение S попадает в очень узкий диапазон ($0,23 \pm 0,04$).

3.5.3. Обсуждение результатов

Метод SHANSEP применялся при разработке нескольких проектов (Koutsoftas, 1981; Koutsoftas et al., 1985; Gaberc, 1994; Lechowicz, 1994).

Koutsoftas et al. (1985) проверяли практическую пригодность данного метода и сравнивали его с обычной для того времени практикой. Авторы выполнили инженерный анализ при проектировании основания шельфовой конструкции на морской глине.

Обычная практика включала испытания на неконсолидированно-недренированное трехосное сжатие с целью получения начального профиля c_u , а также недренированно-изотропно-консолидированное трехосное сжатие для прогноза увеличения прочности при консолидации. Авторы пришли к следующим выводам:

- прогноз начального профиля c_u по глубине на основании неконсолидированно-недренированных испытаний на сжатие может давать погрешность в 30% в ту или иную сторону;
- прогноз скорости увеличения прочности при консолидации на основании изотропно-консолидированных испытаний на трехосное сжатие дает переоценку прочности на $30 \pm 10\%$;
- если в ходе строительства не гарантируется развитие анизотропных параметров прочности, проектные величины c_u могут быть получены из испытания на простой прямой сдвиг одномерно уплотненных образцов или из уравнения (3.2) для $S = 0,22 \pm 0,03$ и $m = 0,8$. В обоих случаях получаемые результаты вполне приемлемы;
- метод SHANSEP позволяет получить верный или несколько консервативный (т.е. в запас) прогноз устойчивости, тогда как прогноз по традиционным методикам дает большую погрешность, что часто становилось причиной либо слишком рискованного, либо чрезмерно осторожного проектирования.

Тем не менее существуют различные мнения по поводу надежности этого метода, особенно для испытаний структурированных грунтов. Так, Tavenas et al. (1987) утверждают, что структура глины разрушается при развитии поверхности текучести, когда эффективное напряжение превышает давление предуплотнения.

Чтобы компенсировать повреждение образцов, метод SHANSEP предусматривает их консолидацию до более высоких (в 2...4 раза) уровней напряжений по сравнению с природными. Получаемые при этом значения жесткости и прочности на сдвиг меньше, чем при ре-

альном поведении грунтов. В случае «молодых» грунтов, структура которых недостаточно развита, данный подход представляется более приемлемым.

Еще одно ограничение метода заключается в том, что его можно применять к более или менее однородным отложениям, историю наружения которых можно проследить. Ladd et al. (1974) не рекомендуют применять метод SHANSEP для очень неоднородных грунтов, исследование которых следует подкреплять дополнительными полевыми испытаниями.

3.6. Анизотропия прочности в недренированных условиях

Поведение грунтовых отложений может быть анизотропным в силу *структурной анизотропии* либо *анизотропии, вызванной приложением напряжений*. Природные осадочные глины обычно структурно анизотропны, в зависимости от того, как отложения накапливались в процессе формирования массива грунта. Так, в процессе одномерного отложения частицы имеют тенденцию упорядочиваться в горизонтальной плоскости. Однако макроскопические изменения текстуры также могут приводить к анизотропии (жесткая трещиноватая глина, ленточная глина и пр.).

В ходе ранних исследований в этой области были попытки оценить структурную анизотропию через испытания образцов, отобранных под разными углами β к вертикали. На рис. 3.8 проиллюстрирована анизотропная природа недренированной прочности, измеренной при испытаниях высококачественных образцов на неконсолидированно-недренированное трехосное сжатие. Так как испытания всех образцов проводились в традиционном приборе трехосного сжатия по одинаковым траекториям эффективных напряжений, снижение прочности по отношению к вертикальной нагрузке можно приписать предпочтительной ориентации частиц (только структурной анизотропии).

В грунтах может также наблюдаться анизотропия, вызванная напряжениями, когда значение K_0 не равно единице (K_0 -консолидация). Такая анизотропия свойственна структурно-изотропным материалам. Она появляется в силу разности нормального напряжения, действующего в разных направлениях благодаря специальному нагружению, или из-за граничных условий. Относительно испытаний на трехосное сжатие можно отметить, что при изотропной консолидации жесткость увеличивается по всем направлениям, а в условиях анизотропной консолидации – по предпочтительному направлению. Следовательно, грунт будет реагировать по-разному на нагрузки, прикладываемые в разных направлениях.

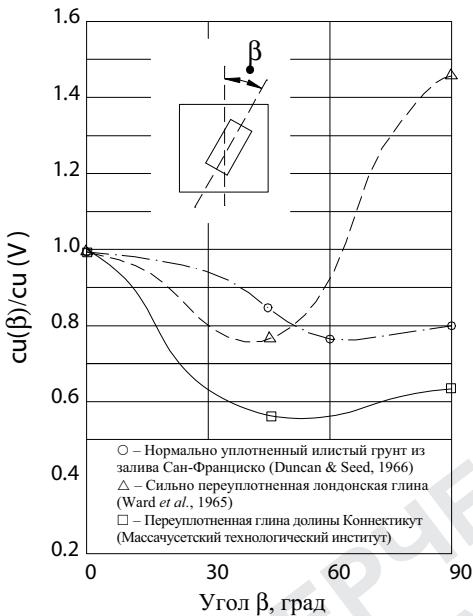


Рис. 3.8. Недренированная прочность трех видов глин из испытаний на трехосное неконсолидированно-недренированное сжатие (Ladd et al., 1997)

На практике мы имеем дело с обоими компонентами анизотропии одновременно. Практическая значимость анизотропии для метода поэтапного строительства проиллюстрирована на примере проектирования длинной насыпи на слабых глинах (рис. 3.9).

Численные расчеты также показывают, что глины в основании сооружения имеют различное напряженное состояние вдоль потенциальной поверхности разрушения (Jardine et al., 1999). Это обусловлено поворотом направлений главных напряжений. Напряженное состояние может быть представлено в разных точках поверхности сдвига трехосным сжатием (TC), прямым простым сдвигом (DSS) и трехосным растяжением (TE).

Гипотеза о том, что c_u – это уникальная функция влажности, была опровергнута измерением сильной прочностной анизотропии в отложениях глин. Проводились испытания на сдвиг однородных неслоистых глин в условиях, как на рис. 3.9. Было отмечено, что значение c_u , полученное из испытаний на трехосное сжатие (TC), как правило, больше величины, полученной при испытаниях на прямой простой сдвиг (DSS). Последняя, в свою очередь, превышает значение, показанное при испытаниях на трехосное растяжение (радиальное сжатие, сопровождающееся осевым удлинением TE).

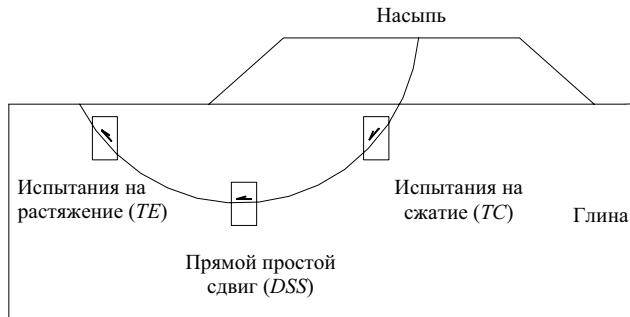


Рис. 3.9. Соответствие испытаний на сдвиг сдвиговой прочности в полевых условиях

На рис. 3.10 показаны все величины c_u/σ'_v , полученные при испытаниях K_0 -консолидированных образцов разных типов глин на недренированное трехосное сжатие (TC), растяжение (TE) и прямой простой сдвиг (DSS).

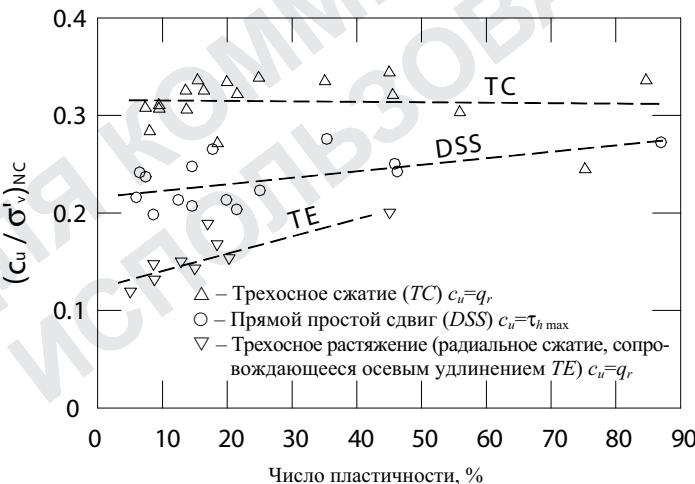


Рис. 3.10. Недренированная прочностная анизотропия на основе CK_0U испытаний нормально уплотненных глин (Jamiolkowski et al., 1985)

Другим способом исследования анизотропии является метод полого цилиндра (*HCA*), который прекрасно подходит для этих целей, так как позволяет отслеживать ориентацию главных напряжений.

В работе Jardine et al. (1999) приводятся результаты экспериментов по испытанию трех типов илистых грунтов (*HRS*, *HK*, *KSS*). На рис. 3.11 видно, что при разном направлении действия главных напряжений ($\alpha = 0^\circ$ для сжатия и $\alpha = 90^\circ$ для растяжения) в некоторых типах грунтов может наблюдаться резкое снижение недренированного коэффициента прочности S_u .

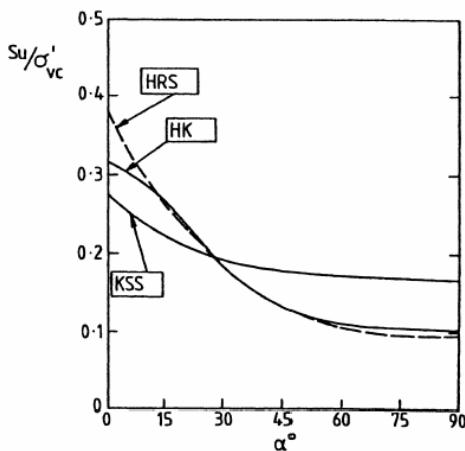


Рис. 3.11. Анизотропия c_u/σ'_v в различных типах грунтов при коэффициенте переуплотнения $OCR = 1$ (Jardine et al., 1999).

На основании рис. 3.10 и 3.11 можно сделать следующие заключения:

- менее пластичные и часто более чувствительные глины имеют тенденцию к более высокой прочностной анизотропии, чем более пластичные глины;
- использование в расчетах устойчивости коэффициента недренированной прочности, определенного из испытаний на сжатие (CK_0U), небезопасно для глин с низкими или средними индексами пластичности и коэффициентом переуплотнения.

В работе Jamolkowski et al., 1985 предлагалось учитывать эффект прочностной анизотропии при проведении большинства расчетов на устойчивость, по крайней мере при рассмотрении проектов, включающих поэтапное строительство или необычное нагружение. К сожалению, анизотропию очень сложно описать и включить в расчетную схему для использования в повседневной работе. Тем не менее, оценка результатов испытаний на сжатие и растяжение помогает при выборе параметров проектирования даже при использовании простой (например, изотропной) модели.

3.7. Заключительные рекомендации

В данной главе рассматривались методы определения зависимости коэффициента недренированной прочности от коэффициента переуплотнения, что необходимо для расчета профиля по глубине начальной величины c_u и последующего ее увеличения, вызванного консолидацией. Как было отмечено Ladd (1991), все рекомендации можно подразделить на три уровня сложности в зависимости от требуемой степени точности:

уровень A – при рабочем проектировании любых крупных сооружений и для площадок, в основаниях которых залегают грунты, характеризующиеся значительной анизотропией, или трещиноватые, слоистые, с высоким содержанием органики и т.п., а также при необходимости особой точности прогнозирования;

уровень B – для предпроектных проработок и рабочего проектирования менее важных объектов, включая проекты строительства на обычных грунтах с показателями анизотропии от низких до средних;

уровень C – для предварительного изучения осуществимости проекта и проверки справедливости начальных величин прочности, полученных при проведении традиционных испытаний в полевых и лабораторных условиях.

Для уровней *A* и *B* требуется проведение лабораторных консолидировано-недренированных испытаний с целью установления исходных значений анизотропной и изотропной (средней) прочности, для уровня *C* достаточно эмпирических соотношений. Ladd (1991) рекомендует следующую программу испытаний (табл. 3.1).

Таблица 3.1
Рекомендуемая программа лабораторных испытаний (Ladd, 1991)

Уровень <i>A</i>	Уровень <i>B</i>	Уровень <i>C</i>
CK_0U -испытания с различными типами разрушения: трехосное сжатие (<i>TC</i>); простой прямой сдвиг (<i>DSS</i>); трехосное растяжение (<i>TE</i>)	CK_0U -испытания, либо простой прямой сдвиг (<i>DSS</i>) или трехосное сжатие (<i>TC</i>) и трехосное растяжение (<i>TE</i>) для определения средней прочности	Вместо испытаний используются эмпирические соотношения. Типичные величины приведены в разд. 4.5

В зависимости от типа грунта (например, высокоструктурированный грунт), коэффициента переуплотнения и качества отобранных образцов в ходе испытания CK_0U на уровне *A* используются либо метод SHANSEP, либо реконсолидация до уровня природных напряжений. Прогноз зависимости c_u/σ'_v от коэффициента переуплотнения в виде уравнения (3.2) должен «точно» моделировать реакцию грунта на

первой стадии строительства, хотя допускаются погрешности в запас, когда это отношение используется для расчета увеличения прочности во время консолидации.

В программу испытаний на уровне В. Ladd (1991) рекомендует включить либо испытания CK_0U на простой прямой сдвиг, либо испытания CK_0U на трехосное сжатие и растяжение для определения обоснованной средней величины сдвиговой прочности по потенциальной поверхности разрушения. Более того, автор утверждает, что профили изотропной прочности достаточны для оценки устойчивости. На уровне В не следует полагаться на результаты испытаний изотропно уплотненных образцов. Для уровня С достаточно эмпирических соотношений.

На любом уровне (*A*, *B*, *C*) требуется тщательная оценка истории нагружения грунтов основания. Кроме того, отношение c_u/σ'_v к коэффициенту переуплотнения *OCR* для большинства однородных грунтов попадает в достаточно узкий диапазон. Поэтому испытания на консолидацию обычно являются наиболее важной частью экспериментов и необходимы на стадии проектирования объектов, рассчитанных на поэтапное строительство.

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ

4.1. Введение

В данной главе сделан обзор методов оценки устойчивости откосов, разделенных на две категории: методы предельного равновесия и методы снижения прочности.

Оценка устойчивости откосов по-прежнему остается сложной задачей в геотехнике. Однако за последние десятилетия многие аспекты данной проблемы были всесторонне изучены, и современные методы анализа могут успешно применяться для решения сложных задач.

Потеря устойчивости природных и искусственных откосов происходит неодинаково. Наиболее часто встречаются формы обрушения грунтовых откосов, приведенные на рис. 4.1. (Обрушение скальных и полускальных откосов происходит по другим принципам, не рассматриваемым в настоящей работе.)

Наблюдаются два основных типа обрушения – оползень вращения и оползень скольжения (см. рис. 4.1). Оползень вращения – это оползень с криволинейной поверхностью скольжения, выгнутой вниз. Скольжение такого оползня можно охарактеризовать как вращение грунтового массива вокруг оси, параллельной поверхности грунта. Оползень скольжения – это оползень, при котором масса грунта движется вдоль плоской поверхности с незначительным вращением. Такое движение может быть вызвано наличием слабого слоя грунта в основании или скольжением по контакту слоев грунтов.

Существуют также оползни-потоки и ползучие оползни, характерные для слабых мелкозернистых грунтов. Оползни-потоки имеют характерную форму и могут произойти, когда, например, грунты, составляющие откос, подвергаются разжижению и стекают, образуя впадину на вершине откоса и бугор у его основания. Оползни, вызванные ползучестью грунта, проявляются в виде крайне медленного, постоянного движения откоса, обусловленного воздействием окружающей среды, наличием поверхностей скольжения или напряженным состоянием грунта, близким к разрушению и др.

Из четырех упомянутых типов разрушения откосов оползень вращения и оползень скольжения детально изучены в классической меха-

нике грунтов с использованием методов предельного состояния. Краткий обзор дан в следующих разделах, где также детально рассмотрено поведение плавунных глин.

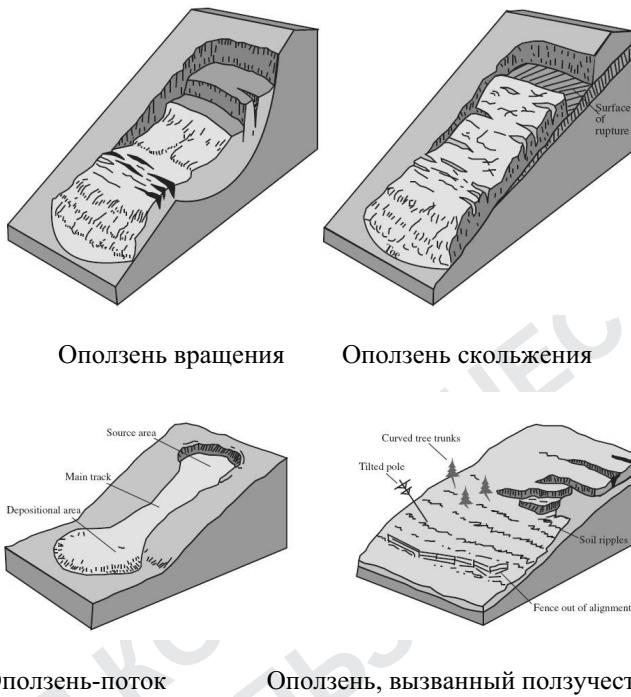


Рис. 4.1. Типичные формы разрушения грунтовых откосов (источник: USGS)

4.2. Причины развития потери устойчивости откосов

При проектировании важно понять причины потери устойчивости откосов. Это необходимо для оценки изменения со временем характеристик грунта, обусловленного режимом нагружения, фильтрации, которым будет подвержен данный откос, и т. п.

Как отмечено в работе Duncan & Wright (2005), при рассмотрении причин обрушения откосов следует исходить из предположения о том, что *сдвиговая прочность массива грунта должна превышать касательное напряжение в состоянии равновесия*. Следовательно, основная причина потери устойчивости заключается в том, что при определенных обстоятельствах прочность грунта на сдвиг становится меньше, чем в состоянии равновесия. Такое состояние может возникнуть в силу двух причин:

- снижение прочности грунта на сдвиг;
- повышение касательного напряжения, требуемого для равновесия.

Причинами уменьшения прочности на сдвиг могут стать повышение давления поровой воды (например, в дождливое время года), рас трескивание грунта под воздействием окружающей среды и растягивающих напряжений (рис. 4.2), набухание, выщелачивание (рис. 4.3), разупрочнение и циклическое нагружение (например, ведущее к разжижению). Bjerrum (1967) продемонстрировал, как структура морских донных отложений может разрушиться в результате их выщелачивания пресной водой и образования чувствительных глин. Этот пример напоминает о необходимости внимательно относиться ко всем возможным вариантам поведения грунтов. Особые замечания по поводу анализа пльзуновых глин приводятся в разд. 4.5.



Рис. 4.2. Растрескивание грунта в результате воздействия окружающей среды и его влияние на устойчивость откоса

Причинами роста касательного напряжения могут стать дополнительная нагрузка на откос, накапливание воды в трещинах (см. рис. 4.2), увеличение удельного веса грунта (например, из-за увлажнения), работы по откопке грунта у основания откоса, понижение уровня воды на строительной площадке (например, при водопонижении), землетрясение или другой вид динамического воздействия и т. п. В реальности разрушение откоса происходит, как правило, из-за сочетания нескольких перечисленных факторов.

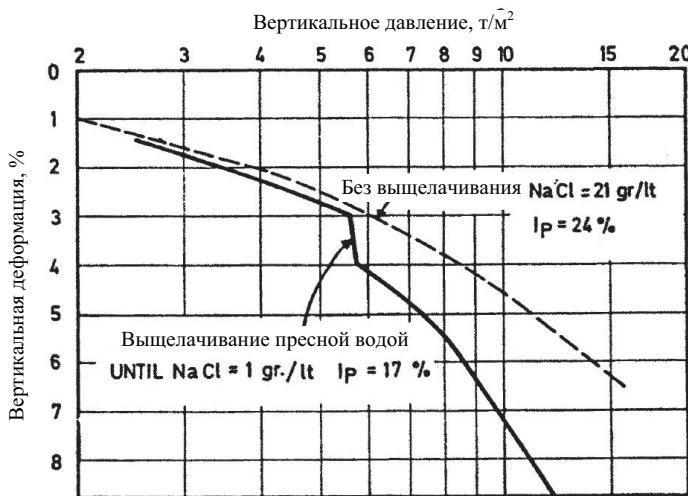


Рис. 4.3. Результаты испытаний образцов норвежской глины на выщелачивание (Bjerrum, 1967)

4.3. Условия устойчивости при проведении анализа

Первым требованием при выполнении анализа устойчивости откоса является корректная формулировка задачи. При выборе условий анализа откосов следует учитывать сдвиговую прочность грунта в дренированном и недренированном состояниях или в конкретных условиях дренажа.

В табл. 4.1 приведены основные принципы выбора условий анализа и показателей сдвиговой прочности.

Таблица 4.1

Сдвиговая прочность для анализа устойчивости (Duncan, 1996)

Окончание строительства	Поэтапное строительство	Долговременные условия
Методика и прочность для песка		
Анализ через эффективные напряжения при c' и ϕ'	Анализ через эффективные напряжения при c' и ϕ'	Анализ через эффективные напряжения при c' и ϕ'
Методика и прочность для глин		
Анализ через полные напряжения	Анализ через полные напряжения при c_u из анализа консолидации	То же

Когда насыпи устраивают на глинистом основании, нагрузка от конструкций насыпи вызывает увеличение давления поровой воды в

глинах. Через некоторое время поровое давление постепенно рассеивается, и его значение возвращается к первоначальной постоянной величине. При рассеивании порового давления эффективные напряжения в грунтах основания возрастают, прочность глин увеличивается, и коэффициент надежности повышается. Наиболее критическое состояние возникает в конце строительства в недренированных условиях (рис. 4.4), поэтому требуется анализ условий устойчивости только в этот период.

Когда глинистый откос формируется путем экскавации, давление поровой воды в глинах понижается в результате удаления вынутого грунта. Со временем отрицательное поровое давление рассеивается, и оно возвращается к первоначальной постоянной величине. При возрастании порового давления эффективное напряжение уменьшается, и коэффициент надежности постепенно снижается (см. рис. 4.4). Отсюда можно сделать вывод, что долговременное (дренированное) условие является более критичным, чем условие окончания строительных работ.

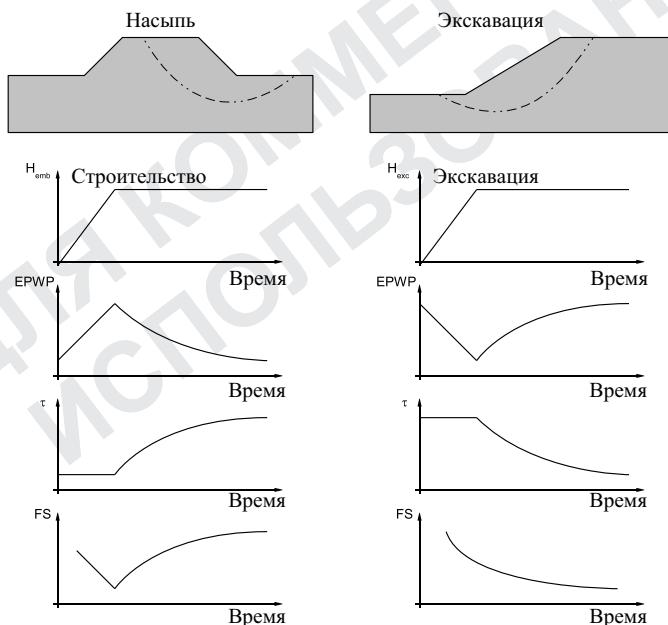


Рис. 4.4. Условия для анализа устойчивости

Дренированное состояние анализируется через эффективные напряжения с использованием значений c' и ϕ' , полученных из дренированных или недренированных испытаний с измерением порового дав-

ления. Проведение трехосных дренированных испытаний глин часто нерационально, так как требует значительного времени. В этом случае наиболее подходящими являются трехосные недренированные испытания с измерением порового давления. Величины ϕ' для природных несвязанных грунтов обычно оценивают путем корреляции с результатами, полученными в ходе полевых испытаний (например, *CPT*, *SPT*, *DMT*, *PMT*), что обусловлено трудностями испытаний высококачественных ненарушенных песчаных образцов грунта.

Недренированное состояние анализируется через полные напряжения, чтобы избежать необходимости полагаться на значения порового давления, полученные при недренированном нагружении. Недренированную сдвиговую прочность грунта обычно определяют путем корреляции с результатами полевых или лабораторных испытаний. При анализе поэтапного строительства недренированную прочность можно оценить путем анализа консолидации в совокупности, например, с трехосным испытанием *CU*.

Если не ясно, какие условия (кратковременные или долговременные) более важны, необходимо оценить и те и другие, чтобы удостовериться в устойчивости откоса при любых условиях.

Другим важным моментом при проектировании является выбор коэффициента надежности. Необходимо учитывать степень неопределенности оценки условий и сдвиговой прочности, а также возможные последствия обрушения. Обычно минимальными приемлемыми величинами коэффициента надежности считаются $\sim 1,3$ для категорий «окончание строительства» и «поэтапное строительство» и 1,5 – для долговременных условий.

4.4. Методы анализа устойчивости

Последние годы, благодаря доступности вычислительной аппаратуры и компьютеров, а также более глубокому пониманию того, как следует проводить анализ механизмов устойчивости откосов, привели к внесению значительных изменений в вычислительную практику при расчете устойчивости откосов.

4.4.1. Метод предельного равновесия

Расчеты общей устойчивости обычно выражаются через коэффициент надежности, вычисленный с помощью методов предельного равновесия, в следующем порядке:

- постулируется механизм скольжения (т. е. намечается потенциальная поверхность обрушения);

- из условий статики рассчитывается касательное напряжение при реализации предполагаемого механизма скольжения;
- рассчитанное касательное напряжение сравнивается с прочностью на сдвиг с учетом коэффициента надежности;
- в итерационном порядке определяется схема с наименьшим коэффициентом надежности.

Можно выделить два метода статики предельного равновесия: метод единого тела и метод отсеков. Метод единого тела рассматривает одно свободное тело, которое скользит вниз. Примерами являются методы бесконечного откоса и шведской круглоцилиндрической поверхности (рис. 4.5), хотя на практике их применение ограничено.

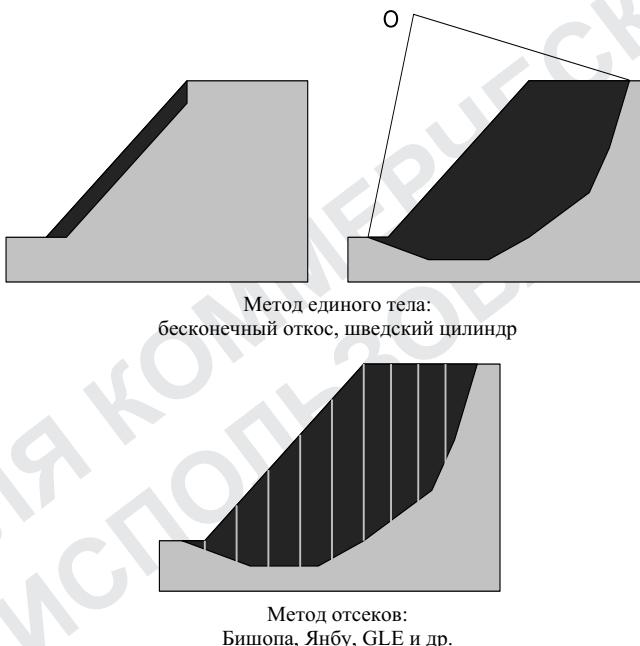


Рис. 4.5. Методы предельного равновесия

Метод отсеков включает обычный метод отсеков, упрощенный метод Бишопа и пр. В отличие от анализа методом единого тела, при использовании метода отсеков масса грунта, которая подвергается скольжению, разделяется на отсеки, и рассматривается равновесие каждого отсека в отдельности. На рис. 4.6 показаны усилия, действующие на отсеки, определенные некоторыми из перечисленных методов. Самые простые методы не рассматривают силы, возникающие между отсеками, а более сложные учитывают это взаимодействие.

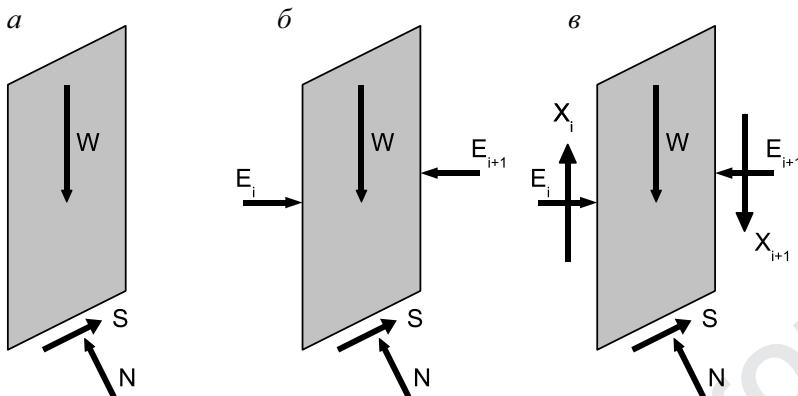


Рис. 4.6. Равновесие отсеков: *а* – обычный метод отсеков; *б* – упрощенный метод Бишопа; *в* – более сложные методы

В табл. 4.2 представлены некоторые методы отсеков.

Таблица 4.2
**Характеристики методов равновесия
при анализе устойчивости откосов (Duncan, 1992)**

Метод	Область применения
Диаграммы устойчивости откоса	Быстрый и достаточно точный, используется для многих целей
Обычный метод отсеков	Для круглоцилиндрических поверхностей скольжения, удовлетворяет только условию равновесия моментов
Модифицированный метод Бишопа	Для круглоцилиндрических поверхностей скольжения, удовлетворяет условиям равновесия моментов и вертикальных сил
Метод равновесия сил	Для поверхностей скольжения любой формы, не удовлетворяет условию равновесия моментов, удовлетворяет условию равновесия вертикальных и горизонтальных сил
Метод Моргенштерна и Прайса (Morgenstern & Price)	Для поверхностей скольжения любой формы, удовлетворяет любым условиям равновесия
Метод Спенсера (Spencer)	Для поверхностей скольжения любой формы, удовлетворяет любым условиям равновесия

4.4.2. Методы снижения прочности

В последнее время коэффициент надежности все чаще определяется как *коэффициент, на который должны быть уменьшены параметры сдвиговой прочности, чтобы привести откос в состояние разрушения*. Такое определение способствовало появлению нового метода, получившего название «Метод снижения прочности» (SRM).

Подобное определение было легко ввести в компьютерные программы, работающие на основе методов конечных элементов и конечных разностей (например, PLAXIS, FLAC).

Принцип метода снижения прочности при анализе устойчивости откоса на основе метода конечных элементов состоит в том, чтобы понижать c' и ϕ' или c_u , применяя определенный коэффициент, до момента разрушения. Следовательно, общий коэффициент надежности и соответствующая потенциальная поверхность разрушения могут быть получены одновременно. Прогноз разрушения откоса на основе метода конечных элементов выполняется с одновременным понижением обоих показателей сдвиговой прочности:

$$c_R = \frac{c}{R}; \quad (4.1)$$

$$\operatorname{tg} \varphi_R = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{R}, \quad (4.2)$$

где R – коэффициент снижения прочности на сдвиг.

Коэффициенту R обычно присваивается начальное значение 1 (снижение прочности отсутствует). В ходе расчетов величина R увеличивается, при этом сопротивление сдвигу и деформация оцениваются на каждом этапе до наступления разрушения. Коэффициент понижения прочности (R) при разрушении называется критическим коэффициентом понижения прочности (R_f) и соответствует общему коэффициенту надежности откоса.

Результат вычислений приводится в виде графика (рис. 4.7), где показано влияние коэффициента снижения прочности на сдвиг R на смещения контрольного узла сети конечных элементов, моделирующих задачу устойчивости откоса (рис. 4.8).

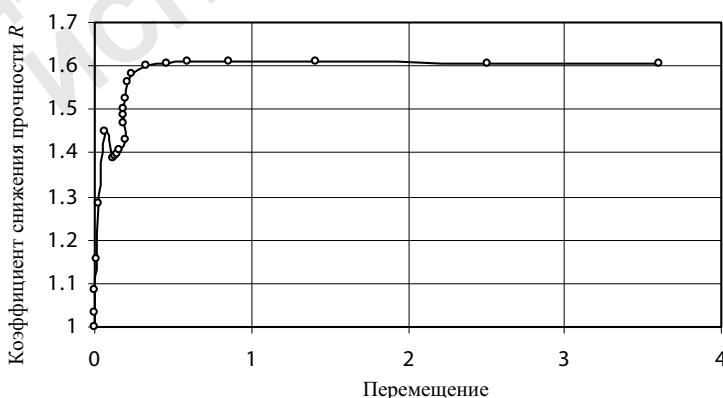


Рис. 4.7. Зависимость перемещения контрольного узла от коэффициента снижения прочности на сдвиг R

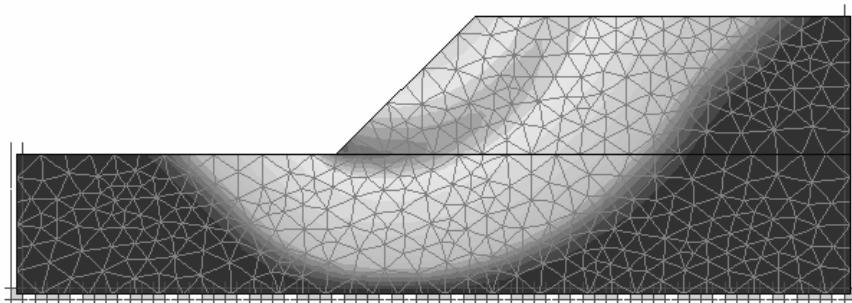


Рис. 4.8. Поля равных деформаций, отражающие механизм разрушения (результат по программе PLAXIS)

Отметим, что к коэффициенту надежности следует обращаться, только когда получено решение для устойчивого состояния. Промежуточные значения коэффициента R не имеют никакого физического смысла и используются для проведения расчетов. Значения смещения, полученные при расчетах, также не имеют физического смысла. Таким образом, из анализа расчетов конкретного откоса (см. рис. 4.7, 4.8) следует, что в результате расчета было получено решение для последнего устойчивого состояния, отмеченного нулевым наклоном графика. Следовательно, коэффициент надежности для данного примера равен $\sim 1,6$.

Хотя величина общих перемещений не имеет физического смысла, характер перемещений, рассчитанных для последнего этапа (нарастающие перемещения), дает представление о механизме разрушения откоса. Отметим, что этот механизм разрушения имеет не полностью круглоцилиндрический характер (см. рис. 4.8).

Метод снижения сдвиговой прочности имеет некоторые преимущества перед методом предельного равновесия (Matsui et al., 1992). Возможно, самым главным из этих преимуществ является автоматическое определение поверхности обрушения. Ограничено использование данного метода в прошлом объясняется длительностью компьютерной обработки. Но с ростом скорости компьютерных вычислений этот метод стал более доступным.

Для проверки результатов, полученных при помощи метода снижения сдвиговой прочности, коэффициент надежности, рассчитанный по программе PLAXIS, сравнивали с коэффициентом, вычисленным методом предельного равновесия. Это детально рассматривается в следующем разделе.

4.4.3. Сравнение методов предельного равновесия и снижения сдвиговой прочности

Было проведено численное моделирование в широком диапазоне параметров для насыпей различной конфигурации с углом откоса от 15 до 90°. Для этих же вариантов вычислялся коэффициент устойчивости с помощью методов Тэйлора (Taylor, 1937) – анализ при помощи тотальных напряжений и Бишопа – Моргенштерна (Bishop & Morgenstern, 1960) – анализ при помощи эффективных напряжений.

Метод Тэйлора

Тэйлор (1937) определяет коэффициент устойчивости N_0 по уравнению (4.3), чтобы получить диаграмму и определить устойчивость откоса в однородном грунте, подстилаемом более жестким слоем.

$$N_0 = FS \frac{\gamma H}{c_u}. \quad (4.3)$$

Уравнение (4.3) использовалось для оценки коэффициента устойчивости N_0 по Тэйлору, полученного путем моделирования по программе PLAXIS при заданных удельном весе γ , угле откоса насыпи H , недренированной прочности c_u и коэффициенте надежности FS .

Полученный обратным расчетом коэффициент устойчивости N_0 наносился на график в зависимости от угла откоса. Из сопоставления результатов видно, что данные подходы схожи и показывают одни и те же тенденции (рис. 4.9).

Расхождение между точками, полученными методом снижения прочности и методом предельного равновесия, составляет несколько процентов. Однако не следует забывать, что решение Тэйлора касается исключительно круглоцилиндрической поверхности, а метод снижения прочности не имеет никаких ограничений по геометрии механизма разрушения. Таким образом, небольшие расхождения могут отражать ограниченность метода Тэйлора, а не ошибочность метода снижения прочности.

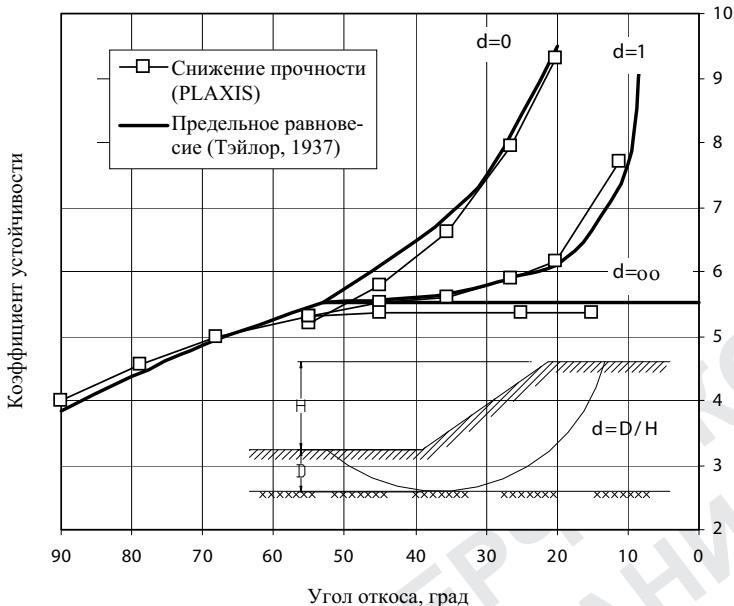


Рис. 4.9. Анализ через полные напряжения; зависимость коэффициента устойчивости от угла откоса

Метод Бишопа-Моргенштерна

Бишоп и Моргенштерн (Bishop and Morgenstern, 1960) построили ряд графиков для откосов на однородных грунтах с простой геометрией, применив упрощенный метод отсеков Бишопа. Коэффициент устойчивости они выразили следующим образом:

$$FS = m - n r_u, \quad (4.4)$$

где m и n – коэффициенты устойчивости, зависящие от дренированного угла трения, дренированного сцепления (при его наличии) и геометрии откоса.

Данный метод также предполагает круглоцилиндрическую форму поверхности разрушения.

Из-за большого количества графиков в данном методе анализ, проведенный здесь, пришлось ограничить. Для сравнения результатов использовались только два графика: в одном $c' = 0$, а во втором $c' = 0,05$ Н. Кроме того, принималось отсутствие порового давления ($r_u = 0$). Таким образом, коэффициент надежности, рассчитанный с помощью программы PLAXIS, равнялся m .

Для оценки коэффициента устойчивости m использовались графи-

ки (рис. 4.10, 4.11), предложенные Бишопом и Моргенштерном (1960), и точки, полученные при обратном расчете по программе PLAXIS. На рисунках видно, что сходимость результатов гораздо лучше.

Таким образом, значение коэффициента надежности, определенного методом снижения прочности, лишь на несколько процентов отличается от полученного методом предельного равновесия, в целом, наблюдается близкое совпадение результатов. Небольшие расхождения могут быть вызваны тем, что примененный метод предельного равновесия (например, Taylor, 1937, Bishop – Morgenstern, 1960) рассматривает круглоцилиндрическую поверхность потенциального разрушения.

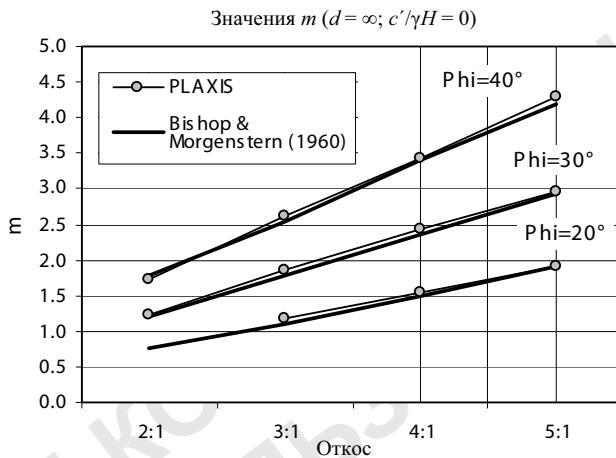


Рис. 4.10. Анализ в эффективных напряжениях
(коэффициент устойчивости m для $c/\gamma H = 0$ и $d = \infty$)

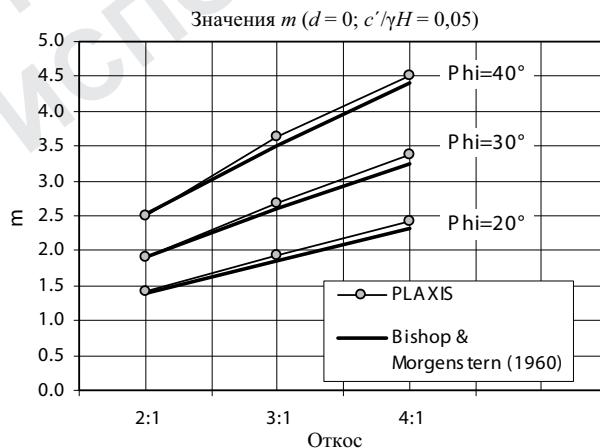


Рис. 4.11. Анализ в эффективных напряжениях
(коэффициент устойчивости m для $c/\gamma H = 0,05$ и $d = 1$)

4.5. Механизмы разрушения высокочувствительных глин (Ван Импе и Де Биер, 1984)

Высокочувствительные, или плывинные, глины относятся к типу глин, в которых при перемятии полностью нарушаются структурные связи, а сдвиговая прочность после перемятия снижается почти до нуля.

Чувствительность грунта – это отношение сдвиговой прочности грунта с ненарушенной структурой к недренированной сдвиговой прочности полностью перемянутого грунта. С этой точки зрения глины-плывины могут быть охарактеризованы как глины с чувствительностью 50 и выше и сдвиговой прочностью в состоянии полного перемятия меньше 0,4 кПа.

Плывинные глины встречаются на участках, которые в эпоху плейстоцена были покрыты ледником. В основном, это территории на севере России, в Норвегии, Финляндии, Швеции, Канаде и на Аляске. Для всех этих территорий характерно наличие геологического изостатического подъема, произошедшего после отхода ледника. Развитие высокой чувствительности в грунтах часто является результатом процессов, происходивших после отложения слоев глины: выщелачивание солей (передвижение растворенных солей), изменение ионного состава, pH поровой воды, дисперсионное воздействие некоторых органических и неорганических компонентов и т. п.

Анализ устойчивости откосов в высокочувствительных глинах был предложен норвежскими учеными (Bjerrum, 1973, Gregersen, 1981 и Aas, 1981) и основывается главным образом на характере изменения свойств грунта при дренированном сдвиге вдоль потенциальных поверхностей скольжения. В исследованиях, проводимых в Норвегии, отмечалось, что непосредственно после сползания масс плывинных глин в непосредственной близости к поверхности скольжения не было зафиксировано поровое давление. Часто данный факт считают экспериментальным подтверждением обоснованности использования дренированных параметров при анализе устойчивости.

Однако нельзя полностью исключить существование избыточного порового давления в более водопроницаемых пылеватых прослойках внутри слоев текучих глин с ненарушенной структурой. Подобное избыточное давление может исчезнуть сразу после сползания масс грунта. В то же время оно может возникнуть в самом слое текучих глин вследствие перемятия во время сползания.

В шведском методе, описанном в работе Bernander (1981), используются параметры недренированной сдвиговой прочности. Принимается, что плоскость сдвига совпадает с границей раздела слоя метастабильных плывинных глин и более прочных нижних слоев. Акцент де-

ляется на сильное влияние конфигурации данной контактной плоскости на условия устойчивости. Полевые наблюдения показывают, что сползание не всегда происходит вдоль плоскости контакта с нижними слоями, часто встречаются и другие плоскости сдвига.

Анализируя сползание текучих глин, произошедшее без очевидных внешних причин, Бернандер пришел к заключению, что некоторые случаи подобного сползания связаны с проявлением ползучести (Mitchell & Siving, 1968). Однако, если бы такая ползучесть возникала только как следствие определенной формы контакта слоев, она происходила бы с самого начала формирования фактической геометрии поверхности грунта и вовлеченных слоев. Следовательно, такая ползучесть должна была существовать в течение нескольких десятилетий, причем скорость деформаций была бы чрезвычайно мала.

Результаты испытаний, полученные Bernander (1981), показывают (рис. 4.12), что в глинах с определенным коэффициентом переуплотнения соотношение между остаточной сдвиговой прочностью τ_r при большой деформации δ и максимальным сдвиговым напряжением τ_{max} стремится к единице при значительном уменьшении скорости деформации v . Поэтому попытки объяснить упомянутой ползучестью возникновение оползней после нескольких веков существования плоскости контакта слоя глины представляются несостоятельными. Подобные оползни можно объяснить воздействием неких внешних причин.

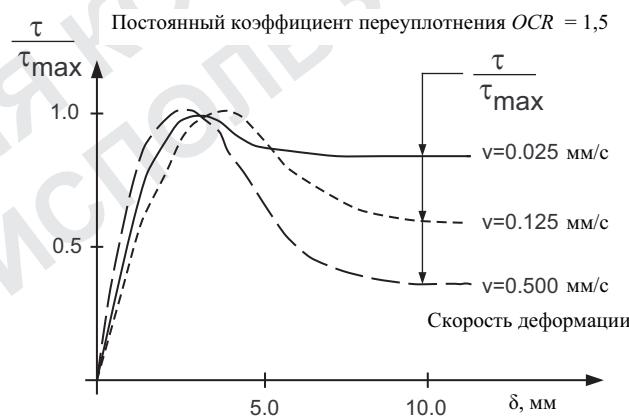


Рис. 4.12. Кривая «напряжения–деформации» образцов глин, подвергшихся сдвигу при различных скоростях деформации (Bernander, 1981)

Нам кажется, что в литературе уделяется недостаточно внимания возможному существованию избыточного давления поровой воды, которое развивается в пылеватых прослойках, часто присутствующих в подобных глинистых массивах.

4.5.1. Сползание пластов пльзунных глин

Рассматривая явления сползания пластов пльзунных глин, обратимся к работе Aas (1981). Для упрощения взят случай с горизонтальной поверхностью грунта и горизонтальной потенциальной плоскостью скольжения BD (рис. 4.13,*a*). В исходной ситуации покоя предполагается, что эффективные напряжения $\sigma'_{v,0}$ и $K_0\sigma'_{v,0}$ действуют в плоскости BD . Кроме того, при приложении горизонтального внешнего усилия H вводятся сдвиговые напряжения τ_h .

Из круга Мора 2 (рис. 4.13,*b*), который представляет напряженное состояние в плоскости BD , можно получить

$$\tau_h = \sqrt{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)^2 - \left(\sigma'_{v,0} - u - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)^2} \quad (4.5)$$

и

$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = \frac{\sigma'_{v,0} - u - K_0\sigma'_{v,0} - u}{2} \quad (4.6)$$

или

$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \sigma'_{v,0} \frac{1 + K_0}{2} - u, \quad (4.7)$$

$$\sigma'_{v,0} - u - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \sigma'_{v,0} \frac{1 - K_0}{2}. \quad (4.8)$$

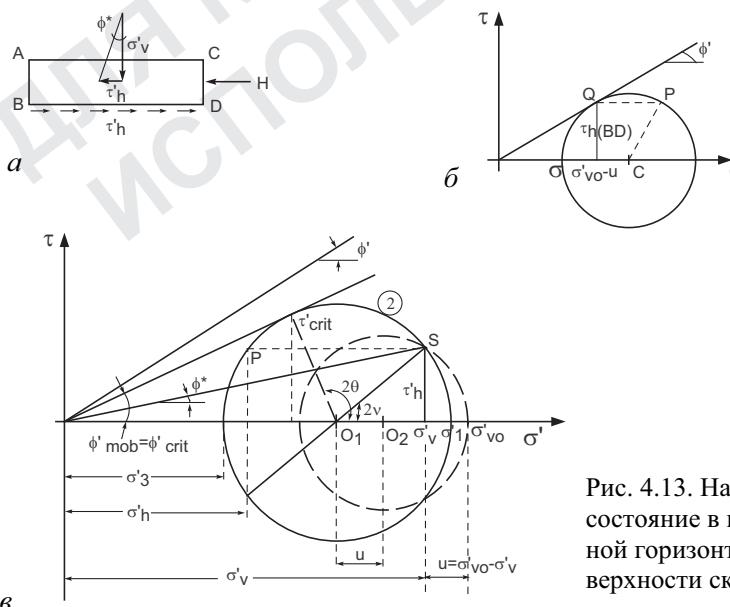


Рис. 4.13. Напряженное состояние в потенциальной горизонтальной поверхности скольжения

Обозначив угол касательной, выходящей из начала координат, к кругу Мора 2 как φ'_{mob} , получаем

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi'_{mob} \quad (4.9)$$

или

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \left(\sigma'_{v,0} \frac{1+K_0}{2} - u \right) \sin \varphi'_{mob}. \quad (4.10)$$

Следовательно,

$$\tau_h = \sigma'_{v,0} \sqrt{\left(\frac{1+K_0}{2} - \frac{u}{\sigma'_{v,0}} \right)^2 \sin^2 \varphi'_{mob} - \left(\frac{1+K_0}{2} \right)^2}. \quad (4.11)$$

Уравнение (4.11) является общезначимым. Из него можно вывести изменение избыточной поровой воды в зависимости от $\sin \varphi'_{mob}$, когда заданы $\sigma'_{v,0}$ и τ_h :

$$\frac{\Delta}{\Delta \sin \varphi'_{mob}} \left\{ \left(\frac{1+K_0}{2} - \frac{u}{\sigma'_{v,0}} \right)^2 \cdot \sin^2 \varphi'_{mob} \left(\frac{1+K_0}{2} \right)^2 \right\} = 0. \quad (4.12)$$

Начиная со значения $u = 0$ при начальном напряженном состоянии из (4.12) можно вывести

$$\frac{\Delta \frac{u}{\sigma'_{v,0}}}{\Delta \sin \varphi'_{mob}} = \frac{1+K_0}{2 \sin \varphi'_{mob}}. \quad (4.13)$$

На рис. 4.14,*b*, взятом из работы Aas, по результатам трехосных испытаний *CU* на пяти образцах различных нормально уплотненных глин показаны изменения функции давления поровой воды $F(u)$ в зависимости от значений мобилизованного угла внутреннего трения φ'_{mob} .

Кривые 4, 5 для нечувствительных глин с определенного уровня довольно сильно отличаются по значению $\sin \varphi'_{mob}$ от кривых для чувствительных глин (1, 2, 3). Для последних характерны увеличение давления поровой воды начиная со значений $\sin \varphi'_{mob} \approx 0,42 \dots 0,45$ и соответствующее снижение сдвиговой прочности (рис. 4.14,*a*).

Как только угол трения φ'_{mob} достигает критического значения, сдвиговая прочность плавунных глин резко снижается (см. рис. 4.14,*a*), так как дальнейшее увеличение φ' не может компенсировать снижение эффективного напряжения σ' , вызванное ростом

избыточного порового давления u . Однако эта закономерность не распространяется на обычные нечувствительные глины (4 и 5).

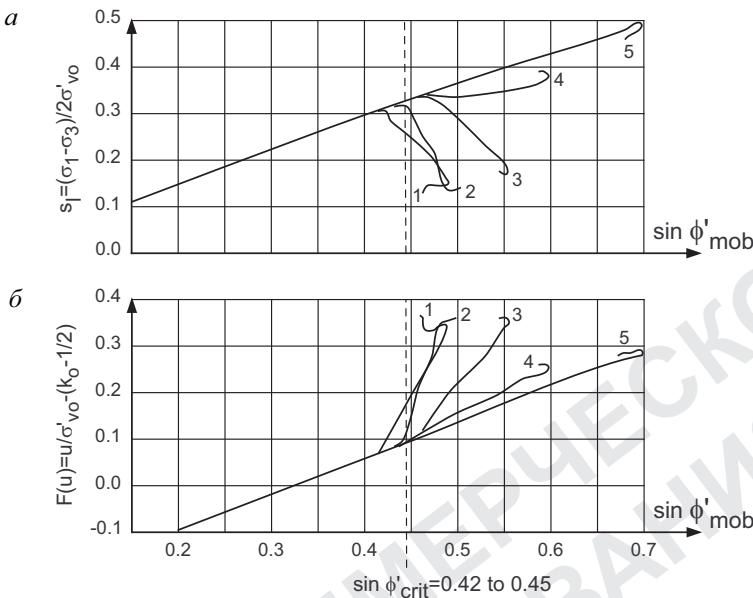


Рис. 4.14. Изменения сдвиговой прочности и функции давления поровой воды $F(u)$ в зависимости от мобилизованного угла сдвига:
1, 2, 3 – чувствительные глины; 4, 5 – обычные глины

Итак, если в какой-либо плоскости пылевинных глин мобилизуется критическое значение ϕ' , то любое, даже малое, увеличение сдвигового напряжения приведет к почти полному снижению сдвиговой прочности.

Когда кинематически возможно только скольжение вдоль горизонтальной плоскости BD , точка, представляющая эффективное напряжение в такой плоскости на круге Мора (для нормальных глин при условиях скольжения), должна располагаться на прямой OQ при угле трения ϕ' (см. рис. 4.13, δ). При известных значениях ϕ' и τ_h скольжение вдоль горизонтальной плоскости возможно только при развитии избыточного порового давления u :

$$\tau_{p BD} = (\sigma'_{v,0} - u) \cdot \operatorname{tg} \phi'. \quad (4.14)$$

Однако для пылевинных глин условия постоянного скольжения вдоль горизонтальной плоскости BD являются менее строгими. Когда в таких глинах вдоль произвольной плоскости (не обязательно кинематически возможной) мобилизуется критическое значение угла тре-

ния $\phi'_{crit} = \phi'_{mob} < \phi'$, небольшое увеличение сдвигового напряжения приведет к значительному снижению их сдвиговой прочности и последующему разжижению.

В случае пльзунных глин круг Мора (2 на рис. 4.13,*б*) определяет критическое напряженное состояние. Отношение касательного напряжения τ_h к вертикальному эффективному напряжению σ'_v на плоскости скольжения (см. рис. 4.13,*б*) определяется углом ϕ^* , гораздо меньшим ϕ'_{mob} .

4.5.2. Анализ с учетом давления поровой воды

Рассмотрим массив пльзунной глины с наклонной поверхностью, характеризующейся малым углом β , и потенциальную поверхность скольжения, параллельную поверхности грунта (рис. 4.15,*а*). Будем считать, что уровень грунтовых вод в каждой точке совпадает с поверхностью грунта, тогда течение грунтовых вод происходит параллельно поверхности. Когда плоскость откоса бесконечна, усилия W и E_0 не зависят от положения рассматриваемого вертикального сечения.

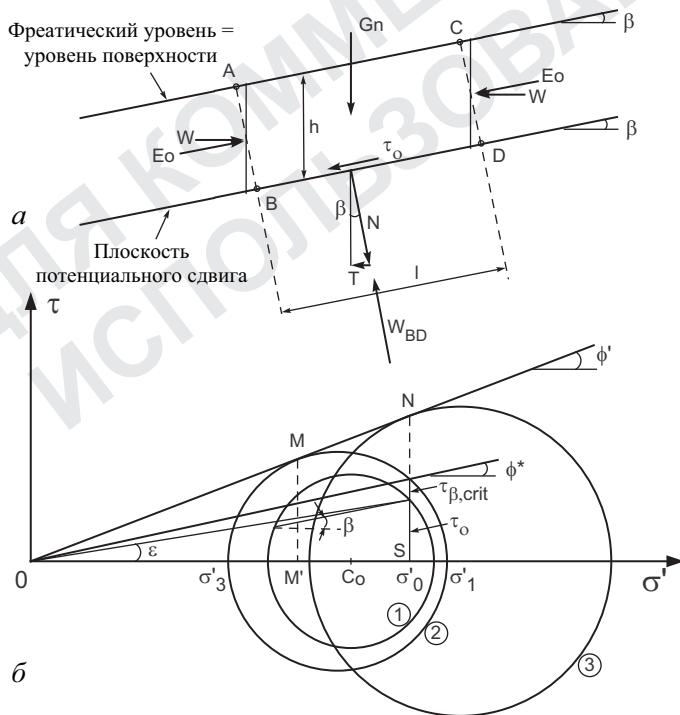


Рис. 4.15. Напряженное состояние откоса с уровнем воды на поверхности грунта

Для массива плавунной глины $ABCD$ на рис. 4.15, α можно получить касательную силу T :

$$T = G_n \sin \beta, \quad (4.15)$$

или

$$T = \gamma_s h l \sin \beta \cos \beta, \quad (4.16)$$

где γ_s – удельный вес грунта.

Следовательно, на плоскости BD значение касательного напряжения

$$\tau_0 = \gamma_s h \cos \beta \sin \beta. \quad (4.17)$$

Общее нормальное усилие N , действующее на плоскость BD ,

$$N = \gamma_s h l \cos^2 \beta. \quad (4.18)$$

С учетом архимедовой силы воды

$$W_{BD} = \gamma_w h l \cos_2 \beta. \quad (4.19)$$

Начальное эффективное напряжение σ'_0 на плоскости BD становится равным

$$\sigma'_0 = (\gamma_s - \gamma_w) h \cos^2 \beta. \quad (4.20)$$

Для нормально уплотненных чувствительных глин условие равновесия может быть записано следующим образом:

$$\tau \leq \sigma'_0 \operatorname{tg} \varphi'. \quad (4.21)$$

Переписав уравнение (4.21) и приняв во внимание выражения (4.17) и (4.20), условие равновесия можем представить так:

$$\operatorname{tg} \beta \leq \frac{\gamma_s - \gamma_\omega}{\gamma_s} \operatorname{tg} \varphi'. \quad (4.22)$$

Из рис. 4.15, β видно, что результирующее эффективное напряжение на плоскости BD имеет угол наклона ε к нормали к плоскости BD :

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{\tau_0}{\sigma'_0} = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_\omega} \operatorname{tg} \beta. \quad (4.23)$$

Для рассмотрения угла внутреннего трения φ' ненарушенного скелета грунта были проведены всесторонние лабораторные испытания (Bjerrum, 1969, Aas, 1981). Основываясь на результатах испытаний, можно предположить, что значение φ' , которое следует ожидать при определении сдвиговой прочности ненарушенного скелета норвежских текучих глин, составляет примерно $\varphi'_{mob} = \varphi' \approx 25^\circ$, т. е. $\sin \varphi'_{mob} \approx 0,42$ (см. рис. 4.14).

Если, например, $\gamma_s = 18,5 \text{ кН/м}^3$ и $\gamma_s - \gamma_w = 8,5 \text{ кН/м}^3$, тогда, чтобы выполнялось условие равновесия, угол наклона поверхности скольжения β (см. рис. 4.15,*a*) должен быть ограничен величиной

$$\operatorname{tg} \beta \leq \frac{8,5}{18,5} \operatorname{tg} \varphi', \quad (4.24)$$

или

$$\operatorname{tg} \beta \leq 0,21, \quad (4.25)$$

или

$$\beta \leq 12^\circ. \quad (4.26)$$

Это значит, что без учета развития порового давления устойчивость откоса можно гарантировать при значениях β (см. рис. 4.15,*b*) ниже

$$\operatorname{tg} \beta \leq \frac{SN}{SO} = \operatorname{tg} \varphi' = 0,466 \quad (4.27)$$

или

$$\beta \leq \varphi' \approx 25^\circ. \quad (4.28)$$

Таким образом, в случае отсутствия фильтрации возможен откос с углом $\beta = 25^\circ$. Однако, если имеется фильтрация параллельно поверхности грунта, угол откоса уменьшается до 12° . Если же присутствуют напорные воды, условия устойчивости откоса становятся более неблагоприятными.

Рассмотрим теперь массив пльзунных глин с поверхностью с углом наклона β , удовлетворяющим неравенству (4.25), и находящийся в состоянии равновесия. К массиву глин приложены добавочные возмущающие усилия. При этом на наиболее неблагоприятную плоскость элемента в рассматриваемой точке действует эффективное напряжение, представленное точкой *M* на круге Мора 2 (см. рис. 4.15,*b*), которая расположена на линии с углом φ' . В нормальных глинах подобные неблагоприятные элементарные плоскости не создают возможную кинематическую плоскость скольжения, так как предполагается, что такое скольжение возможно только по плоскости *BD* параллельно поверхности грунта (см. рис. 4.15,*a*). В нормальных глинах точка максимального касательного напряжения на элементарной плоскости, параллельной *BD*, соответствует точке *N* на круге Мора 3 (см. рис. 4.15,*b*). В пльзунных глинах необходимо проводить различие между быстрым и медленным нагружением. Круг Мора 3 представляет условие медленного нагружения, а круг 2 – быстрое нагружение, вызывающее критическое напряженное состояние на элементарной плоско-

сти в точке M , где происходит разжижение. Соответственно, для общего сползания достаточно сдвигового напряжения SQ вдоль плоскости скольжения BD на рис. 4.15, a . Угол φ^* можно рассчитать следующим образом:

$$\sigma'_0 \operatorname{tg} \varphi^* = \sqrt{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)^2 - \left(\sigma'_0 - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)^2}, \quad (4.29)$$

а при

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' \quad (4.30)$$

можно получить уравнение

$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_0}{1 - \sin^2 \varphi'} \left[1 \pm \sqrt{1 - (1 - \sin^2 \varphi') (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi^*)} \right]. \quad (4.31)$$

Также

$$\sigma'_1 = \frac{\sigma'_0 (1 + \sin \varphi')}{1 - \sin^2 \varphi'} \left[1 \pm \sqrt{1 - (1 - \sin^2 \varphi') (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi^*)} \right] \quad (4.32)$$

и

$$\sigma'_3 = \frac{\sigma'_0 (1 - \sin \varphi')}{1 - \sin^2 \varphi'} \left[1 \pm \sqrt{1 - (1 - \sin^2 \varphi') (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi^*)} \right]. \quad (4.33)$$

Значение $\tau_{crit} = M'M$ (см. рис. 4.15, δ) определяется из выражения

$$\tau_{crit} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos \varphi'. \quad (4.34)$$

На основании лабораторных исследований норвежских глин специалисты норвежского геотехнического института получили значение

$$\operatorname{tg} \varphi^* = 0,2$$

или

$$\varphi^* = 11^\circ 18'.$$

Если ввести в уравнение (4.31) величины $\varphi' \approx 25^\circ$ и $\varphi \approx 11^\circ$, можно получить

$$\sigma'_1 + \sigma'_3 = \frac{2\sigma'_0}{1 - 0,18} \left[1 - \sqrt{1 - (1 - 0,18)(1 + 0,04)} \right] \quad (4.35)$$

или

$$\sigma'_1 + \sigma'_3 = 1,5 \sigma'_0 . \quad (4.36)$$

Из (4.32) и (4.33) получаем

$$\sigma'_1 = \frac{\sigma'_0(1+0,42)}{1-0,18} \left[1 - \sqrt{1 - (1-0,18)(1+0,04)} \right] \quad (4.37)$$

или

$$\sigma'_1 = 1,07 \sigma'_0 . \quad (4.38)$$

Для σ'_3 подобным образом получаем

$$\sigma'_3 = 0,44 \sigma'_0 . \quad (4.39)$$

Значение $\tau_{crit}^{MM'} = MM'$ выводится из (4.34):

$$\tau_{crit}^{MM'} = 0,285 \sigma'_0 . \quad (4.40)$$

Этому критическому касательному напряжению $\tau_{crit}^{MM'}$ в плоскости сдвига соответствует касательное напряжение $\tau_{\beta,crit} = SQ$ в плоскости BD (см. рис. 4.15, δ):

$$\tau_{\beta,crit} = SQ = \operatorname{tg}^* \sigma'_0 \approx 0,2 \sigma'_0 \quad (4.41)$$

или

$$\tau_{\beta,crit} = 0,2(\gamma_s - \gamma_w) h \cos^2 \beta . \quad (4.42)$$

4.5.3. Механизм скольжения в массивах плавунных глин

Разрушающее действие при «исчезновении» нижних опорных усилий

На рис. 4.16, a показан массив плавунных глин $ABCD$, изначально находящийся в равновесии. Предположим, что в нижней части отсека AB все опорные усилия внезапно исчезли. В плавунных глинах сползание произойдет, когда касательные напряжения вдоль линии BD достигнут критической величины $\tau_{\beta,crit}$:

$$\tau_{\beta,crit} L = E_a + W + \gamma_s h L \cos \beta \sin \beta , \quad (4.43)$$

где E_a – активное давление грунта при оползании в плоскости DC .

$$E_a = K_a (\gamma_s - \gamma_w) \frac{h^2}{2} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) (\gamma_s - \gamma_w) \frac{h^2}{2} . \quad (4.44)$$

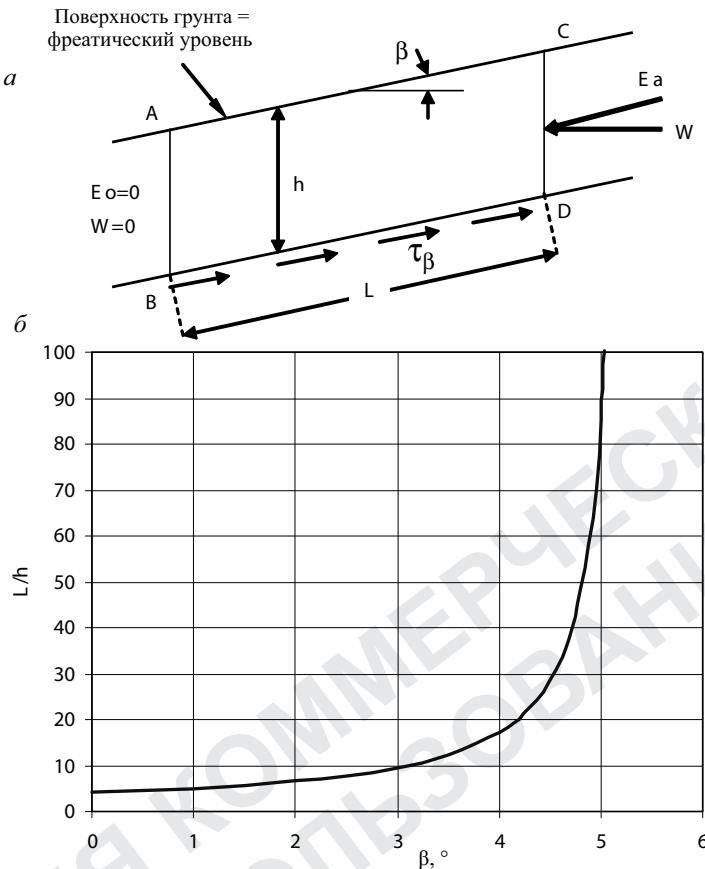


Рис. 4.16. Изменение L/h как функции β

Из уравнений (4.42) и (4.43) получим

$$0,2 (\gamma_s - \gamma_w) h L \cos^2 \beta = K_a (\gamma_s - \gamma_w) \frac{h^2}{2} + \gamma_w \frac{h^2}{2} + \gamma_s h L \cos \beta \sin \beta \quad (4.45)$$

или

$$L = \frac{h(\gamma_s - \gamma_w)K_a + \gamma_w}{2 \cos \beta [0,2(\gamma_s - \gamma_w)\cos \beta - \gamma_s \sin \beta]} . \quad (4.46)$$

При чрезвычайно медленном изменении напряженного состояния в полностью водонасыщенных пльвиунных глинах, как было показано в уравнениях (4.22), (4.24) и (4.25), глины могут оставаться в метастабильном равновесии, если величина угла откоса не превышает $\beta_{\max}=12^\circ$ для выбранного численного примера. При максимальной величине β любое внешнее возмущающее усилие приведет к разжижению чувствительных глин.

С другой стороны, при относительно быстром изменении нагрузки, как, например, в случае внезапного исчезновения нижних опорных усилий, максимальный угол откоса β_{crit} для пылевинных глин, согласно уравнению (4.22), ограничен:

$$\operatorname{tg} \beta_{crit} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \operatorname{tg} \varphi^*. \quad (4.47)$$

Подставляя $\varphi = 11^\circ 18'$, $\gamma_s = 18,5 \text{ кН/м}^3$ и $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$, получаем

$$\beta_{crit} = 5^\circ 16'. \quad (4.48)$$

Так как в определенный период своей геологической истории массы пылевинных глин, вероятно, подвергались быстрому нагружению, можно ожидать, что естественный наклон поверхности грунта не будет превышать предельную величину $\beta_{crit} \approx 5^\circ$.

Рассматривая изменение длины сползающих масс как функцию откоса β , из уравнения (4.46) для принятых величин φ^* , γ_s и γ_w получаем

$$\frac{L}{h} = \frac{8,5 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 11^\circ 18') + 10}{2 \cos \beta (0,2 \cdot 8,5 \cdot \cos \beta - 18,5 \sin \beta)}. \quad (4.49)$$

Изменение L/h в зависимости от β показано на рис. 4.16,б. При значениях β , не превышающих 4° , величина L/h довольно мала. При этом предполагается, что уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью грунта. При более низких значениях β относительная длина L/h остается малой. В таком случае вполне вероятно возникновение коротких последовательных регрессивных блюдцеобразных оползней. И, напротив, когда угол откоса β достигает критической величины β_{crit} , относительная длина L/h становится более значительной, что, скорее всего, приведет к оползню длинного слоя.

Поровое давление, формирующееся от верхней границы более водопроницаемых слоев

Во многих описаниях оползней пылевинных глин (Aas, 1981, Broms, 1983, GregerSEN, 1981) упоминается, что в массиве глин часто присутствуют более водопроницаемые слои. В силу различных причин в определенный момент в таких прослойках, расположенных в верхней части откоса, может развиться поровое давление. Например, хорошо известный оползень Rissa – это оползень слоистого типа, произошедший после последовательных регрессивных блюдцеобразных оползней. Вокруг места регрессивного оползня отмечалось наличие уступов высотой до нескольких метров.

В начальной стадии блюдцеобразного оползня можно допустить, что вес пришедшего в движение грунта воспринимается водой, поэтому создается поровое давление

$$u = \gamma_s h_{shell} - \gamma_w h_{shell}. \quad (4.50)$$

Такое локальное избыточное давление может проникнуть в оставшийся массив глин и изменить состояние равновесия. Чтобы получить представление о возможном влиянии избыточного порового давления, можно использовать упрощенный подход. Предположим, что в более водопроницаемых прослойках в верхней части массива грунта $ABCD$ (рис. 4.17) образовалось избыточное поровое давление u . Приняв простое треугольное распределение u и учитывая уравнения (4.42), (4.43) и (4.45), получим:

$$\tau_{\beta, crit} L + E_p = E_a + \gamma_s h L \cos \beta \sin \beta, \quad (4.51)$$

где E_p – пассивное давление грунта в нижней части оползневых масс.

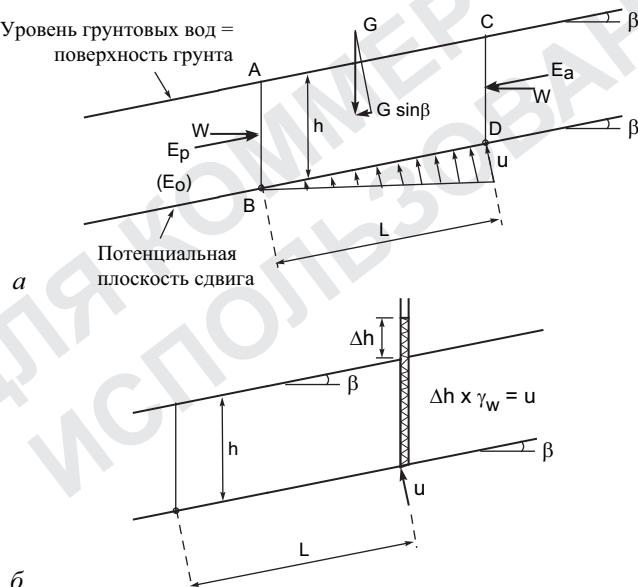


Рис. 4.17. Анализ устойчивости откоса текучих глин с учетом образовавшегося давления поровой воды

Если величина u остается значительно меньше σ'_0 , то $\tau_{\beta, crit}$ можно выразить из (4.42):

$$\tau_{\beta, crit} = 0,2 \left[(\gamma_s - \gamma_w) h \cos^2 \beta - \frac{u}{2} \right]. \quad (4.52)$$

Поскольку в случае плавунных глин разжижение произойдет до достижения состояния пассивного отпора грунта, в уравнении (4.51) E_p заменяется величиной нейтрального давления грунта E_0 . Из (4.51) и (4.52) получаем

$$E_a + \gamma_s h L \cos \beta \sin \beta \geq E_0 + 0,2 \left[(\gamma_s - \gamma_w) h \cos^2 \beta - \frac{u}{2} \right] L. \quad (4.53)$$

Так как угол β принимает значения не больше $\approx 5^{\circ}30'$, $\cos \beta$ приравнивается 1. Соответственно

$$\gamma_s h L \sin \beta \geq E_0 - E_a + 0,2 \left[(\gamma_s - \gamma_w) h - \frac{u}{2} \right] L \quad (4.54)$$

при

$$E_0 - E_a = \left[(1 - \sin \phi') - \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right] (\gamma_s - \gamma_w) \frac{h^2}{2}. \quad (4.55)$$

Чтобы предотвратить прорыв воды в глине, следует записать условие

$$u < (\gamma_s - \gamma_w) h = 0,85 h. \quad (4.56)$$

При $u = \gamma_w \Delta h$ уравнение (4.56) дает

$$\frac{\Delta h}{h} < \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} = 0,85. \quad (4.57)$$

При $\Delta h/h = 0,85$ в массиве грунта вместо сползания происходит прорыв воды. Для всех $\Delta h/h < 0,85$ выражение для $\sin \beta$ со значениями ϕ' , γ_s и γ_w из уравнений (4.54) и (4.55) имеет вид

$$\sin \beta \geq \frac{0,729 + 0,2 \left(8,5 - 5 \frac{\Delta h}{h} \right)}{18,5 \frac{L}{h}}. \quad (4.58)$$

Изменяя $\Delta h/h$ и L/h , рассчитали величины угла откоса β в границах равновесия (рис. 4.18).

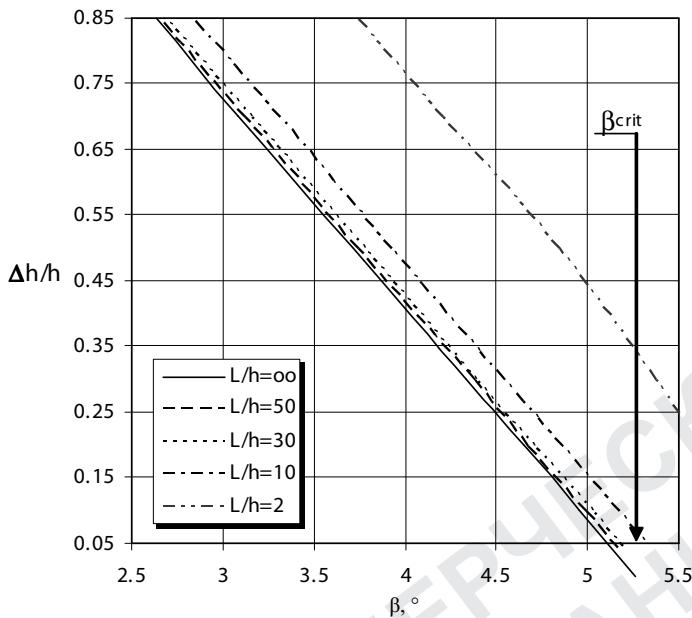


Рис. 4.18. Изменение $\Delta h/h$ как функции β

Применение уравнения (4.58) ограничено условием $\sin \beta \leq \sin \beta_{crit}$. Более того, для малых величин L/h предположение о линейном снижении избыточного порового давления вдоль потенциальной поверхности скольжения непригодно.

Итак, в массиве пльзунных глин при угле откоса β , близком к критическому, и при наличии более проницаемых прослоек увеличивающееся избыточное поровое давление в верхней части откоса может стать причиной формирования протяженных оползней слоистого типа. Для таких оползней требуемое поровое давление при данном угле откоса β меньше, чем для более коротких блюдцеобразных оползней. Эти расчеты верны, когда величина угла откоса близка к критической β_{crit} .

4.5.4. Выводы

При анализе задачи устойчивости масс пльзунных глин с учетом избыточного порового давления угол откоса ограничивают величиной $\beta < 12^\circ$. При этом принимается, что уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью грунта, а напряженное состояние изменяется медленно. При относительно быстром изменении внешней нагрузки такой

угол откоса уменьшается до $\beta < 5^{\circ}30'$.

При меньшем угле откоса может произойти серия регрессивных блюдцеобразных оползней. Если допустить, что избыточное поровое давление распределяется в более проницаемых слоях массива глин, то можно объяснить возникновение протяженных оползней слоистого типа. Такие оползни чаще происходят, когда массы глин-плывунов с ненарушенной структурой близки к условиям разрушения (при β , близком к критической величине).

4.6. Риск разжижения

Риск разжижения – это основная проблема, возникающая при устройстве сооружений на рыхлых песчаных грунтах. Разжижение может быть вызвано землетрясением, которое приводит к прогрессирующему росту избыточного порового давления из-за циклических сдвиговых напряжений. Когда поровое давление достигает уровня, равного начальному обжимающему напряжению, грунты разупрочняются и происходят значительные деформации.

Для оценки возможности разжижения грунта на конкретной площадке важно определить напластование и состояние грунтов. Хотя в последнее десятилетие проводилось много исследований, посвященных развитию способов оценки разжижения грунта (Ishihara, 1993), до сих пор применяются упрощенные процедуры (Seed & Idriss, 1971; Robertson & Wride, 1998).

В упрощенном подходе коэффициент циклического напряжения (*CSR*), возникающего на любой глубине грунтов из-за нагрузок, вызванных землетрясением, может быть получен при использовании упрощенных уравнений типа

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \left[\frac{a_{\max}}{g} \right] \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d. \quad (4.59)$$

где τ_{av} – среднее циклическое касательное напряжение; a_{\max} – максимальное горизонтальное ускорение грунта на поверхности; g – ускорение свободного падения; σ_{v0} и σ'_{v0} – полное и эффективное вертикальные напряжения соответственно; r_d – коэффициент снижения напряжений, являющийся функцией глубины.

Seed & Idriss (1971) предложили:

$$r_d = 1,0 - 0,00765 z, \text{ если } z < 9,15 \text{ м,}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 z, \text{ если } 9,15 \text{ м} < z < 23 \text{ м.}$$

С другой стороны, коэффициент циклических напряжений зависит от максимального ускорения на поверхности грунта. Если он превышает коэффициент циклического сопротивления (*CRR*) на любой глубине

бине массива грунта, на этой глубине происходит разжижение. В этом случае коэффициент надежности по разжижению можно определить как $FoS = CRR/CSR$. Теоретически разжижение не должно происходить, если $FS > 1$, а при $FS \leq 1$ разжижение будет иметь место.

За последнее 25 лет проводилось много исследований с целью сравнения величины CRR с результатами полевых испытаний, таких как стандартное зондирование (SPT), испытание сопротивления конусу (CPT) и измерения скорости поперечной волны.

Robertson & Wride (1998) предложили метод, основанный на данных CPT -испытаний. При этом величина $CRR_{M=7,5}$, отнесенная к эталонной силе землетрясения магнитудой $M = 7,5$, может быть оценена из упрощенных уравнений:

$$CRR_{M=7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad (4.60)$$

при $50 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 160$.

$$CRR_{M=7,5} = 0,833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05 \quad (4.61)$$

при $(q_{c1N})_{cs} < 50$.

Здесь $(q_{c1N})_{cs}$ – эквивалентное сопротивление чистого песка по острию конуса с поправкой на напряжение, являющееся функцией q_c и трения по боковой поверхности конуса f_s . В модели Robertson & Wride применяется комплексная методика определения $(q_{c1N})_{cs}$ путем использования промежуточных параметров, включая индекс поведения грунта I_c , предварительно определенный Робертсоном для идентификации грунтов на основании CPT -испытаний.

Окончательно коэффициент надежности против разжижения во время землетрясения магнитудой M может быть оценен как

$$FoS = \frac{CRR_{M=7,5}}{CSR} MSF,$$

где MSF – коэффициент шкалы магнитуд, применяемый для перевода $CRR_{M=7,5}$ в его эквивалент для расчетного землетрясения. Для метода, основанного на CPT -испытании, рекомендуется $MSF = 174/M^{2,56}$.

4.7. Анализ устойчивости откоса на примере насыпи Doeldok

При анализе устойчивости насыпи Doeldok в основном применялся метод снижения прочности с использованием программы конечных элементов (PLAXIS). При этом для подтверждения результатов при-

менялся метод отсеков. Характеристики каждого типа грунтов, использовавшиеся при анализе, приведены в разд. 6.3.4.

При анализе устойчивости не рассматривалась особая методика, применяемая для плывунных глин, так как ни один тип грунтов, существующих на площадке, не классифицировался как плывун. Тем не менее, был оценен риск разжижения с помощью метода, предложенного Robertson & Wride (1998).

Для описания локальной сейсмоопасности на площадке строительства Doeldok принимались сила землетрясения $M = 5,5$ и пиковое ускорение грунта (PGA) $0,05g$, взятое из величин, обозначенных на сейсмической карте Бельгии (рис. 4.19). Насыпь расположена в гавани Антверпена рядом с точкой *An* на рисунке, т. е. в зоне 1.

Результаты последних испытаний *CPT*, проведенных под водой через песчаное тело насыпи в различных точках, использовались для расчета коэффициента надежности FoS (рис. 4.20...4.24). Во всех случаях коэффициент надежности по разжижению превышал 1, при этом преобладали значения от 2,5 до 6. Отсюда можно заключить, что при землетрясении силой в 5,5 баллов разжижение в теле насыпи не произойдет.

Результаты расчета устойчивости насыпи Doeldok более подробно рассматриваются в гл. 7.

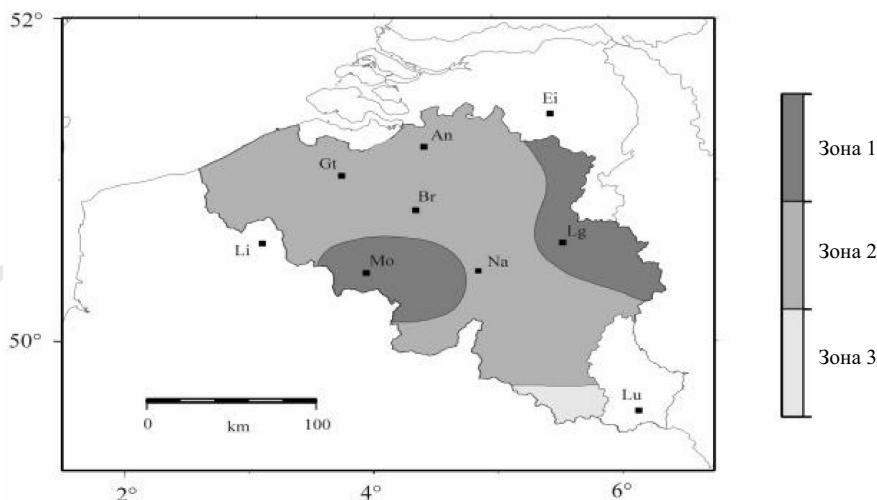


Рис. 4.19. Сейсмические зоны Бельгии
(NBN-ENV 1998-1-1: 2002 NAD-E/N/F)

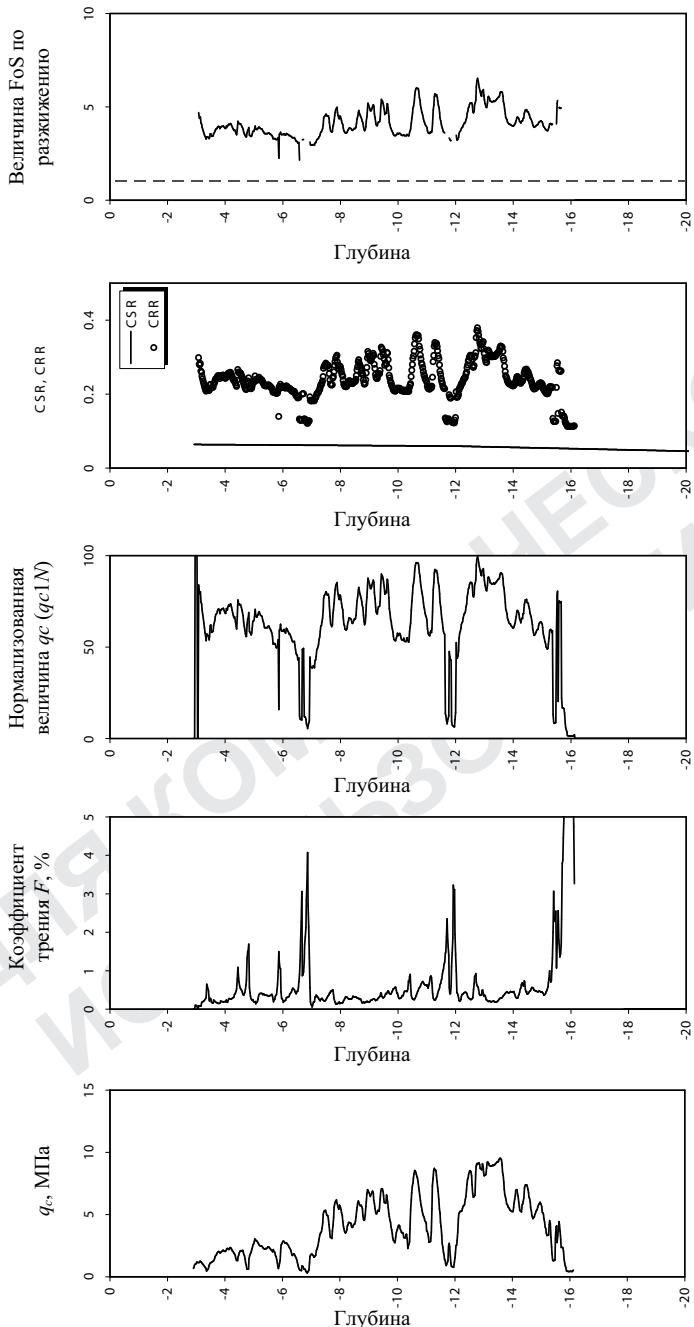


Рис. 4.20. Оценка разжижения на основании испытаний *CPT* по телу насыпи над зоной грунта, улучшенного по технологии глубинного перемешивания *SSI* (*CPT3*)

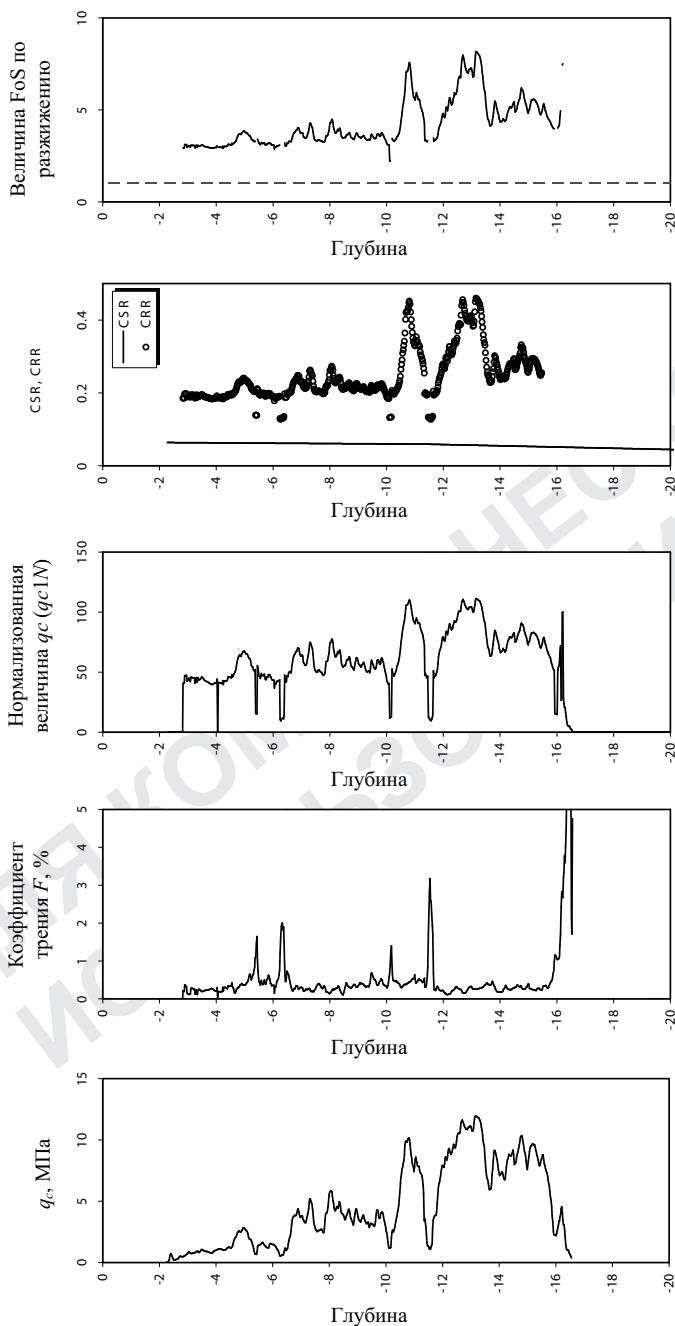


Рис. 4.21. Оценка разжижения на основании испытаний *CPT* по телу насыпи над зоной грунта, улучшенного по технологии глубинного перемешивания *SSI* (*CPT5*)

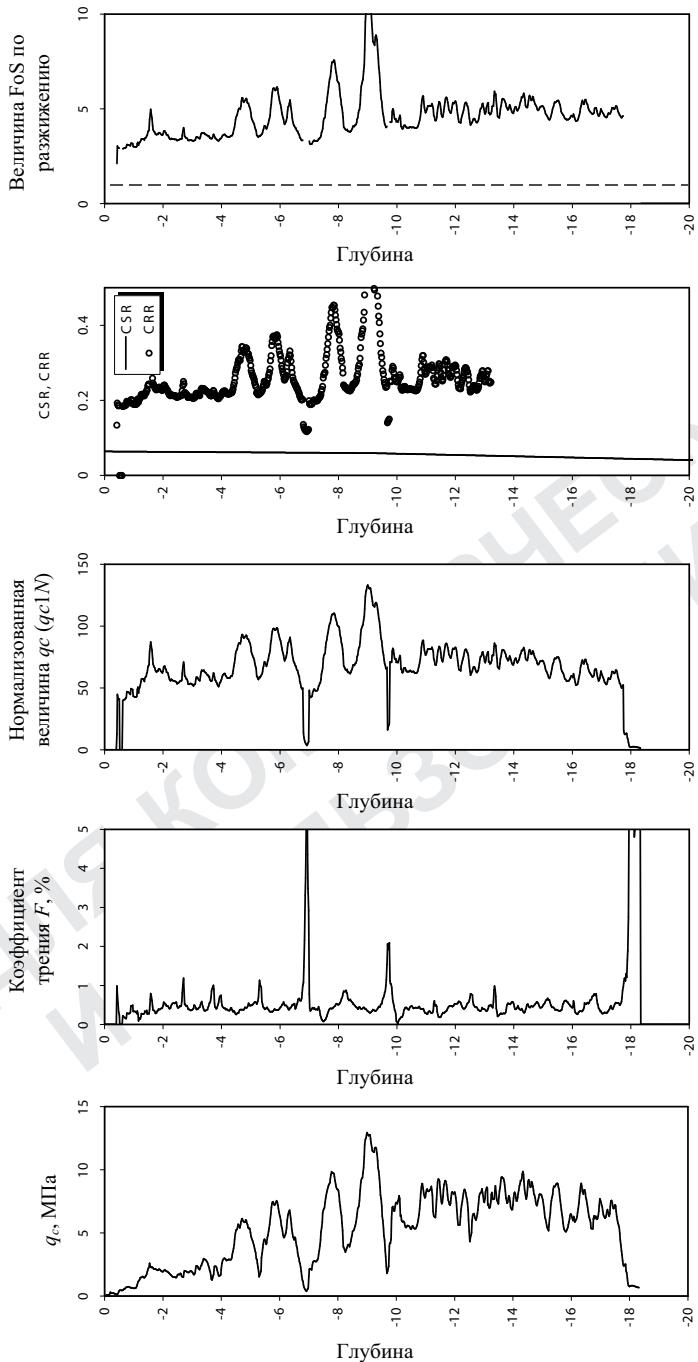


Рис. 4.22. Оценка разжижения на основании испытаний *CPT* по телу насыпи над неулучшенной зоной (*CPT8*)

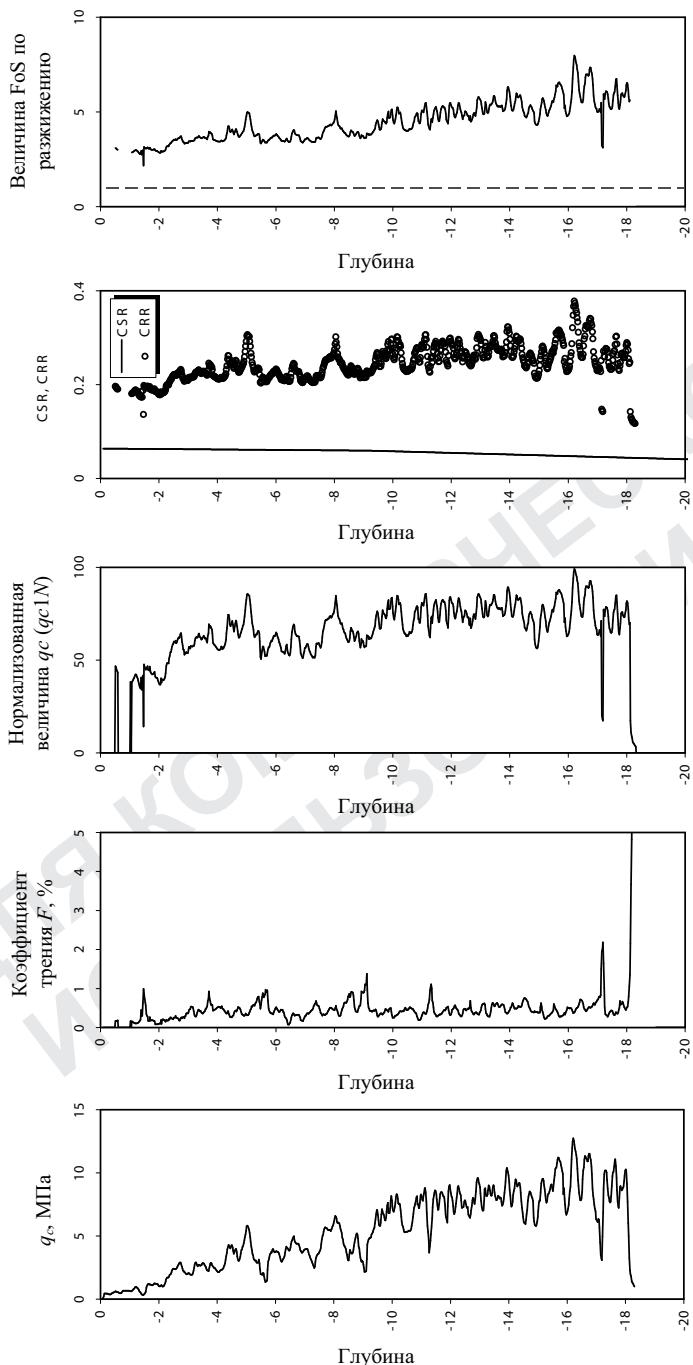


Рис. 4.23. Оценка разжижения на основании испытаний *CPT* по телу насыпи над неулучшенной зоной (*CPT14*)

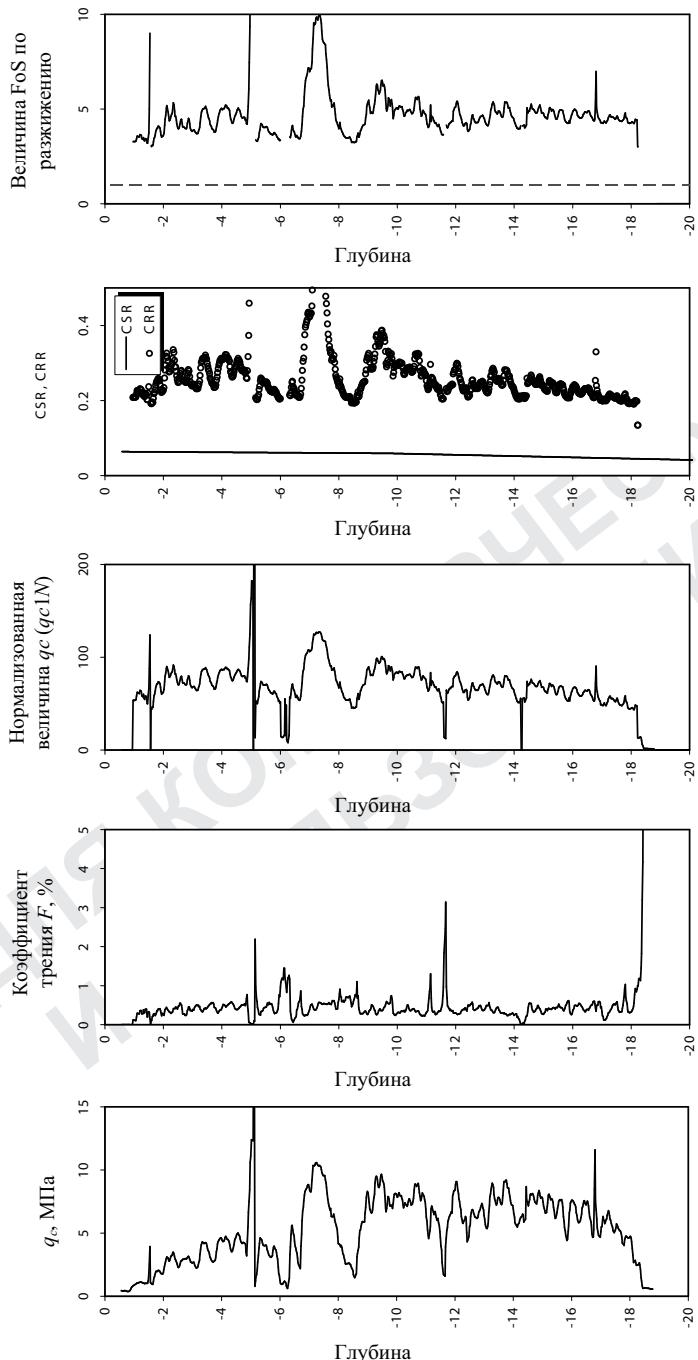


Рис. 4.24. Оценка разжижения на основании испытаний *CPT* по телу насыпи над зоной неулучшенного грунта (*CPT21*)

5

ОЦЕНКА КОНСОЛИДАЦИИ

5.1. Теория одномерной консолидации

При воздействии нагрузки на водонасыщенные грунты с низкой водопроницаемостью (как происходит в нашем случае при устройстве насыпи на водонасыщенных глинах) в них развиваются долговременные осадки. Этот процесс, названный консолидацией, был всесторонне изучен К. Терцаги в 1914 г. с помощью простой модели «поршень – пружина – вода» (рис. 5.1).

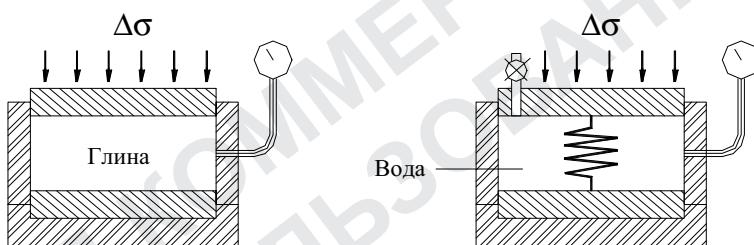


Рис. 5.1. Модель «поршень – пружина – вода» К. Терцаги

Впоследствии теория консолидации была развита и улучшена (например, Barden et al., 1965; Davies et al., 1965; Gibson et al., 1967; Schiffman et al., 1980; Gibson et al., 1981). Сегодня четко различают две теории консолидации: теорию бесконечно малых деформаций и конечных деформаций.

Согласно теории бесконечно малых деформаций, деформационные процессы, происходящие в грунтовом массиве, настолько незначительны, что сжимаемость и водопроницаемость на данной ступени нагрузки остаются постоянными. Эта гипотеза успешно применяется при решении многих практических задач. Тем не менее в случаях очень слабых грунтов, сжимаемость и водопроницаемость которых постепенно изменяются в процессе консолидации, эта гипотеза может привести к ошибочным прогнозам.

Осознание ограничений, присущих различным теориям консоли-

дации при малых деформациях, привело к развитию моделей больших, или конечных, деформаций, в которых отсутствуют ограничения деформаций сжимаемой толщи. Однако совершенствование любого научного подхода обычно приводит к усложнению процедуры анализа, который можно выполнить только численными методами.

В рамках обсуждаемой темы обычно принимаются следующие предпосылки:

- пористая среда состоит из несжимаемой поровой воды, несжимаемых минеральных частиц и деформируемого скелета;
- деформация представляет собой переупаковку минеральных частиц, сопровождающую оттоком поровой воды; объем твердых частиц грунта при этом остается неизменным;
- скелет грунта является однородным; т. е. отношения «коэффициент пористости-эффективное напряжение» и «коэффициент пористости-водопроницаемость» действительны для всего массива грунта;
- слой глин является нормально уплотненным;
- течение воды происходит в одном направлении и обусловлено механическими силами, например приложением поверхностной нагрузки. Термические, электрические и химические потенциалы не рассматриваются;
- действует принцип эффективного напряжения;
- течение жидкости через пористый скелет грунта описывается линейной зависимостью Дарси – Герсеванова.

5.2. Теория бесконечно малых деформаций

В ранней работе Терцаги по анализу напряженно-деформированного состояния водонасыщенных грунтов теория одномерной консолидации при малых деформациях формулируется достаточно просто.

Рассмотрим водонасыщенный элемент пористого материала, соответствующего приведенным предпосылкам. Чтобы получить основное уравнение консолидации, начнем с требования непрерывности взаимодействия твердой и жидкой фаз. Уравнение непрерывности твердой фазы

$$\frac{\partial[(1-n)\rho_s v_s]}{\partial z} + \frac{\partial[(1-n)\rho_s]}{\partial t} = 0; \quad (5.1)$$

уравнение непрерывности для жидкой фазы

$$\frac{\partial [n\rho_w v_w]}{\partial z} + \frac{\partial [n\rho_w]}{\partial t} = 0, \quad (5.2)$$

где v_s и v_w – абсолютные скорости соответственно для твердой и жидкой фаз в эйлеровской системе координат; ρ_s и ρ_w – удельные веса твердой и жидкой фаз; n – пористость элемента; z – вертикальная координата, t – время.

Объединив уравнения (5.1) и (5.2), получим условие непрерывности для смеси:

$$\frac{\partial [(1-n)v_s + nv_w]}{\partial z} = 0. \quad (5.3)$$

Поскольку закон Дарси описывает течение воды через скелет грунта (допускается, что все граничные условия сводятся к типу течения Дарси), уравнение равновесия можно выразить в виде

$$\frac{\partial u}{\partial z} + n \frac{\gamma_w}{k} (v_w - v_s) = 0, \quad (5.4)$$

где u – поровое давление ; k – коэффициент фильтрации.

Дифференцируя уравнение (5.4) по z , получаем

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\gamma_w}{k} \frac{\partial [n(v_w - v_s)]}{\partial z} - \frac{\gamma_w}{k^2} \frac{\partial k}{\partial z} n(v_w - v_s) = 0, \quad (5.5)$$

что вместе с уравнением (5.3) дает

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\gamma_w}{k} \frac{\partial v_s}{\partial z} + \frac{1}{k} \frac{\partial k}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} = 0. \quad (5.6)$$

Чтобы ввести основное отношение для скелета грунта, частную производную $\partial v_s / \partial z$ можно выразить в терминах скорости развития осадок, тогда становится верным выражение

$$\frac{\partial v_s}{\partial z} = - \frac{\partial \epsilon_1}{\partial t} = - m_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}, \quad (5.7)$$

и уравнение (5.6) принимает вид

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\gamma_w}{k} m_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \frac{1}{k} \frac{\partial k}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} = 0. \quad (5.8)$$

Изменение вертикального эффективного напряжения во времени можно выразить через изменение давления, прикладываемого к поверхности грунта, и изменение порового давления :

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t}. \quad (5.9)$$

Путем подстановки (5.9) в (5.8) общее уравнение одномерной консолидации можно выразить через поровое давление :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + m_v \frac{\gamma_w}{k} \left(\frac{\partial q}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} \right) + \frac{1}{k} \frac{\partial k}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} = 0. \quad (5.10)$$

Теперь, если допустить, что водопроницаемость остается постоянной, уравнение (5.10) сводится к следующему:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial q}{\partial t}, \quad (5.11)$$

где $c_v = k/(m_v \gamma_w)$ – коэффициент консолидации, а $\partial q/\partial t$ описывает изменение поверхностной нагрузки во времени (изменяемая нагрузка).

Теперь уравнение (5.11) описывает процесс консолидации от изменяемой нагрузки при поэтапном строительстве, когда изменением гидравлических свойств при нагружении можно пренебречь.

5.2.1. Численное решение

Одномерная консолидация описывается параболическим дифференциальным уравнением с частными производными (5.11). Данную задачу можно определить как задачу начального значения, так как нам заранее известно поровое давление в момент времени $t_0 = 0$, а требуется оценить его новую величину в момент времени $t = t_0 + \Delta t$. Задача также может быть расширена путем учета нескольких слоев глины с различными свойствами (рассматривается многослойная среда, рис. 5.2).

Пусть разрез грунта состоит из некоторого числа n слоев. Произвольный слой обозначается L с мощностью h^L . Параметры грунта в слое L^{th} – коэффициент консолидации c_v^L , сжимаемость m_v^L и коэффициент фильтрации k^L . Таким образом, сжимаемая толща представляет собой систему, состоящую из n сжимаемых слоев грунта и имеющую общую мощность H .

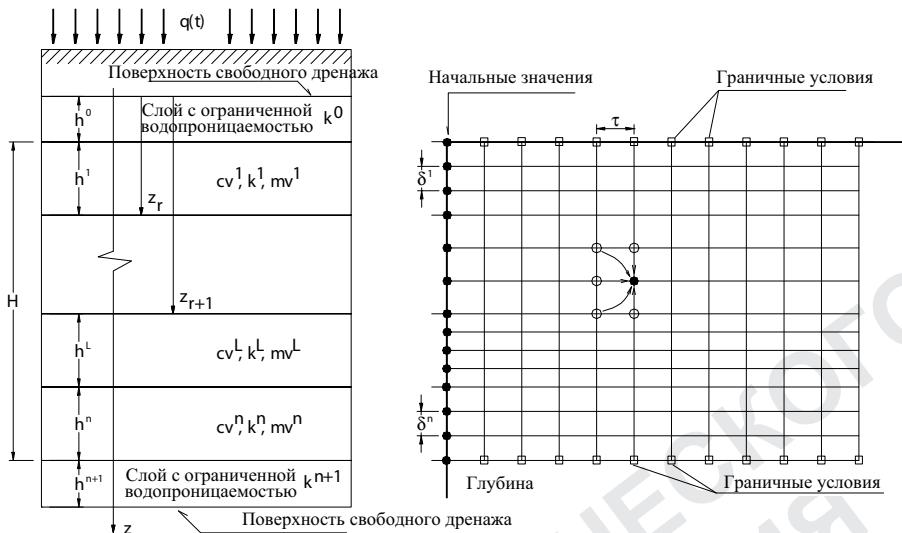


Рис. 5.2. Многослойная система и схема решения задачи методом конечных разностей.

В рассмотренном ниже анализе используется решение, предложенное Schiffman et al. (1977).

Верхние индексы соответствуют различным слоям. Символ L соответствует произвольно выбранному слою. Пространственная координата z является глобальной координатой и имеет начало на поверхности $z = 0$ (см. рис. 5.2). Все индексы, зависящие от глобальной пространственной координаты z , обозначены нижними символами, а все индексы, зависящие от времени, – нижними символами.

Как правило, верхний символ L соответствует номеру слоя; нижний i – точке координат z , а нижний индекс j обозначает рассматриваемую величину в конкретный отрезок времени. L варьирует от 1 до n , i – от 0 на поверхности ($z = 0$) до p на нижней границе ($z = H$). Нижний пространственный индекс в месте сопряжения слоев обозначается r . Нижний индекс времени j изменяется от 0 до $t = 0$ в арифметической прогрессии (0, 1, 2, 3).

Процесс консолидации отдельно взятого слоя описывается уравнением (5.11). Тем не менее в многослойной системе нужно решить n -е количество подобных уравнений, чтобы определить поровое давление в любой точке и в любой момент времени. Уравнение (5.11) можно переписать в виде

$$c_v^L \frac{\partial^2 u^L}{\partial z^2} = \frac{\partial u^L}{\partial t} - \frac{dq}{dt} \quad L = 1, 2, \dots, n. \quad (5.12)$$

Три типа независимых от времени граничных условий, приложенных к границе слоя $z = 0$ и $z = H$, можно выразить в общем виде так:

$$a^1 \frac{\partial u^1}{\partial z}(0, t) - b^1 u^1(0, t) = -c^1, \quad (5.13)$$

$$a^n \frac{\partial u^n}{\partial z}(H, t) - b^n u^n(H, t) = -c^n. \quad (5.14)$$

Здесь коэффициенты a^1, b^1, c^1, a^n, b^n и c^n могут принимать те или иные значения (табл. 5.1) в зависимости от условий (свободное дренирование, полная водонепроницаемость, частичное или затрудненное дренирование).

Таблица 5.1
Границные условия

Границные условия	Верхняя граница			Нижняя граница		
	a^1	b^1	c^1	a^n	b^n	c^n
Свободная граница	0	-1	0	0	1	0
Непроницаемый слой	1	0	0	1	0	0
Слой с ограниченной водопроницаемостью	h^1	$\lambda^1 = \frac{k^0 h^1}{k^1 h^0}$	0	h^n	$\lambda^n = \frac{k^{n+1} h^n}{k^n h^{n+1}}$	0

Дополнительно к граничным условиям сжимаемой толщи принимается сплошность массива глинистых слоев (непрерывность между слоями глины). При этом поровое давление и скорость потока в примыкающих слоях в зоне их контакта должны быть одинаковыми. В результате имеем

$$u^L(z_r, t) = u^{L+1}(z_r, t) \quad \text{и} \quad k^L \frac{\partial u^L}{\partial z}(z_r, t) = k^{L+1} \frac{\partial u^{L+1}}{\partial z}(z_r, t), \quad (5.15)$$

где z_r – расстояние от поверхности до границы контакта слоев, разделяющей L -й и $(L+1)$ -й слои (рис. 5.2).

Итак, на данном этапе формулирование задачи завершено. Теперь решение можно осуществить методами конечных разностей или конечных элементов. В нашем случае был выбран метод конечных разностей, в котором используется дискретизация пространства и времени, следовательно, непрерывные производные заменяются коэффициентом изменения переменных при коротких конечных

приращениях.

На основе данной процедуры была разработана программа *SSCON-FD* (консолидация при малых деформациях – решение методом конечных разностей). Программа написана на языке Maple. Как уже говорилось, она позволяет выполнять анализ консолидации многослойного грунтового массива при бесконечно малых деформациях. Каждый слой может иметь различные параметры консолидации, а граничные условия допускают не только полностью дренированные или полностью закрытые условия, но и неполное дренирование путем введения слоев с ограниченной проницаемостью (см. рис. 5.2).

5.2.2. Применение программы *SSCON-FD*

Ниже описана область применения программы *SSCON-FD*, особое внимание уделено анализу поэтапного нагружения. С этой целью рассмотрим численные решения двух условных задач.

Задача 1

Рассмотрим гипотетическую задачу поэтапного строительства песчаной насыпи на водонасыщенном глинистом основании. Мощность глинистого слоя – 5 м, $c_v = 3 \text{ м}^2/\text{год}$, $k = 0,02 \text{ м}/\text{год}$; в основании слоя залегает ил мощностью 1 м, $k = 0,03 \text{ м}/\text{год}$. Илистый слой подстилается мощным слоем песка, обладающего высокой водопроницаемостью. Первая ступень нагрузки (80 кПа) прикладывалась равномерно в течение 5 месяцев. Затем работы приостанавливали на один год, после чего прикладывалась вторая ступень нагрузки той же величины и с такой же скоростью.

Необходимо исследовать консолидацию глинистого слоя.

Решение

Для решения задачи использовалась программа *SSCON-FD*. Для верхней границы принимались условия свободного, а для нижней – ограниченного дренирования, поскольку может иметь место фильтрация, направленная вниз. Результаты представлены на рис. 5.3, 5.4.



Рис. 5.3. Анализ консолидации при ступенчатом нагружении (SSCON-FD)

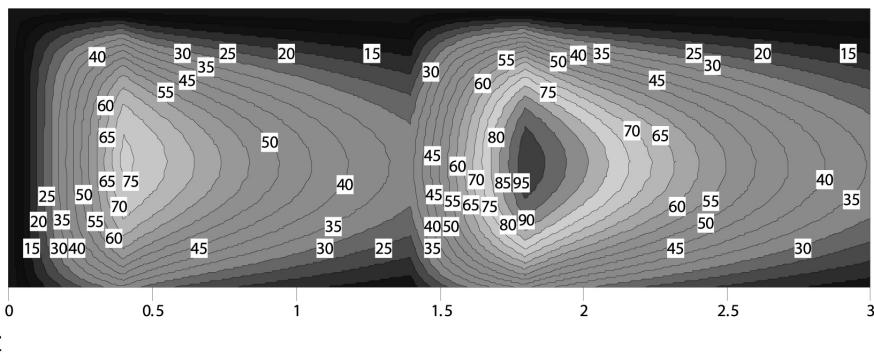


Рис. 5.4. Изолинии порового давления (SSCON-FD) как функции пространства (вертикальная ось) и времени (горизонтальная ось).

Задача 2

Нагрузка в 100 кПа мгновенно прикладывалась к поверхности грунтового слоя мощностью 4 м, под которым залегает сплошная скальная порода с очень низкой водопроницаемостью. Рассматриваемый грунтовый слой состоит из двух слоев различных глин одинаковой мощности. Верхний слой характеризуется $c_v = 1,5 \text{ м}^2/\text{год}$, $k = 0,4 \text{ м}/\text{год}$; нижний – $c_v = 0,2 \text{ м}^2/\text{год}$, $k = 0,1 \text{ м}/\text{год}$.

Требуется изучить консолидацию данного многослойного основания.

Решение

Как и в предыдущем случае, для решения задачи использовалась программа SSSCON-FD. На верхней границе принимались свободные условия дренирования, а на нижней задавались условия непроницаемости. Результаты решения представлены на рис. 5.5. Из эпюор порового давления, численно спрогнозированных на три года вперед, видно, что одномерная консолидация верхнего слоя будет протекать быстрее, чем нижнего, из-за существенного различия параметров консолидации.

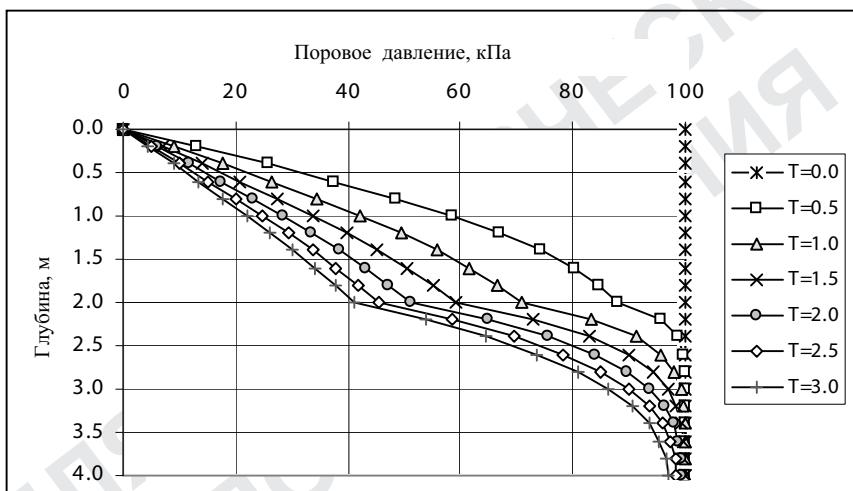


Рис. 5.5. Эпюры порового давления (по результатам решения задачи с помощью программы SSSCON-FD)

Поскольку программа SSSCON-FD допускает моделирование многослойных систем, с ее помощью можно смоделировать слои глин значительной мощности с меняющимися по глубине характеристиками. Это позволяет избежать введения усредненного параметра консолидации для всего слоя, использование которого, как было показано Pyrah (1996), ведет к ошибочным прогнозам.

5.3. Теория конечных деформаций

Общие трехмерные подходы к решению задач консолидации неоднократно обсуждались в литературе начиная со знаменитой

работы Biot (1941). Однако до настоящего момента все работы касались малых деформаций скелета грунта.

Самая распространенная теория одномерной консолидации была выдвинута в работе Gibson et al. (1967). Этот анализ преодолевает ограничения классической теории малых деформаций, но задача настолько усложняется, что ее можно решить лишь с помощью численных методов.

Процесс одномерной консолидации в рамках теории конечных деформаций водонасыщенной пористой среды описывается выражением

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[g(e) \frac{\partial e}{\partial z} \right] - b(e) \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial e}{\partial t} = 0. \quad (5.16)$$

$$g(e) = -\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de}.$$

$$b(e) = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{d}{de} \frac{k(e)}{1+e},$$

где e – коэффициент пористости; γ_s и γ_w – удельные веса соответственно твердых частиц и жидкости; z – приведенная координата, показывающая объем твердых частиц в единичном объеме сечения, расположенного между базовой плоскостью и точкой лагранжевых координат (Gibson, 1967).

Функция $g(e)$ играет роль коэффициента консолидации, а $b(e)$ представляет эффект силы тяжести. Если пренебречь последним ($b(e) = 0$) и принять величину $g(e)$ неизменной в течение всего процесса, то уравнение (5.16) упрощается до классической теории Терзаги.

Уравнение (5.16) с соответствующими граничными и начальными условиями и основными характеристиками является основой для развития соответствующего решения. Требуемые основные характеристики: соотношения между коэффициентом пористости и эффективным напряжением, а также между коэффициентами фильтрации и пористости.

Отмечается, что основное уравнение не ограничивается величиной деформации и нелинейности применяемых отношений. В то же самое время оно основано на допущении однородности и монотонного поведения, при этом исключаются циклы «нагружение–разгружение–повторное нагружение».

Многие исследователи пытались решить данную проблему (Cargill, 1994; Fox et al., 1997; Van Impe P.O., 1999). В работе P.O. Van Impe (1999) формулировка была расширена за счет введения фаз седиментации слоя грунта во время формирования его скелета. В

рамках такой постановки были разработаны две программы: FISCC (Van Impe P., 1999) и CBFISCC (Constales, 1999). В них анализируется одномерная консолидация отдельно взятого глинистого слоя под действием мгновенно приложенной постоянной нагрузки, при этом вводятся различные численные методы для решения основного дифференциального уравнения.

Программа CBFISCC представляет численное решение частного нелинейного дифференциального уравнения, описывающего рассматриваемые явления. Уравнение трансформируется в систему ординарных дифференциальных уравнений, которая решается с использованием соответствующего алгоритма.

Программа FISCC представляет кусочно-линейную модель, включающую итеративную процедуру. Несмотря на то что каждый шаг рассматривается линейно, общее решение носит нелинейный характер. Для успешного применения этой теории необходимо использовать достаточно малые временные шаги, что увеличивает время расчетов.

Вводные данные таких программ обычно включают следующие параметры:

- начальную мощность сжимаемой толщи;
- удельные веса твердых частиц и воды;
- начальный коэффициент пористости сжимаемой толщи;
- граничные условия дренирования (открытые или закрытые);
- приращение полных напряжений на поверхности;
- основные соотношения грунта (например, $K=K(\sigma'_v)$ и $e=e(\sigma'_v)$).

Результаты расчета обычно содержат:

- график развития осадок во времени;
- эпюры коэффициента пористости на различных временных промежутках;
- эпюры давления поровой воды на различных временных промежутках.

5.4. Соотношение теории бесконечно малых деформаций и теории конечных деформаций

Как было показано в предыдущем разделе, традиционная теория одномерной консолидации является частным случаем более общей теории, сформулированной в работе Gibson et al. (1967).

На рис. 5.6 показаны результаты сравнительного исследования на примере 10-метрового слоя нормально уплотненной глины St. Herblain, подвергнутой нагрузке в 200 кПа (Schiffman, 1994).

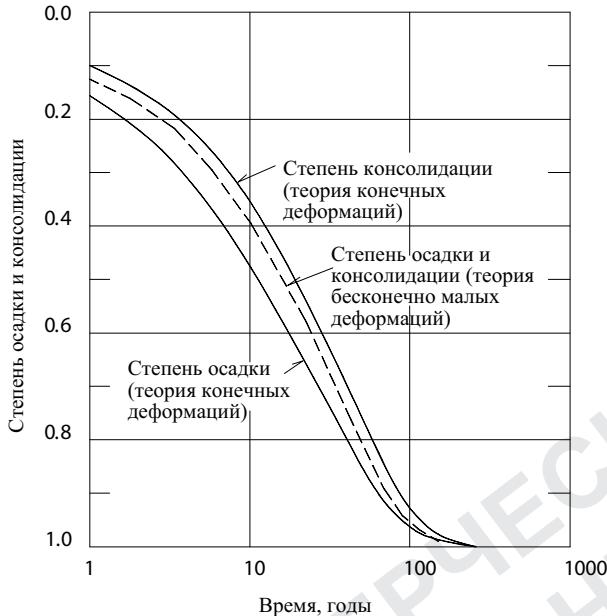


Рис. 5.6. Величины осадок и консолидации (рассеивание порового давления) (Schiffman, 1994)

При анализе консолидации методом конечных деформаций (в отличие от теории бесконечно малых деформаций) используют два показателя развития консолидации: величину осадки (отношение величины осадки за время t к конечной осадке) и величину рассеивания давления поровой воды.

Как показано на рис. 5.6, традиционная теория (бесконечно малых деформаций) недооценивает скорость развития осадки и переоценивает скорость рассеяния давления поровой воды. Совершенно очевидно, что теория конечных деформаций позволяет лучше (безопаснее) оценить приращение прочности уплотняющейся глины.

5.5. Консолидация на площадке Doeldok

Для оценки развития осадок насыпи и рассеивания давления поровой воды было выполнено моделирование с учетом реальных свойств грунта основания. При этом использовались обе теории консолидации (больших и малых деформаций) с применением основных уравнений ($K=K_1(\sigma'_v)$ и $K=K_2(e)$) для слабых грунтов, отложившихся в результате дноуглубительных работ, по параметрам, полученным из ряда испытаний (см. §6.3.1). В данном моделировании

рассматривалось мгновенное приложение нагрузки, равной общему весу насыпи. Результаты расчета (рис. 5.7) показали, что рассеивание порового давления и осадка будут происходить с разными скоростями. Результат анализа малых деформаций на рис. 5.7 представлен в виде диапазона данных, так как по основным уравнениям можно выбрать диапазон коэффициентов консолидации.

Видно, что давление поровой воды рассеивается сравнительно медленно (по истечении двух лет рассеивается лишь 15% общего избыточного давления), в то время как за тот же период ожидается значительная осадка (40% от общей величины осадки за два года). Более того, можно заключить, что теории малых деформаций переоценивают степень консолидации по поровому давлению и недооценивают величину консолидации по осадке.

Присутствие в основании насыпи мягких грунтов потребовало контроля скорости производства работ при поэтапном строительстве (см. гл. 7). При поэтапном строительстве в грунтах основания избыточное давление поровой воды частично рассеивается и прочность грунтов повышается в зависимости от степени консолидации. Из этого следует, что измерение или оценка степени консолидации грунта основания во время строительства чрезвычайно важны. Поэтому в нескольких местах на трех уровнях в грунте основания были установлены датчики порового давления. Кроме того, регулярно измерялись осадки основания насыпи с помощью простой, но эффективной системы с использованием пластиковых трубок, которые укладывали под насыпью и наполняли водой. Осадку определяли путем измерения давления воды (уровня воды) внутри трубок с помощью зонда, который протаскивали по трубке. В целом, две рассмотренные технологии мониторинга позволили осуществить полный контроль процедуры строительства.

На рис. 5.8, 5.9 показано развитие порового давления и осадок под нагрузкой от веса насыпи с начала строительства до сегодняшнего дня. Более детально процедура строительства будет описана в гл. 9, скажем только, что первая очередь насыпи возводилась поэтапно, с перерывами на «отдых». По окончании первой очереди строительства предусматривался длительный перерыв для консолидации слабого грунта основания насыпи.

По результатам мониторинга, рассеивание давления поровой воды происходило сравнительно медленно, а осадки развивались значительно быстрее.

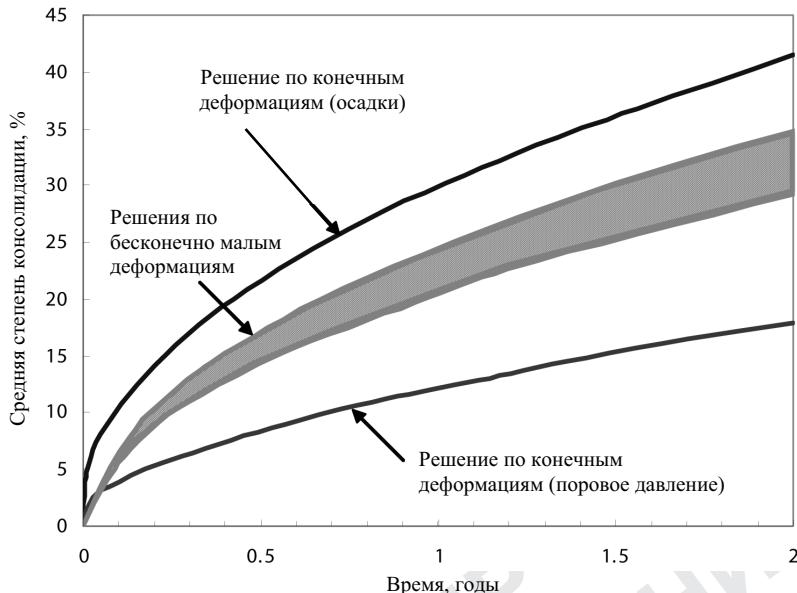


Рис. 5.7. Анализ консолидации грунта основания по расчету с использованием теорий больших и малых деформаций

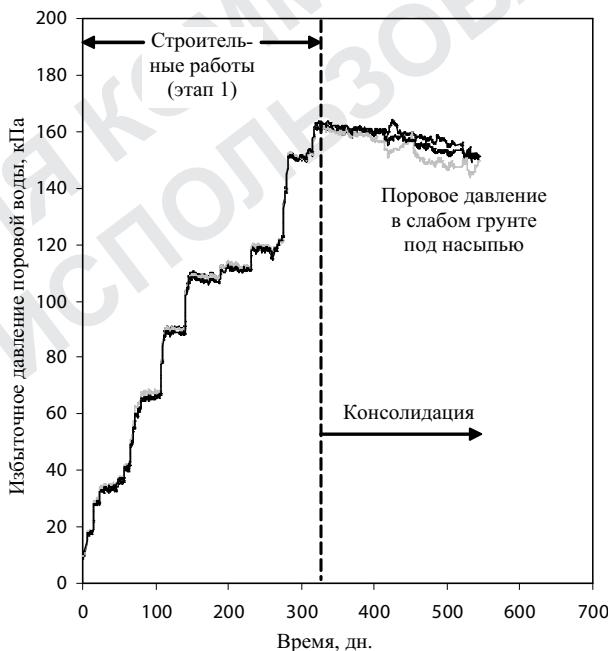


Рис. 5.8. Поровое давление в произвольно выбранной точке грунта основания

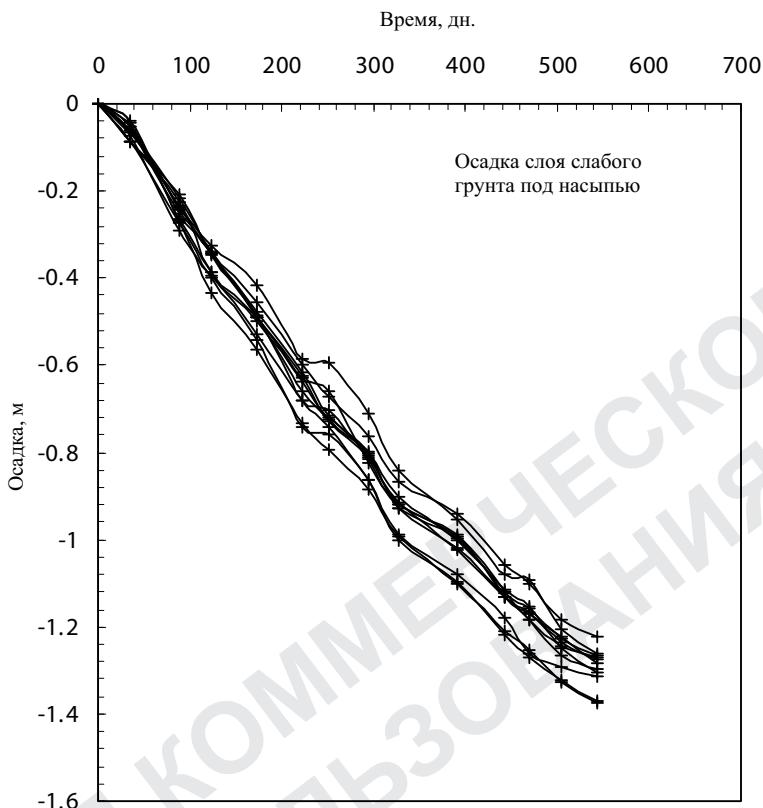


Рис. 5.9. Осадки грунта основания насыпи

Был выполнен более тщательный анализ развития консолидации на площадке Doeldok при действующих нагрузках, результаты которого сравнивались с результатами измерений (рис. 5.10, 5.11). Как и ожидалось, по теории больших деформаций прогноз консолидации лучше совпадает с результатами измерений, чем при малых деформациях. Незначительное отклонение может являться следствием природной неоднородности слабых грунтов основания.

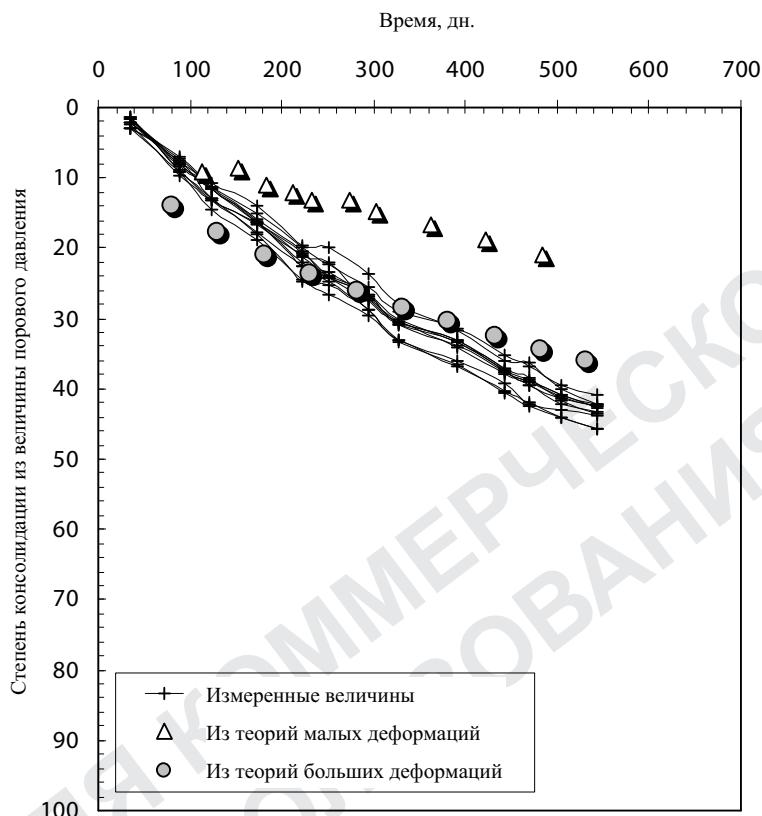


Рис. 5.10. Степень консолидации грунта основания, определенная по величине осадки

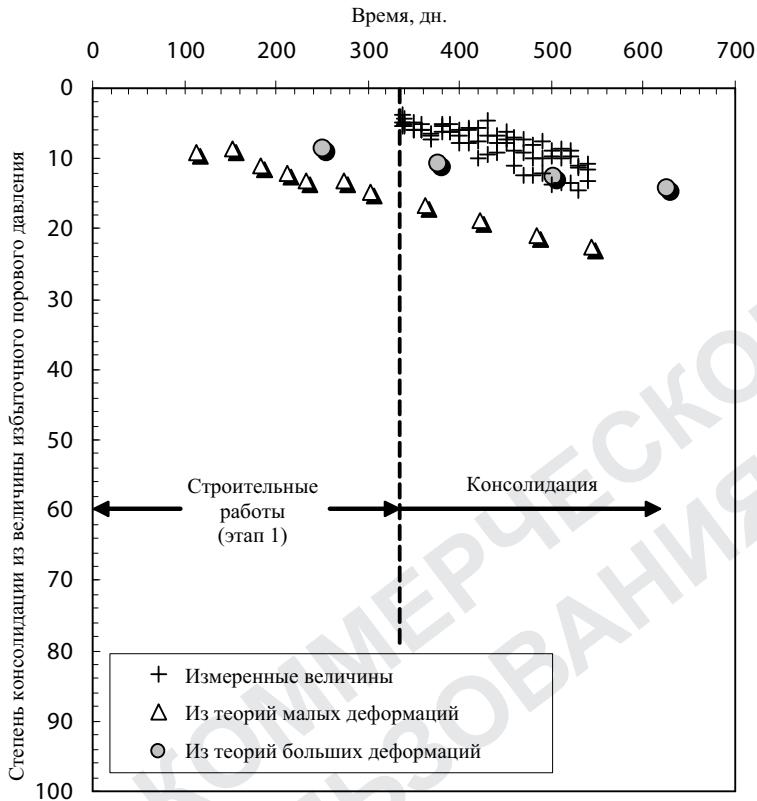


Рис. 5.11. Степень консолидации грунта основания, определенная по величине давления поровой воды

5.6. Выводы

Очевидно, что теория конечных деформаций лучше подходит для изучения консолидации. Теория консолидации при бесконечно малых деформациях может быть недостаточно надежной для анализа поэтапного строительства, тем не менее, на первой стадии проектирования она может использоваться как базовая для дальнейших более точных расчетов. Конечно, многие инженеры-геотехники лучше знакомы с параметрами консолидации согласно классической теории, чем с параметрами консолидации в рамках теории конечных деформаций. Как правило, чем слабее грунт, тем больше ошибка при анализе из-за неучета изменения сжимаемости и водопроницаемости в процессе консолидации.

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЛОЩАДКИ

6.1. Введение

В данной главе представлены геотехнические характеристики грунтов на площадке строительства дока в порту Антверпена (Бельгия). Глубина воды до уровня донных отложений составляет приблизительно 20 м. Дается описание ожидаемых характеристик песчаного тела насыпи.

6.2. Геологический разрез и характеристики грунтов площадки

При исследовании инженерно-геологических условий площадки были проведены зондирование *CPT* и полевые испытания крыльчаткой с целью определения характеристик слабых грунтов. На рис. 6.1 показано расположение опытных скважин на данной территории. Было также выполнено несколько скважин для отбора образцов грунтов с целью проведения их испытаний в лаборатории. Бурение всех скважин выполнялось со специальных платформ.

Из типичного профиля *CPT*-испытания (рис. 6.2) видно, что толщина слоя слабых грунтов ($q_c < 0,3$ МПа) составляет около 8 м. Под ним залегает слой песков сравнительно небольшой мощности (2 м), подстилаемый глубокими сильно переуплотненными глинистыми отложениями третичного периода – глина Boom.

Полевые испытания крыльчаткой позволили определить недренированную прочность на сдвиг в нескольких точках по глубине массива грунта и подтвердили нормально уплотненный характер этих сравнительно молодых отложений. Отношение недренированной прочности на сдвиг c_u к оцененным значениям вертикальных эффективных напряжений (рис. 6.3) носит линейный характер (исключение составляют некоторые точки) и увеличивается с глубиной (при $c_u \approx 0,3 \sigma'_v$). Этого и следует ожидать от «молодых» нормально уплотненных грунтов. Точки, отклоняющиеся от прямой в верхней части слоя, отражают присутствие слегка переуплотненных приповерхностных отложений; точки, отклоняющиеся от прямой в нижнем слое, могут указывать на переходную зону – от слабого грунта донных отложений к слоям песка.

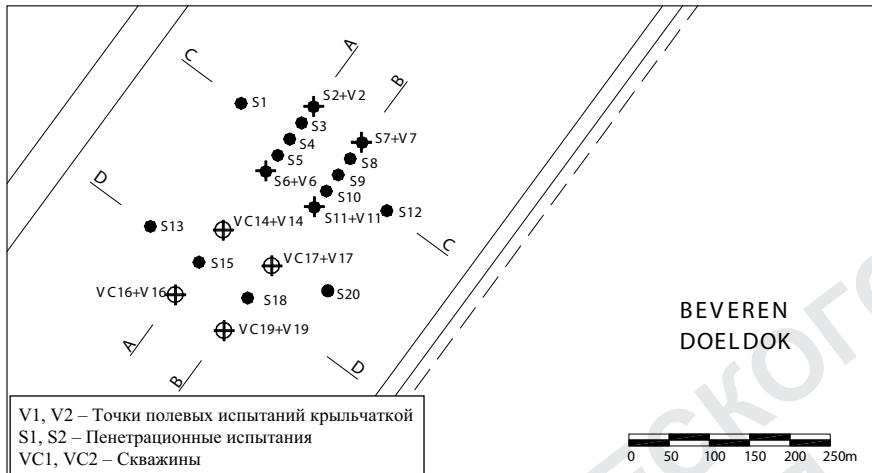


Рис. 6.1. Расположение точек испытания грунта

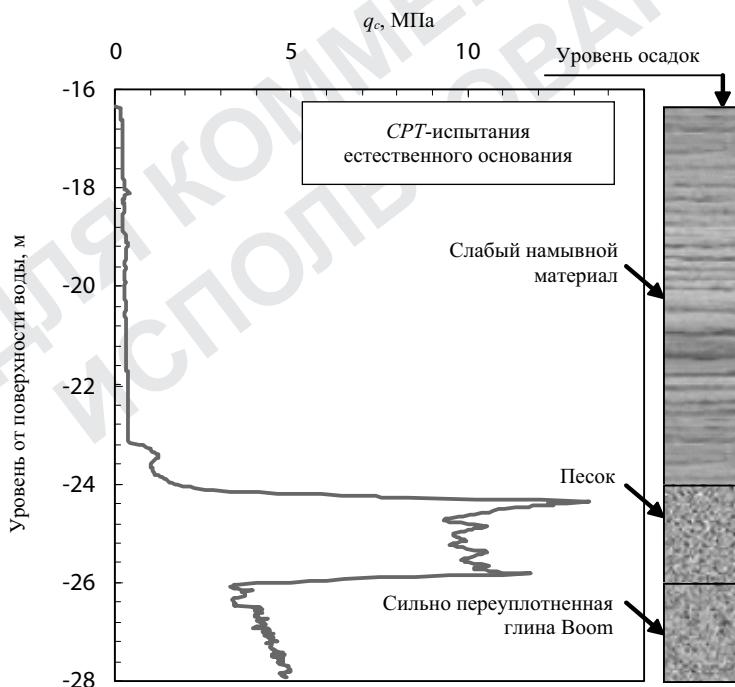


Рис. 6.2. Характерный график CPT-испытаний на рассматриваемой территории

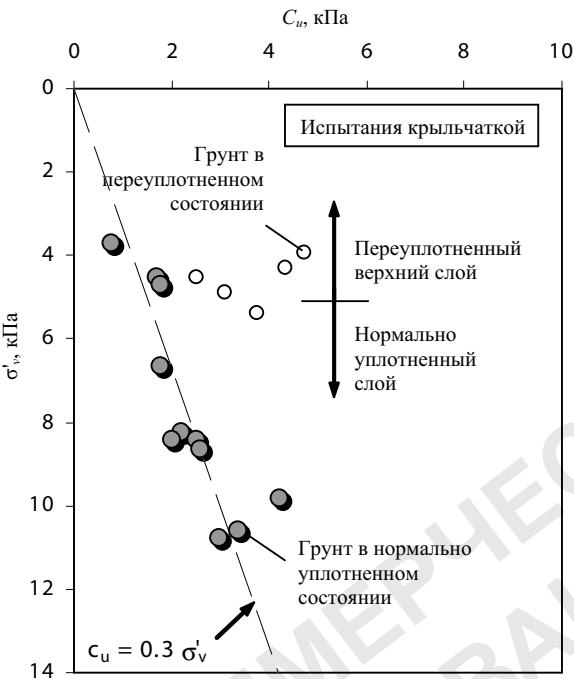


Рис. 6.3. Результаты полевых испытаний крыльчаткой

6.3. Выбор параметров для проектирования

В проект насыпи вовлекаются различные материалы: песок для тела насыпи, глина Boom и слабые донные отложения (улучшенные и не улучшенные).

6.3.1. Слабые донные отложения

Слабые донные отложения представляют продукт многолетней седиментации и консолидации под собственным весом намывных грунтов при углублении фарватеров в порту Антверпена. Несмотря на попытки улучшения свойств этих грунтов путем вакуумной консолидации, их консистенция осталась текучей.

Физические характеристики

Характеристики грунта приведены в табл. 6.1.

Физические характеристики донных отложений

Таблица 6.1

Показатель	Значение
Предел текучести	124,4
Предел раскатывания	46,7
Число пластичности	77,7
Природная влажность, %	115,0
Содержание органики, %	6,0
Содержание извести в природных условиях, %	13,9
Содержание песка, %	10,4
Плотность во влажном состоянии, г/см ³	1,4
pH поровой воды	7,2

Для более близкого рассмотрения данного грунтового материала природный образец донных отложений анализировали под сканирующим электронным микроскопом (СЭМ). СЭМ позволяет получать изображения поверхности образца грунта с высокой степенью разрешения на уровнях увеличения, близких к молекулярным. Результирующие изображения имеют трехмерный вид и полезны для понимания микроструктуры образца.

Принцип работы СЭМ достаточно прост: электроны «выстреливаются» в образец, и в результате их взаимодействия с последним высвобождаются электроны образца. Высвобожденные электроны улавливают, анализируют и получают таким образом информацию об образце (рис. 6.4). Электронная пушка создает первоначальный луч электронов, который ускоряется в направлении исследуемого образца. Чтобы поток падающих электронов отводился от образца, он должен обладать электропроводностью, в противном случае луч электронов может нарушить структуру и скечь образец до завершения исследования. При изучении, например, структуры стали, данная особенность СЭМ не представляет проблемы, но образцы грунта, у которых электропроводность отсутствует, следует предварительно покрывать тончайшим (в нано-масштабе) слоем электропроводящего материала, например золота. Более того, сухие образцы подвергают тестированию в вакуумной камере, чтобы свести к минимуму любое взаимодействие с частицами воздуха электронов, падающих на образец и исходящих из него. Однако новейшие разновидности СЭМ позволяют рассматривать образцы с некоторым содержанием воды без использования покрытия из электропроводящих материалов.

Электронный поток отклоняется сканирующими катушками, создавая возможность растрового сканирования образца. По мере того как первичные электроны бомбардируют поверхность образца, они

подвергаются упругому и неупругому рассеиванию атомами последнего. В результате этого рассеивания первоначальный поток электронов распространяется и заполняет некоторый объем каплевидного очертания на поверхности образца. Этот объем называется объемом взаимодействия и обычно имеет глубину от 100 мкм до 5 мк. Взаимодействия, происходящие в этой области, приводят к дальнейшей эмиссии электронов и фотонов (например, рентгеновское излучение), которые затем улавливаются, формируя изображение. Можно выделить два типа излучаемых электронов: отраженные электроны (ОЭ), представляющие собой высокоэнергетическую электронную производную упругого взаимодействия луча с образцом, и вторичные (ВЭ) – электроны низкой энергии, производимые в результате неупругого взаимодействия.

Рентгеновские лучи, обычно улавливаемые в СЭМ, позволяют проводить анализ химического состава некоторой точки на поверхности образца путем метода идентификации, основанного на энергодисперской или волнодисперской рентгеноспектроскопии.

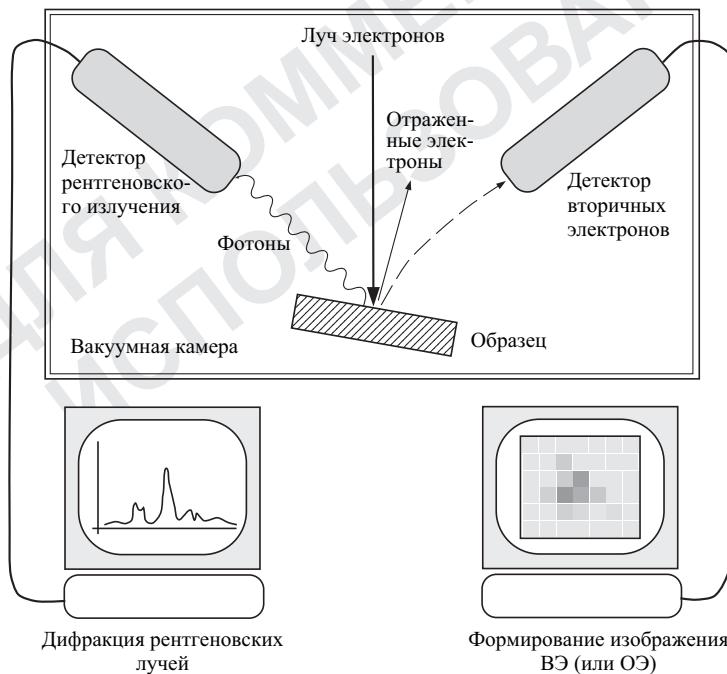


Рис. 6.4. Принцип работы сканирующего электронного микроскопа

Вторичные электроны, чаще используемые в СЭМ, улавливаются устройством, объединяющим сцинтилятор и фотоэлектронный умножитель, где результирующий сигнал отражается в двухмерном распределении интенсивности. Это позволяет просматривать и сохранять в виде цифрового изображения любой участок образца, сканируемый электронным лучом. При использовании данной технологии получаются изображения чрезвычайно высокого качества.

Образец грунта, рассматриваемый под сканирующим электронным микроскопом, был подготовлен для моделирования естественных условий, в которых находятся донные отложения, и лишь в незначительной степени уплотнялся вручную. На рис. 6.5 приведен вид образца под СЭМ (масштаб увеличения – 1100). Глинистые частицы пластинчатого типа выделяются на картинке несколько более ярким цветом. Они распределены однородно и взаимодействуют с частицами ила и песка, имеющими угловатую и округлую форму, а также гораздо более темный цвет. В составе образца видны органические частицы и биологические остатки, имеющие равномерную микроморфологию, типичную для морских грунтов.

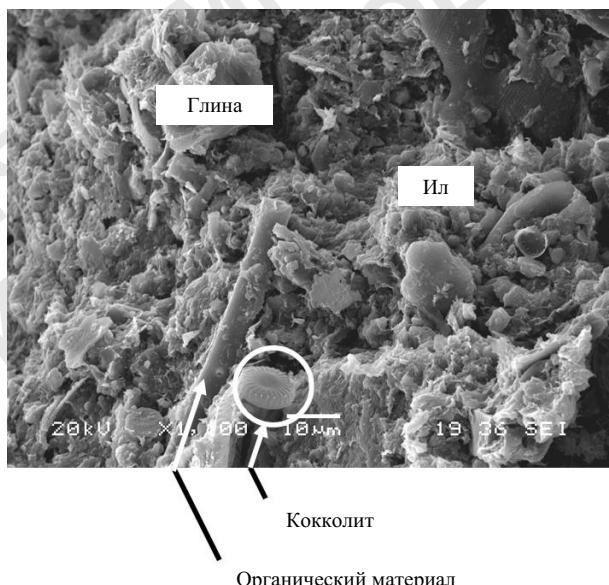


Рис. 6.5. Анализ естественных донных отложений под сканирующим электронным микроскопом

Механические свойства

Как показано на рис. 6.3, недренированная прочность грунта (донных отложений) достаточно низкая. Значения c_u изменились в пределах 2...4 кПа. На фазе проектирования начальная величина c_u предполагалась равной 3 кПа и расценивалась как наиболее типичная.

В процессе лабораторных испытаний оценивали недренированный коэффициент прочности ($S_0 = c_u/c'_v$). Из серии трехосных *CU*-испытаний на изотропно уплотненных образцах (рис. 6.6) была определена величина $S_0 \approx 0,49$. Это подтвердило факт нормализованного поведения рассматриваемого грунта.

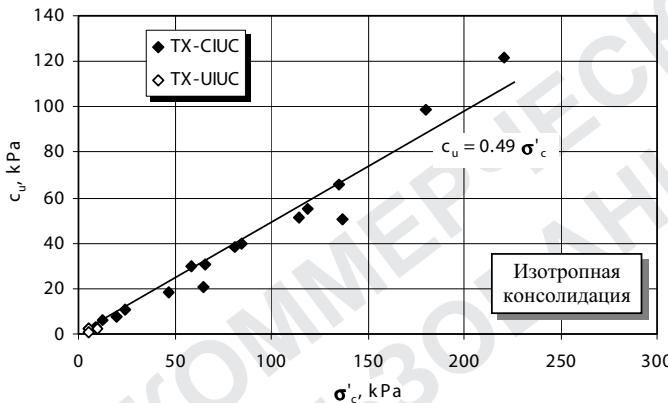


Рис. 6.6. Коэффициент недренированной прочности (по данным лабораторных испытаний)

Известно, что при изотропной консолидации значения S_0 могут быть завышены (Kousoftas, 1981). В реальности коэффициент недренированной прочности, рассчитанный из полевых испытаний крыльчаткой, соответствует приблизительно 0,3. Поэтому значение $S_0 = 0,3$ было выбрано в качестве проектного параметра.

Что касается параметров жесткости исследуемого материала, была сделана попытка определить значение дренированного модуля Юнга (рис. 6.7).

Рассмотрим уровень $OCR = 1$ (см. рис. 6.7), что соответствует $PI > 50$, откуда получаем $E'_y/c_u \approx 150$. Эта консервативная (осторожная) величина была принята для природных донных отложений, она же предполагается и для улучшенных отложений.

Итак, параметры, принимаемые для донных отложений природного состояния, таковы: $c_u \approx 3$ кПа, $c' = 0$, $\varphi' = 18^\circ$, $\gamma = 12,8$ кН/м³, дренированный модуль Юнга $E' 50 = 0,5$ МПа.

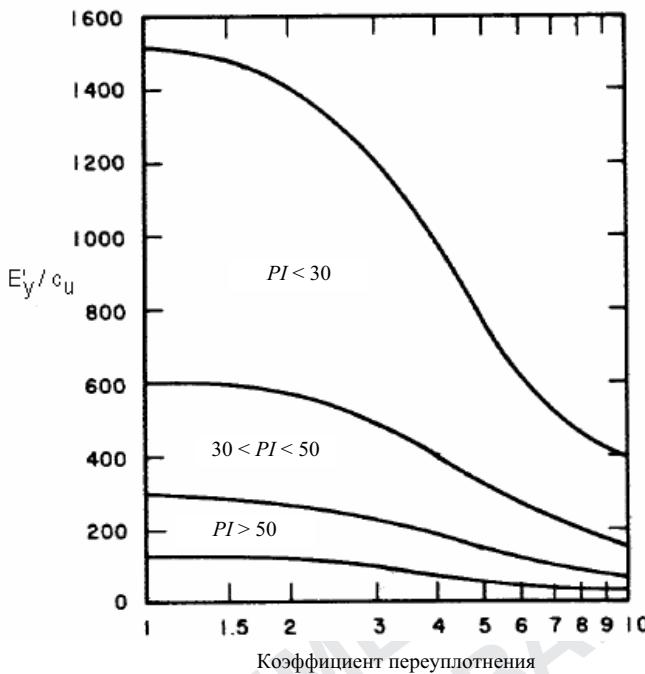


Рис. 6.7. Эмпирическая корреляция между E'_y / c_u , коэффициентом переуплотнения OCR и числом пластичности PI (USACE, 1990)

Параметры консолидации

Консолидационные свойства донных отложений определяли с помощью испытаний на постоянную скорость деформации (CRS), на гидравлическую проницаемость, а также одометрических испытаний (рис. 6.8, 6.9). На каждом графике показаны результирующие кривые. Таким образом были получены следующие основные уравнения, необходимые для анализа консолидации при больших деформациях:

$$k = 6,0 \cdot 10^{-8} \sigma'_v^{-1.18}, \quad (6.1)$$

$$k = 6,0 \cdot 10^{-12} e^{5.52}, \quad (6.2)$$

где σ'_v – эффективное напряжение, кПа; k – коэффициент фильтрации, м/с.

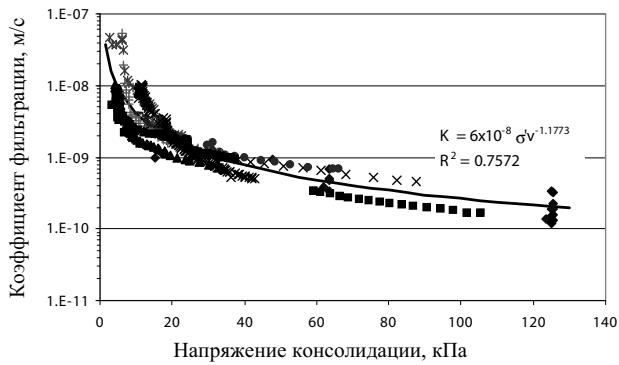


Рис. 6.8. Зависимость коэффициента фильтрации от вертикального эффективного напряжения

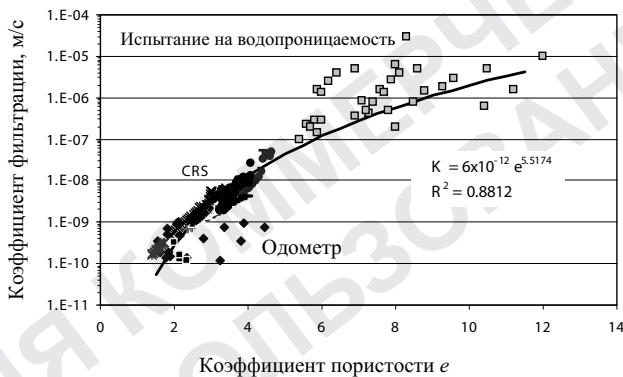


Рис. 6.9. Зависимость коэффициента фильтрации от коэффициента пористости

Параметры зон грунта, улучшенного методом глубинного перемешивания

Что касается прочностных характеристик донных отложений, улучшенных методом глубинного перемешивания (DM), для образцов с примесью цемента от 5 до 15% можно ожидать величины сопротивления конусу в диапазоне $q_c = 2 \dots 3,5$ МПа (Van Impe W.F., 2000). Следовательно, при $c_u \approx q_c/15$ (Nuyens et al., 1995) консервативная средняя величина недренированной прочности, соответствующая двум уровням улучшения грунта (полного и частичного), будет составлять приблизительно 100 и 50 кПа соответственно. Это не прогнозируемые, а проектные значения (их минимальные показатели), которые будут реализованы в полевых условиях.

Для донных отложений с частично улучшенными характеристиками принимаются следующие параметры: $c_u \approx 50$ кПа, $c' = 0$, $\phi' = 25^\circ$, $\gamma = 13,5$ кН/м³ и $E'_{50} = 7,5$ МПа.

6.3.2. Глина Boom

Нижний слой геологического напластования – глина Boom. Этот грунт был достаточно серьезно исследован во многих работах (например, De Beer, 1967; Bouazza et al., 1996).

De Beer (1967) изучал сдвиговые характеристики глины Boom для проекта строительства тоннеля под рекой Шельд в Антверпене, располагавшегося недалеко от площадки, рассматриваемой в настоящем исследовании. Согласно проведенным на площадке тоннеля исследованиям, отложения глины Boom перекрываются слоем антверпенских песков мощностью приблизительно 40 м на границе начала континентальной плейстоценовой эрозии. Эта нагрузка действовала на глину в течение 5 или 7 миллионов лет, а разгрузка, вызванная эрозией, началась примерно 500 000 лет назад. В силу этого глина Boom при испытаниях демонстрирует хрупкое напряженно-деформированное поведение, типичное для переуплотненных глин.

Для определения недренированной сдвиговой прочности было выполнено большое количество испытаний на одноосное сжатие и недренированных трехосных испытаний (De Beer, 1967) образцов, извлеченных с глубин около 50 м. Получено следующее соотношение:

$$c_u = 75 + 3,5D, \quad (6.3)$$

где c_u – недренированная сдвиговая прочность, кПа; D – глубина, м.

Были также проведены многочисленные недренированные трехосные испытания консолидированных образцов для определения параметров дренированной сдвиговой прочности. Из-за значительного разброса данных диапазон значений угла внутреннего трения варьировал от 17 до 24° и от 15 до 19° для пиковой и остаточной прочностей соответственно.

Bouazza et al. (1996) изучали механические характеристики восстановленной глины Boom и построили кривые напряженно-деформированного состояния по сдвиговым испытаниям, из которых были определены недренированный модуль Юнга E_u , равный приблизительно 50 МПа, а также дренированный модуль Юнга $E' = 40$ МПа.

Измерения жесткости при малых деформациях (Haegeman, 1999) показали, что глина Boom при низких величинах средних напряжений имеет E'_{\max} (модуль Юнга при малых деформациях) порядка 80 МПа. Поскольку уровень деформаций для рассматриваемой задачи безус-

ловно выше, представляется оправданным выбор дренированного модуля Юнга $E'_{50} = 40$ МПа.

В работе Bouazza et al (1996) представлен широкий спектр информации о характеристиках глины Boom (в рамках концепции критического состояния), где значения угла $\phi'_{cs} = 18,5^\circ$.

Итак, для глины Boom были приняты следующие параметры: $c_u \approx 100$ кПа, $c' = 0$, $\phi' = 19^\circ$, $\gamma = 19$ кН/м³ и дренированный модуль Юнга $E'_{50} = 40$ МПа.

6.3.3. Песок

Что касается параметров песка тела насыпи, существует определенный опыт укладки песков портовых территорий. Примером является строительство волнореза на новом внешнем контуре гавани г. Зеебрюгге в Бельгии. Характеристики такого песка описаны в публикациях (De Wolf et al., 1983; Van Impe W.F., 1985; Van Impe W.F., 1989).

Песок на площадке в Зеебрюгге состоял главным образом из довольно крупных кварцевых частиц с ракушкой. Данный песок использовался в качестве замещающего материала для улучшения свойств основания волнореза. Песок укладывали с помощью землесосных дноуглубительных машин.

В рамках рассматриваемого нами проекта изначально предполагалось, что строительство будет развиваться аналогично процессу на площадке в Зеебрюгге, поэтому можно было ожидать схожих параметров и условий. Согласно результатам контроля качества, сопротивление конусу после укладки варьировало от 6 до 10 МПа, что соответствует характеристикам довольно плотного песка. Значения угла сдвига изменялись в диапазоне $28\dots35^\circ$.

Более того, мы можем рассчитать параметры деформации по хорошо известным корреляциям. Так, можно определить модуль Юнга из величин сопротивления конуса в нормально уплотненных песках (рис. 6.10).

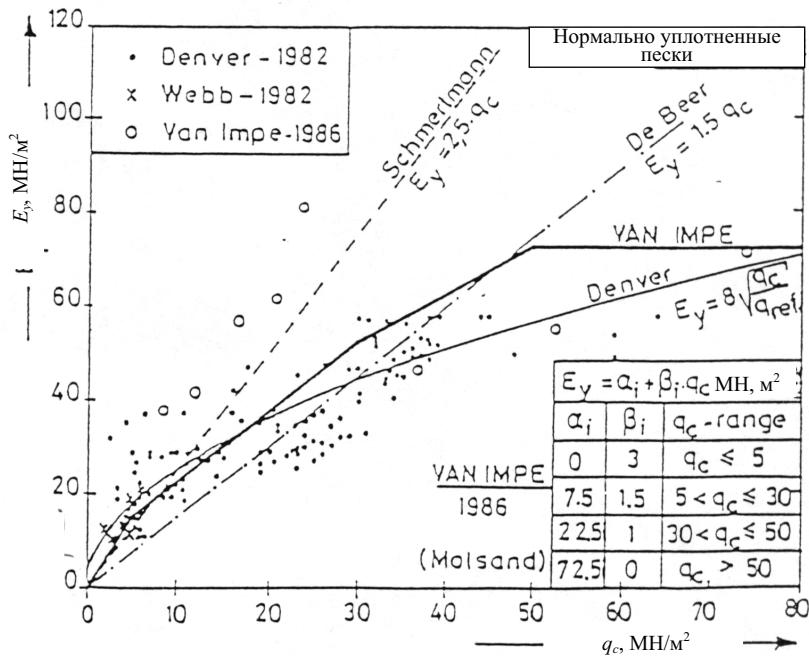


Рис. 6.10. Зависимость модуля Юнга от сопротивления конусу для нормально уплотненных песков (Van Impe W. F., 1986)

Таким образом, для песка были приняты $c' = 0$, $\phi' = 32^\circ$, $\gamma = 20 \text{ кН}/\text{м}^3$, $\gamma_d = 17 \text{ кН}/\text{м}^3$, дренированный модуль Юнга $E'_y \approx 15 \text{ МПа}$.

6.3.4. Принятые параметры грунтов

В табл. 6.2 приведены параметры грунтов, принятые в проекте.

Таблица 6.2
Параметры грунтов

Тип грунта	c' , кПа	ϕ' , град	c_u , кПа	γ , $\text{kН}/\text{м}^3$	γ_d , $\text{kН}/\text{м}^3$	E'_{50} , МПа	v'
Донные отложения естественной структуры	0	18	5	14	0,75	0,33	—
Улучшенные донные отложения	0	18	50	16	7,5	0,33	—
Песок	0	32	—	20	17	15	0,33
Глина Boom	0	19	100	19	18	40	0,35

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДВОДНОЙ НАСЫПИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

7.1. Введение

Данная глава посвящена проектированию подводной песчаной насыпи на слабом грунте (намывной материал). Толща воды над осадочными породами составляет около 20 м. В предыдущей главе описывался геологический разрез площадки строительства, состоящей из приповерхностных отложений слабых грунтов, подстилаемых прослойкой песков и мощной толщей третичных глин.

Рассматривались несколько вариантов проектирования, подробнее о которых можно прочитать в работе Verástegui (2001). На рис. 7.1 приведено схематическое изображение каждого варианта:

Вариант *A*. Для устройства насыпи применяется полное улучшение грунтов основания у подошвы откоса со стороны реки, а со стороны сухого дока грунты остаются без изменений.

Вариант *B*. При устройстве насыпи предусматривается полное улучшение грунтов со стороны реки и частичное их улучшение со стороны сухого дока.

Вариант *B*. Геометрия откоса немного изменена, по обеим сторонам насыпи у подошвы предусматривается частичное улучшение грунтов основания.

Вариант *C*. Насыпь такой же конфигурации, как в варианте *C*, но не предусматривается улучшение свойств грунтов основания у подошвы со стороны сухого дока.

Вариант *D*. Предусматриваются выемка всего слабого грунта и устройство песчаной насыпи непосредственно на глине Boom (см. рис. 7.1). С технической точки зрения – это удачное решение, однако, извлечение и перемещение большого объема грунта в другое место могут создать серьезную экологическую проблему.

Специфика задачи и состояние грунтов требовали улучшения грунтов основания с помощью технологии глубинного перемешивания и поэтапного строительства, чтобы предотвратить потерю устойчивости на ранних этапах. Кроме того, из-за ограничений по времени

строительства требовалось включение в тело насыпи дополнительных армирующих элементов, таких как геотекстиль.

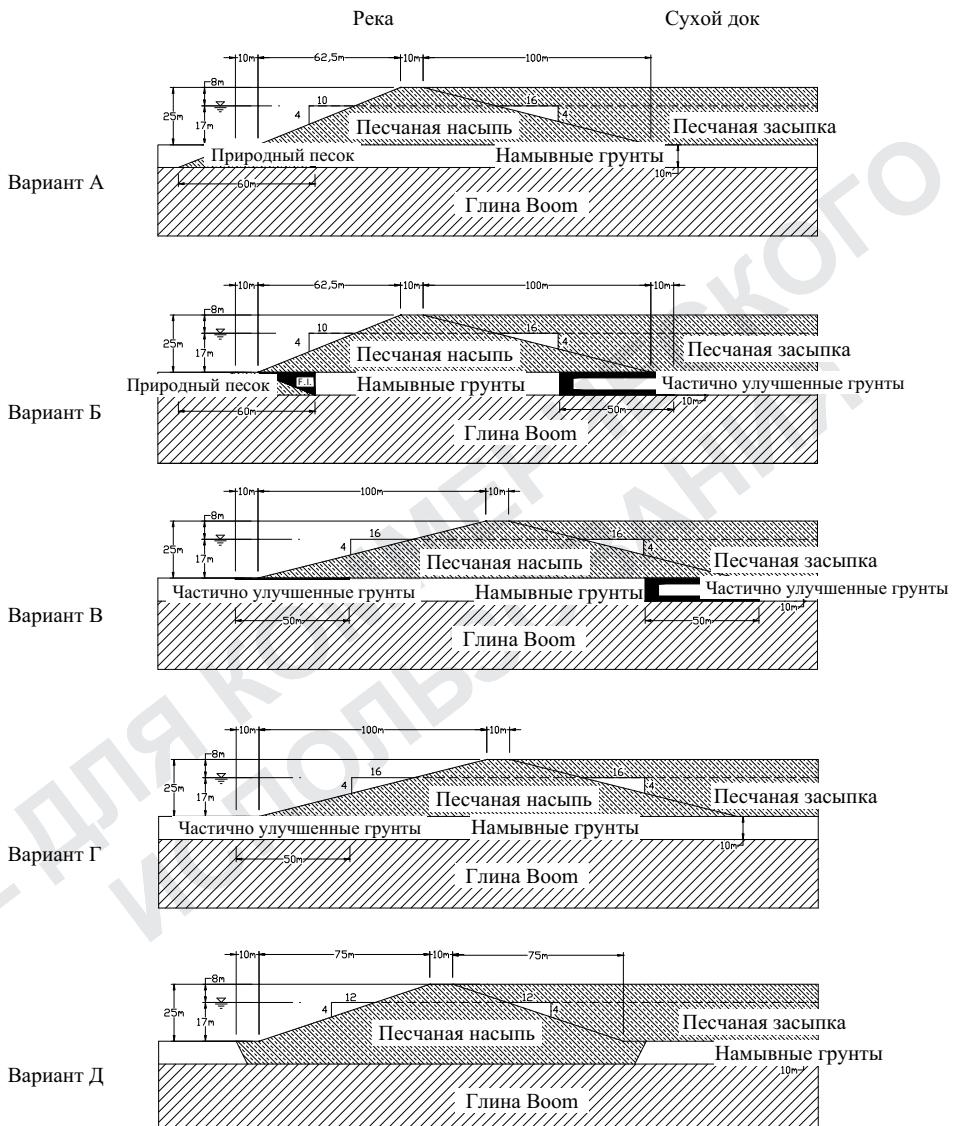


Рис. 7.1. Ранее рассмотренные варианты проекта насыпи

После изучения предложенных вариантов проектирования на их основе было разработано новое, более совершенное решение

(рис. 7.2), по которому предусматривалось частичное улучшение грунтов основания. Расчеты по проекту показали, что для гарантии безопасности строительство следует вести в два основных этапа с довольно продолжительным перерывом между ними.

7.2. Геометрия насыпи

Поперечное сечение тела насыпи и геологический разрез показаны на рис. 7.2. Как уже упоминалось, грунтовый массив состоит из приблизительно 8-метровой толщи слабых грунтов, 2-метровой толщи песка и значительной толщи чрезвычайно переуплотненных глин (глина Boom). Глубина воды до осадочных пород составляет примерно 20 м.

Слабые грунты в свое время подвергались вакуумному уплотнению для ускорения процесса консолидации под собственным весом. Это означает, что в слабых грунтах остались дрены, которые могли ускорить рассеивание давления поровой воды. Однако реальных доказательств положительного влияния дрен нет, так как не известно, работают они или засорены. Поэтому в целях повышения надежности при последующем проектировании считали, что дрены отсутствуют.

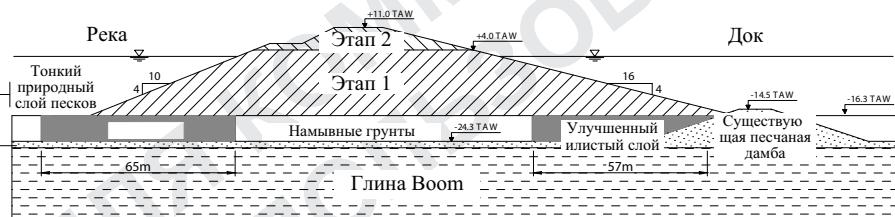


Рис. 7.2. Геометрия откоса в окончательном проекте

По проекту предполагалась укладка армирующего геотекстиля горизонтально через каждые два метра на поверхности откоса, обращенной к реке, для защиты от воздействия волн. Таким образом предполагалось также сократить перерыв между фазами строительства и повысить его безопасность.

7.3. Анализ устойчивости

В этом разделе подробно описан новый вариант проекта. Для его оценки применяли программы PLAXIS (метод снижения прочности) и в меньшей степени – SLOPE/W (метод предельного равновесия).

7.3.1. Анализ в недренированных условиях

В качестве минимального требования, обеспечивающего безопасность строительства, был выбран коэффициент надежности, равный 1,3.

Этап 1

Как видно из рис. 7.2, первый этап характеризуется отметкой +4,0 TAW, что соответствует высоте насыпи 20 м. Этап был разделен на 10 слоев, которые должны были укладываться примерно каждые два месяца для достижения определенной консолидации и увеличения прочности слабых грунтов.

Следующее соотношение (см. разд. 6.3.1 для выбора параметров) было взято для приблизительной оценки увеличения недренированной прочности в ходе консолидации:

$$\Delta c_u = 0,3 \sigma'_v \quad \text{при } \sigma'_v = \Delta \sigma U, \quad (7.1)$$

где Δc_u – возрастание недренированной прочности; $\Delta \sigma'_v$ – рост эффективного напряжения; $\Delta \sigma_v$ – увеличение полного напряжения на верху слоя; U – средняя степень консолидации во времени t .

Как было описано в гл. 5, существуют два метода прогноза поведения консолидации грунтов: классическая теория (бесконечно малых деформаций) и теория конечных деформаций (больших деформаций). В данном случае применялись обе теории с использованием результатов проведенных испытаний и основных уравнений консолидации, приведенных в гл. 6.

На рис. 7.3 показана степень консолидации слабого слоя по результатам этих двух теорий по рассеиванию порового давления. Результаты свидетельствуют, что теория больших деформаций, которая лучше подходит для понимания реального поведения грунтов, дает меньшее значение средней степени консолидации, чем классическая теория. Соответственно применение классической теории в данном случае является недостаточно осторожным.

В табл. 7.1 представлены результаты определения степени консолидации и увеличения недренированной прочности для каждого слоя грунта на первом этапе строительства. Расчеты выполнены с использованием метода больших деформаций. На рис. 7.4 проиллюстрирована программа строительства и полученное значение прочности c_u для слабых слоев грунта на каждом этапе работ.

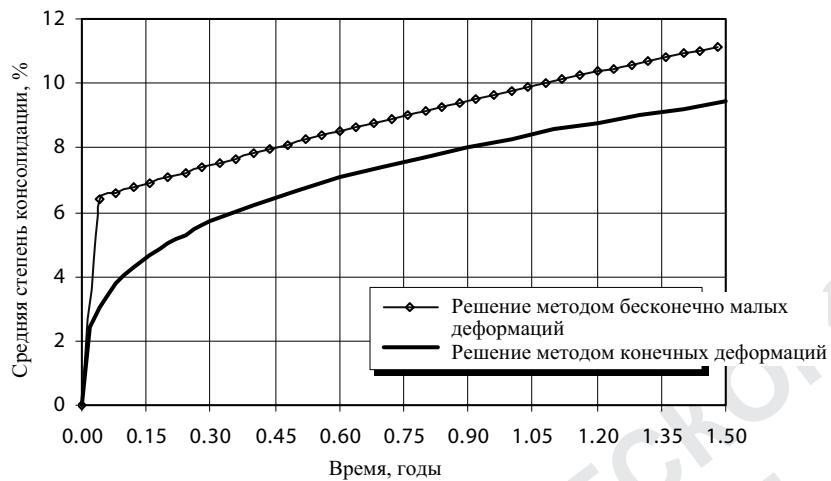
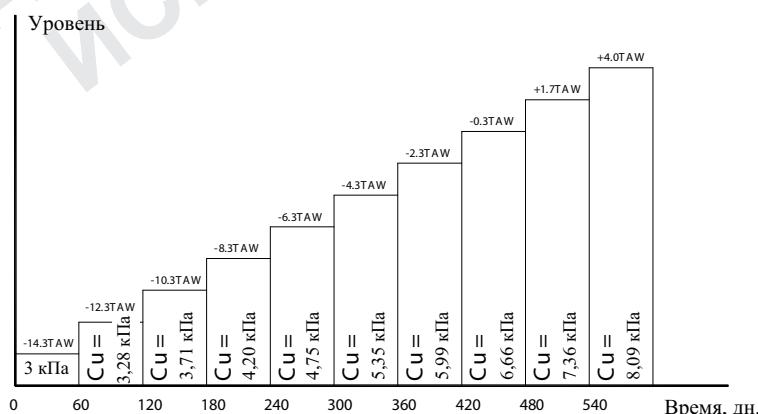


Рис. 7.3. Изменение степени консолидации во времени

Таблица 7.1

Увеличение недренированной сдвиговой прочности на 1-м этапе

Слой	Уровень TAW	Время, годы	$U, \%$	$\Delta\sigma_v, \text{кПа}$	$c_u = c_{uo} + c_u, \text{кПа}$
1	-14,3	0	0	20	3,00
2	-12,3	0,16	4,7	40	3,28
3	-10,3	0,33	5,8	60	3,71
4	-8,3	0,50	6,6	80	4,20
5	-6,3	0,66	7,3	100	4,75
6	-4,3	0,83	7,8	120	5,35
7	-2,3	1,00	8,3	140	5,99
8	-0,3	1,16	8,7	160	6,66
9	+1,7	1,33	9,0	180	7,36
10	+4,0	1,5	9,4	220	8,09

Рис. 7.4. Программа строительства и полученные значения c_u

Анализ недренированной прочности (рис. 7.5) насыпи после окончания строительства по программе, представленной на рис. 7.4, показал, что на первой стадии разрушение произойти не должно, так как коэффициент надежности в конце этого этапа составляет 1,45 (рис. 7.6).

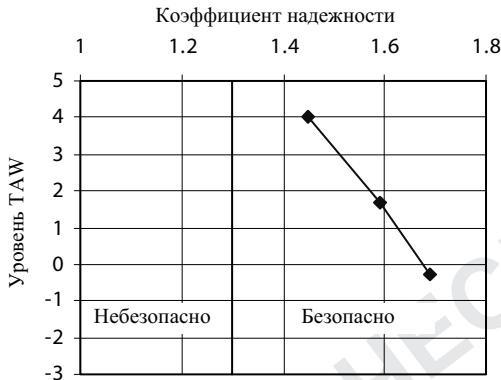


Рис. 7.5. Коэффициенты надежности на первом этапе строительства

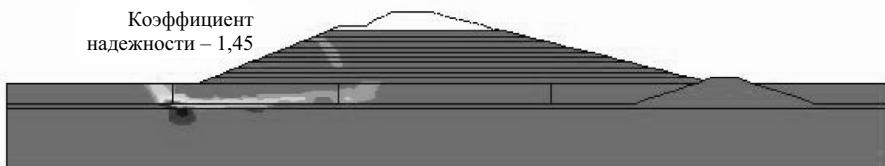


Рис. 7.6. Анализ недренированной прочности сразу после окончания строительства на первом этапе

Этап 2

Согласно анализу недренированной прочности, начало работ на 2-м этапе сразу после окончания этапа 1 приведет к развитию неустойчивости. Поэтому следовало предусмотреть длительный перерыв, чтобы прочность слабых грунтов повысилась до относительно безопасного уровня. Согласно расчетам, такой период должен длиться, по крайней мере, 13 лет. Однако подобный срок неприемлем с точки зрения развития проекта, поэтому было найдено альтернативное решение – армирование тела насыпи геотекстилем.

Как показано на рис. 7.7, 7.8, такое армирование может способствовать уменьшению периода ожидания между этапами 1 и 2, если уложенный геотекстиль будет иметь достаточную длину, чтобы заанкероваться в песке и пересечь потенциальную поверхность скольжения.

Например, если используется геотекстиль с проектной прочностью 50 кН/м, время ожидания сокращается с 13 до 8 лет.

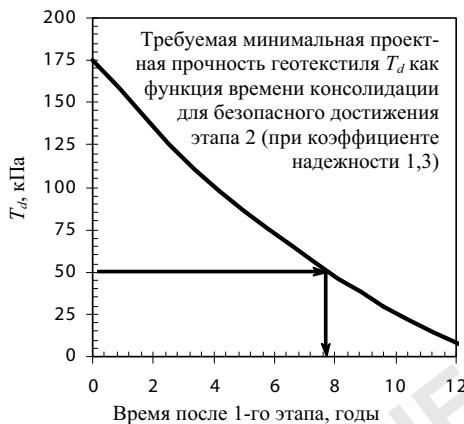


Рис. 7.7. Зависимость проектной прочности геотекстиля от периода ожидания между двумя этапами строительства

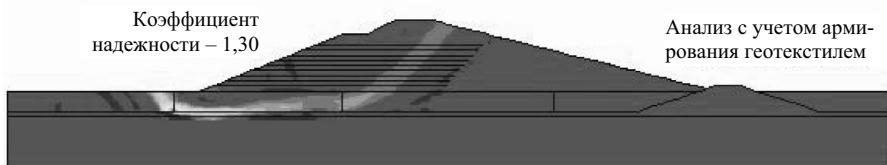


Рис. 7.8. Анализ недренированной прочности на 2-м этапе с армированием геотекстилем

7.3.2. Анализ устойчивости в дренированных условиях

Анализ показал (рис. 7.9), что, как и ожидалось, долгосрочная устойчивость насыпи в дренированных условиях гарантирована даже без армирования геотекстилем. При армировании геотекстилем коэффициент надежности повысится с 1,34 до 1,42.

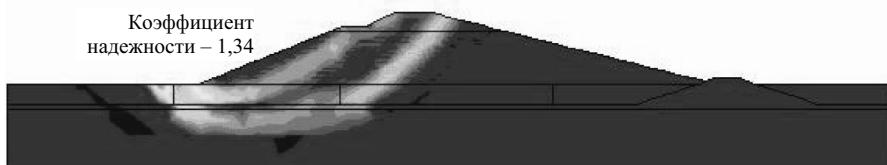


Рис. 7.9. Анализ дренированной устойчивости завершенной насыпи без армирования геотекстилем

7.4. Осадки

Были выполнены две серии расчета осадок. В первой серии применялись параметры сжимаемости (индекс компрессии), полученные на основе закономерностей поведения грунтов (гл. 6), а во второй – соответствующие значения модуля Юнга для упругого расчета.

7.4.1. Прогноз осадок на основе закономерностей поведения грунтов

Максимальные ожидаемые осадки рассчитывались из основе закономерностей поведения слабых грунтов при консолидации – уравнения (6.1), (6.2). На рис 7.10 проиллюстрировано отношение $e - \sigma'_v$, а также начальное и конечное (после завершения строительства) напряженные состояния.

Максимальные осадки оценивались по уравнению

$$S_{\infty} = H_0 \frac{1}{C} \ln \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right), \quad (7.2)$$

где H_0 – начальная мощность слоя; C – индекс компрессии; σ'_0 – начальное вертикальное эффективное напряжение; $\Delta\sigma$ – увеличение полного напряжения.

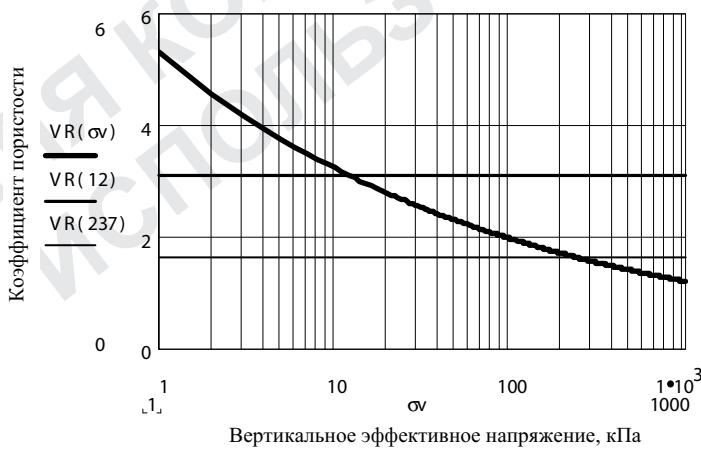


Рис. 7.10. Зависимость коэффициента пористости от вертикального эффективного напряжения

В итоге получаем

$$S_{\max} \approx 3,0 \text{ м.}$$

7.4.2. Прогноз осадок с использованием программы конечных элементов

Второй способ прогнозирования осадок основывается на теории упругости. Термин «упругая осадка» обычно ассоциируется с «начальной осадкой» во время недренированного нагружения, однако, теория пластичности может быть также использована для оценки при недренированном нагружении, предшествующем консолидации. Схема может быть дренированной или недренированной в зависимости от выбранных параметров.

Максимальные осадки по разрезу А–А, полученные по программе PLAXIS, достигают приблизительно 3 м между зонами улучшенных грунтов (рис. 7.11).

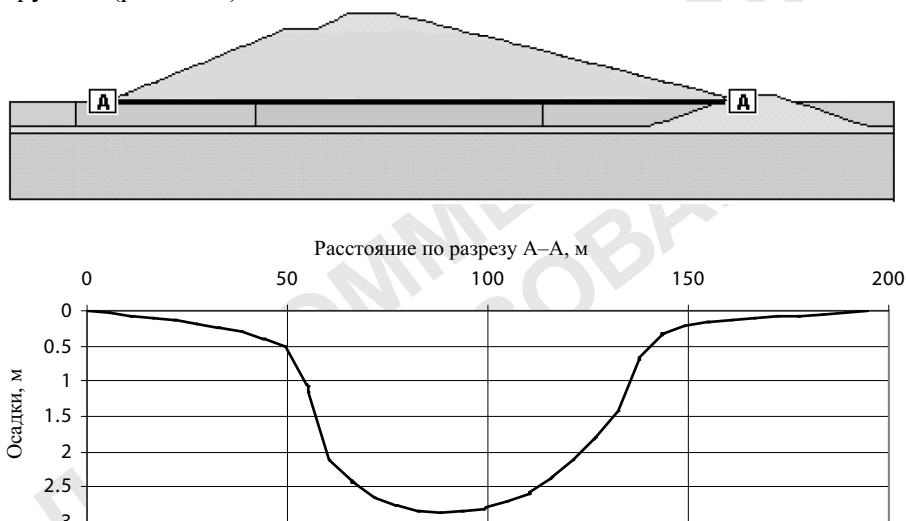


Рис. 7.11. Осадки по разрезу А–А на основе решения по программе PLAXIS

Результаты, полученные этими двумя методами, близки, что говорит о правильности оценки эквивалентного модуля Юнга.

7.5. Заключение

Было показано, что, несмотря на достаточно низкую начальную величину недренированной прочности грунтов, сохраняется возможность безопасного строительства, если этот процесс будет разделен на два основных этапа с перерывом между ними и при условии армирования тела насыпи геотекстилем. Последнее необходимо, чтобы ус-

пешно осуществить «быстрое» строительство на 1-м этапе. Однако, как показал анализ, при уплотнении и повышении прочности грунтов основания долгосрочная устойчивость достижима даже без армирования геотекстилем.

Между зонами грунтов с улучшенными свойствами можно ожидать максимальных осадок за счет консолидации величиной около 3 м. Вероятнее всего, эти осадки будут развиваться постепенно в течение длительного времени. Согласно прогнозам, быстрого увеличения осадок следовало ожидать в течение первых двух лет. Эти прогнозы были подтверждены измерениями (см. разд. 5.5).

Как известно, для намывных грунтов существует риск разжижения. Однако с учетом низкой сейсмической активности на территории Бельгии такой риск сравнительно невысок. Коэффициенты надежности по разжижению, первоначально оцененные с использованием ожидаемых величин сопротивления конуса в песках насыпи, были подтверждены данными реального зондирования *CPT* (см. разд. 4.7).

УЛУЧШЕНИЕ ГРУНТОВ МЕТОДОМ ГЛУБИННОГО ПЕРЕМЕШИВАНИЯ

8.1. Введение

В последние годы заметно возрос интерес к проектированию и строительству сооружений на грунтах с низкой несущей способностью, в основном в низинных землях, где строительство часто ведется на слабых аллювиальных глинах, искусственно возведенных территориях с использованием намывных грунтов, грунтов с высоким содержанием органики и т. п. Для ведения работ в таких трудных грунтовых условиях в последние 10 лет были разработаны различные методы улучшения грунтов основания, описанные в работах Van Impe (1989, 1997).

Метод глубинного перемешивания (DM) появился в начале 1970-х гг. практически одновременно в Скандинавии и Японии. Этот метод можно отнести к технологиям постоянного улучшения грунта с добавлением цементирующих веществ. В настоящее время для улучшения механических и экологических характеристик природных грунтов широко применяют цемент, негашеную известь, легучую золу, доменный шлак и пр. Цементирующие вещества могут быть инъецированы и перемешаны на месте в жидком либо в сухом виде. Перемешивание может осуществляться механическим путем или под высоким давлением; в обоих случаях, как правило, используют вращающиеся перемешивающие агрегаты.

Большой интерес представляет метод глубинного перемешивания, который часто применяется в прибрежных зонах для улучшения несущей способности, уменьшения осадок, укрепления откосов, защиты от воздействия землетрясений и т. п. Согласно мировой статистике, популярность данного метода увеличивается год от года (Rathmayer, 1996; CDIT, 2002).

В Бельгии метод глубинного перемешивания еще не нашел широкого применения, хотя экспериментально подтвержденные научные опыты свидетельствуют о преимуществах этой технологии улучшения грунтов. В данной главе описаны реальные примеры применения метода глубинного перемешивания в Бельгии на суше и под водой (не-

далеко от берега). На суше использовались сухие смеси, которые механически перемешивали при помощи лопастей; в шельфовых зонах на небольшом расстоянии от берега проводилось улучшение свойств грунтов основания под подводной насыпью. В последнем случае применялось интенсивное перемешивание жидкой смеси с грунтом под высоким давлением.

8.2. Применение метода глубинного перемешивания

Во всем мире метод глубинного перемешивания применялся в рамках специальных технологий возведения сооружений как на суше, так и в прибрежных и шельфовых зонах. Кроме того, этот метод использовался для улучшения фундаментов дамб, насыпей, резервуаров, мостов, подпорных сооружений, высокоэтажных зданий и т. п. Метод применялся для обеспечения временной устойчивости при устройстве глубоких котлованов, защите прилегающих конструкций и стабилизации откосов.

Грунт стабилизируется либо за счет формирования колонн закрепленного грунта (стабилизация путем устройства колонн), либо путем стабилизации всего грунтового массива (стабилизация массива). На рис. 8.1 показаны некоторые примеры конфигурации колонн, а на рис. 8.2 – применение комбинированной стабилизации массива и устройства колонн.

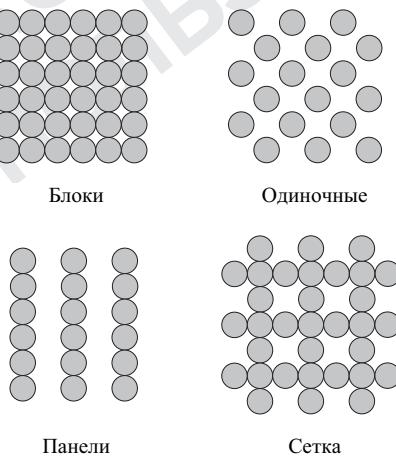


Рис. 8.1. Схемы применения метода глубинного перемешивания

В мировой практике разрабатываются местные технологии для новых областей применения этих методов или для особых вариантов их

использования в отдельных географических районах. Часто инициатива исходит от подрядчиков, которые стараются модифицировать данный метод с учетом конкретных задач при выполнении определенного проекта.

Многие варианты метода глубинного перемешивания классифицированы в работе Bruce (2001) на основе следующих простых принципов:

- цементирующие вещества инъецируются в сухом (*D*) или жидким виде (*W*);
- вяжущее вещество перемешивается с грунтом только за счет вращательной энергии (*R*) или перемешивание усиливается инъектированием струей под высоким давлением (*J*);
- перемешивание происходит только вблизи бурового наконечника (*E*) или продолжается вдоль всего бурового ствола (*S*) на значительном расстоянии над наконечником с помощью шнека и/или лопаток.



Рис. 8.2. Сочетание стабилизации массива и устройства колонн

Были выделены четыре категории методов: *WRS*, *WRE*, *WJE* и *DRE* (рис. 8.3).

8.3. Механизм стабилизации

В большинстве случаев в качестве стабилизаторов используются портландцемент и известь, но в последнее время появились и другие вяжущие. Среди них есть специально разработанные соединения для глинистых грунтов с высоким водонасыщением и грунтов с высоким

содержанием органики, в которых портландцемент и известь работают не очень эффективно.

8.3.1. Стабилизация известью

Негашеная известь CaO при перемешивании с глинистыми грунтами вступает в реакцию с поровой водой, в результате образуется гашеная известь: $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2$. Эта реакция идет очень быстро, с большим выделением тепла. При этом природная влажность грунта снижается, что улучшает его сдвиговую прочность.

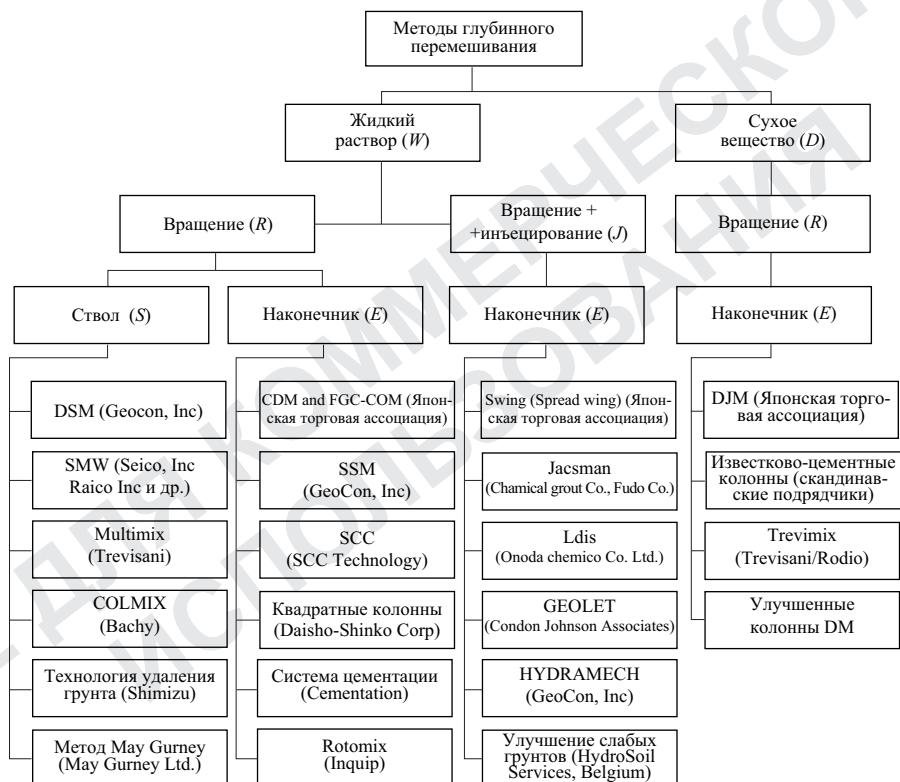


Рис. 8.3. Классификация методов глубинного перемешивания
(по Bruce, 2001)

При достаточном количестве воды гашеная известь растворяется в Ca^{2+} и OH^- . Затем на поверхности минералов глины происходит катионообмен ионов Ca^{2+} . Реакция катионообмена изменяет характеристики водной пленки на минералах глины. Возрастает предел пла-

стичности и уменьшается число пластичности. Далее в силу большой концентрации гидроксильных ионов (высокий pH) кремний и/или алюминий в глинистых минералах растворяются в поровой воде и вступают в реакцию с кальцием с образованием нерастворимого в воде кальциево-силикатного или кальциево-алюминиевого геля. Эта пущолановая реакция продолжается до тех пор, пока сохраняются высокий уровень pH и избыток кальция. На рис. 8.4 показан механизм стабилизации известью, при котором частицы глины цементируются продуктом пущолановой реакции.



Рис. 8.4. Механизм стабилизации известью (CDIT, 2002)

8.3.2. Стабилизация цементными вяжущими веществами

Наиболее часто для стабилизации применяют портландцемент и шлакопортландцемент. Портландцемент – это неорганическое вяжущее вещество, получаемое истиранием в мелкий порошок портландцементного клинкера в чистом виде либо (наиболее часто) в комбинации с сульфатом кальция (гипсом), который действует как регулятор.

В обычном портландцементном клинкере преобладает трехкальциевый силикат C_3S (50...70%). Содержание двухкальциевого силиката C_2S , как правило, составляет 15...30%, трехкальциевого алюминия C_3A – 5...10%, а ферритовой фазы C_4AF – 5...15%. Во время гидратации цемента формируется фаза $C - S - H$ и высвобождается $Ca(OH)_2$. Первый продукт гидратации отличается высокой прочностью, которая со временем возрастает, а $Ca(OH)_2$ способствует пущолановой реакции, как и в случае стабилизации известью.

На рис. 8.5 показан механизм стабилизации цементом. Сразу после

перемешивания можно отличить сгустки глины от цементного раствора как отдельные фазы. Затем прочность закрепленного грунта постепенно увеличивается за счет пущолановой реакции в сгустках глины и затвердевания цементного раствора.

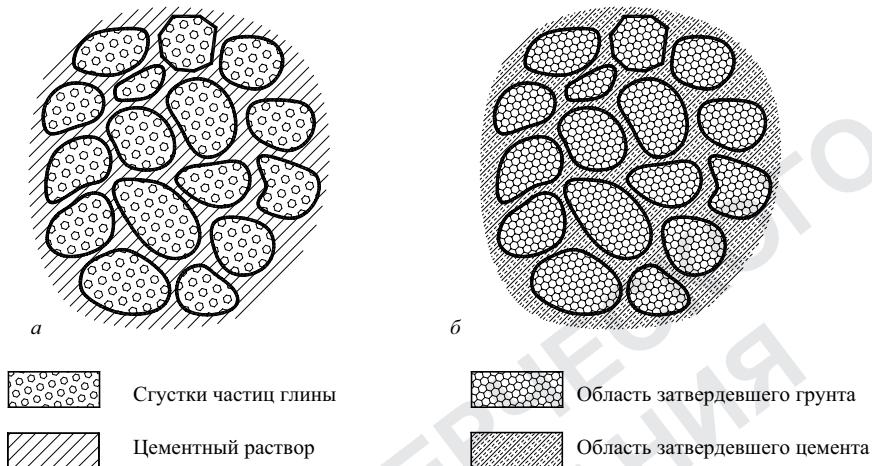


Рис. 8.5. Механизм стабилизации цементом (CDIT, 2002):
а – непосредственно после перемешивания; *б* – намного позже затвердевания

Шлакопортландцемент – это смесь портландцемента и доменного шлака с таким же механизмом стабилизации. Растиртый в мелкую пыль шлак не вступает в реакцию с водой, однако он способен производить продукты пущолановой реакции в высокощелочных условиях. SiO_2 и Al_2O_3 , содержащиеся в шлаке, активно высвобождаются под воздействием большого количества Ca_2^+ и SO_4^{2-} , находящихся в цементе. При этом формируется продукт гидратации, за счет которого увеличивается долговременная прочность.

Сложный механизм стабилизации был упрощен в работе Saitoh et al. (1980) для химических реакций, происходящих между глиной, портовой водой, цементом и шлаком (рис. 8.6).

8.4. Методы устройства колонн

Устройство стабилизирующих колонн методом глубинного перемешивания требует использования специально разработанного оборудования (рис. 8.7), которое в основном состоит из блока, подающего вяжущий раствор, и перемешивающего механизма для инъектирования вяжущего раствора в грунт.

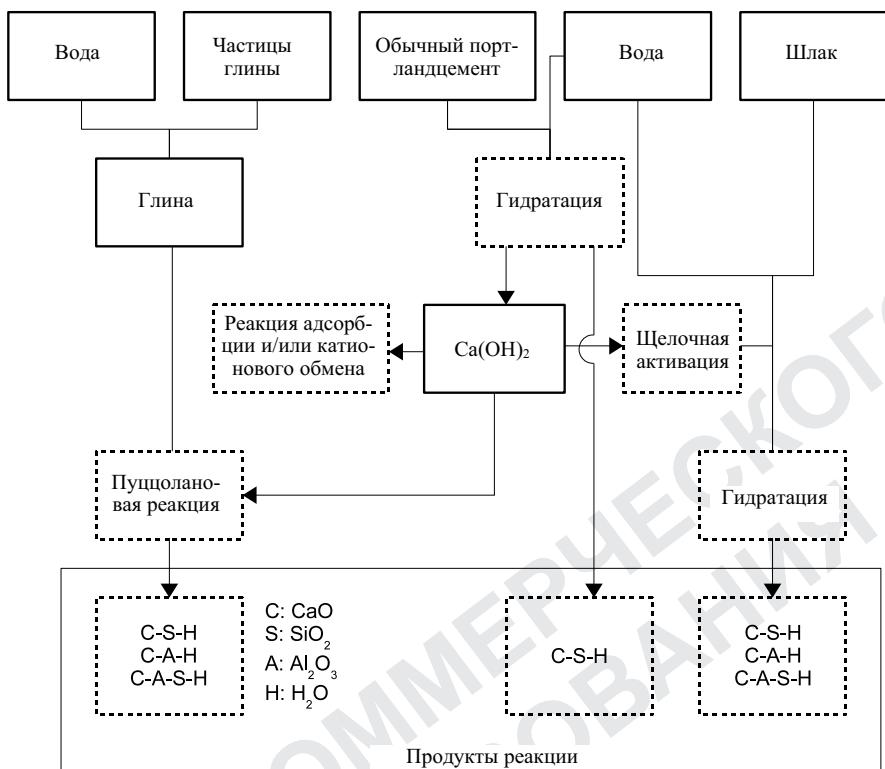


Рис. 8.6. Химическая реакция, происходящая в глине, цементе, шлаке и воде (Saitoh et al. 1985)

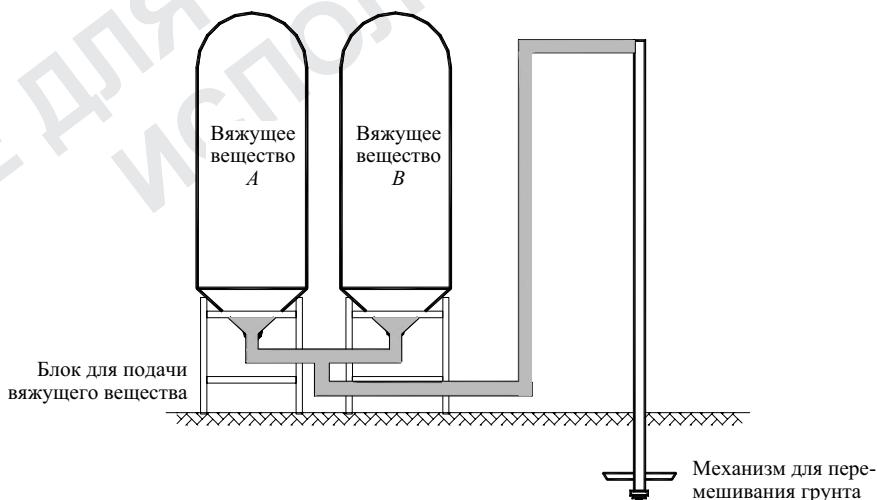


Рис. 8.7. Схема оборудования для устройства колонн методом глубинного перемешивания

Блок, подающий раствор (см. рис. 8.7), состоит из устройств, отмечавших определенное количество ингредиентов в смеси и передающих их в механизм, перемешивающий грунт. В станок обычно входят загрузочные бункера, автоматические весы и насос для подачи воздуха или смеси.

Существует множество устройств для перемешивания грунта (для различных работ и грунтовых условий), а также специальных насадок. Можно выделить две категории перемешивающих устройств:

- устройства с лопастями, снабженные широкими лопастями для экскавации, а также лопатками и/или короткими лопастями для вырезания и перемешивания. Перемешивание происходит в основном в области наконечника (или близко к нему), например, как показано на рис. 8.8. Лопасти могут иметь различную форму, размеры и направленность;
- шnekовое оборудование, снабженное сборным или непрерывным спиралевидным шнеком для бурения, а также лопатками и/или короткими лопастями для вырезания и перемешивания. Процесс перемешивания осуществляется частями вдоль всего бурового ствола.

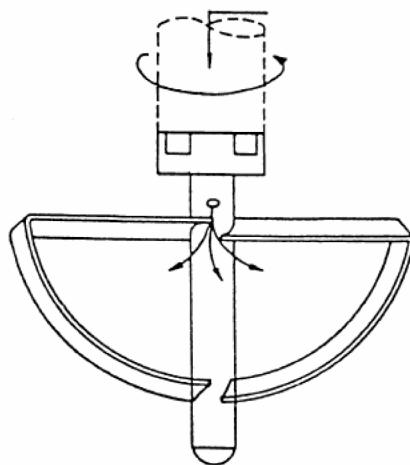


Рис. 8.8. Типичное оборудование для сухого глубинного перемешивания, применяемое в Европе

8.5. Бельгийский опыт применения технологии глубинного перемешивания на материке

Бельгийский опыт применения технологий глубинного перемешивания (сухой вариант) может быть использован, например, для улучшения оснований насыпей на материке.

В университете г. Гент был осуществлен крупный исследовательский проект с целью изучения возможности использования технологии глубинного перемешивания для улучшения аллювиальных грунтов Фландрии.

Исследование на материке было в основном направлено на улучшение слабых глин и торфа, часто встречающихся во Фландрии, путем сухого перемешивания с использованием цементирующих веществ. Применялись известь и различные типы цемента (портландцемент, шлакопортландцемент и др.). В лабораторных условиях в течение определенного времени наблюдали за улучшением свойств небольших цилиндрических образцов грунта, перемешанного в лабораторных условиях. Было установлено, что шлакопортландцемент хорошо работает в обоих типах грунтов. В полевых условиях на обычных и закрепленных грунтах были устроены опытные насыпи, оснащенные измерительным оборудованием. Было выявлено преимущество использования различных дозировок вяжущих веществ при устройстве известково-цементных колонн. Реальное улучшение грунтов на площадке оценивалось в процессе полевых и лабораторных испытаний.

8.5.1 Характеристики грунтов на материке

Геологический разрез массива грунта на опытной площадке, подлежащего закреплению известково-цементными колоннами, был определен на основе обширных полевых и лабораторных испытаний. Они включали испытание пьезоконусом, крыльчаткой, дилатометрические испытания и отбор образцов грунта нарушенной и ненарушенной структуры.

Испытания *CPT* показали наличие слабых аллювиальных грунтов в верхних 8 м разреза, под которыми залегают третичные супеси. Слабый слой не является однородным и состоит из двух основных слоев: пылеватой глины с песчаными прослойками (от 0 до 4 м от дневной поверхности) и пылеватой глины с чрезвычайно высоким содержанием органики (от 4 до 8 м от дневной поверхности), при этом содержание песка возрастает с глубиной. На рис. 8.9 показаны типичный результат *CPT*-испытаний и значения коэффициента переуплотнения *OCR*, оцененные с помощью дилатометрических испытаний. Для простоты пылеватую глину с чрезвычайно высоким содержанием органики будем называть торфом.

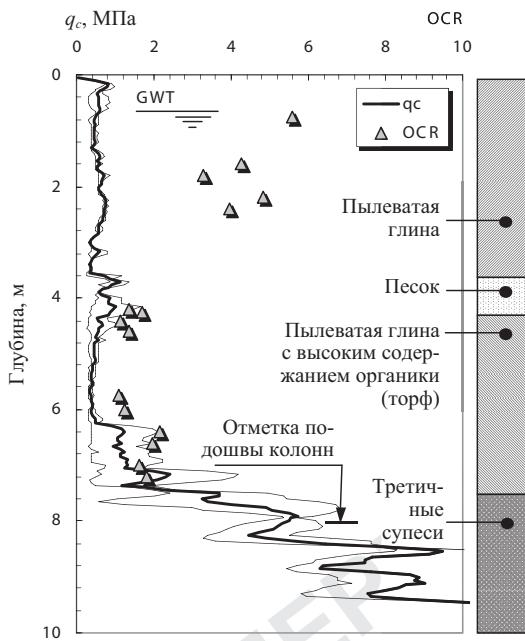


Рис. 8.9. Природный геологический разрез на опытной площадке

Образцы грунта нарушенной структуры, взятые на различных отметках в слоях пылеватой глины и торфа, использовались для определения физических характеристик. Некоторые параметры по каждому типу грунтов приведены в табл. 8.1.

*Таблица 8.1
Физические характеристики природного грунта*

Показатель	Пылеватая глина	Торф
Предел текучести	65,5	241,8
Предел пластичности	22,8	135,0
Число пластичности	42,7	106,8
Природная влажность	45,0	240,0
Содержание органики	1,7	18...30
Природное содержание карбонатов	5,1	11,2
Фракция песка, %	28,3	29,0
Плотность во влажном состоянии, г/см ³	1,7	1,2

Недренированную сдвиговую прочность пылеватой глины и торфа на опытной площадке определяли на основе зондирования CPTU, крыльчаткой, дилатометром и трехосных испытаний (рис. 8.10). Из рис. 8.10 видно, что значение c_u изменяется в среднем от 20 до 40 кПа (нижняя граница относится к торфу).

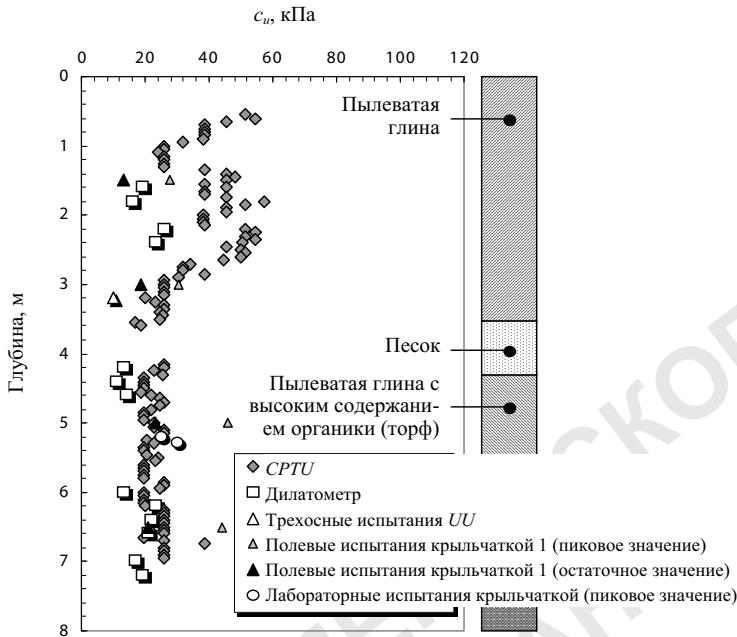


Рис. 8.10. Недренированная прочность природного грунта на опытной площадке

8.5.2. Вяжущие вещества, применяемые на материке

При исследовании применения сухих смесей на материке в качестве вяжущих веществ были выбраны негашеная известь и цемент. Опробованы различные типы цементов: портландцемент – СЕМ I, композитный (СЕМ II) и шлаковый (СЕМ III) цементы. Обозначения, используемые в данной работе, совпадают с принятыми стандартами EN 197-1, например, СЕМ I 42,5 обозначает портландцемент с номинальной прочностью на сжатие 42,5 МПа. Известь и цемент использовали в различных пропорциях (например, И/Ц 50/50, 20/80, 0/100, % по массе). В лабораторных условиях также применялось сухое перемешивание.

Количество вяжущего вещества изменялось от 100 до 200 кг/м³ (кг вяжущего вещества на м³ природного грунта). Цементы СЕМ I, СЕМ II и СЕМ III применяли для закрепления пылеватой глины, а СЕМ II и СЕМ III – для торфа.

8.5.3. Закрепление известковым цементом в лабораторных условиях

Изготовление образцов

Образцы естественного грунта, отобранные из нескольких скважин, перед их закреплением в лаборатории были тщательно переме-

шаны до однородного состояния. Для перемешивания грунта при природной влажности и сухих вяжущих веществ в лаборатории использовали смеситель. Непосредственно после 5-минутного перемешивания формовали образцы небольшого размера ($H = 9$ см, $\phi = 4,5$ см) статическим уплотнением для пылеватых глин и путем заливки смеси в разъемные цилиндрические пластиковые формы для торфа.

Стабилизированный образец запечатывали парафином и хранили под водой в кондиционированной комнате при температуре 20°C.

Испытания на одноосное сжатие

Испытания на одноосное сжатие (UC) проводили через определенный промежуток времени, достигавший 90 дн. после приготовления стабилизированных образцов (Verastegui et al., 2004). Максимальное значение прочности на одноосное сжатие (UCS) для стабилизированных пылеватых глин достигалось при применении комбинации И/Ц=20/80 со шлакопортландцементом (рис. 8.11). Отношение $UCS_{\text{stab}}/UCS_{\text{природ}}$ ≈ 40 было достигнуто через 60 дн. при дозировке 150 кг/м³; более того, прочность на одноосное сжатие продолжала возрастать.

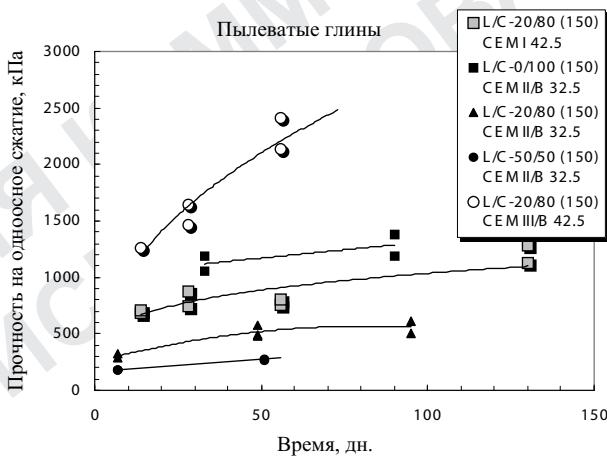


Рис. 8.11. Прочность пылеватых глин на одноосное сжатие

При использовании смеси И/Ц=20/80 с портландцементом отмечено небольшое улучшение после первого месяца, тем не менее отношение $UCS_{\text{stab}}/UCS_{\text{природ}}$ достигло порядка 12. Композитные вяжущие с СЕМ II/B показали следующую тенденцию: чем выше соотношение гашеная известь/цемент, тем меньше прочность на одноосное сжатие. При этом гашеная известь сильно влияет на качество смеси: разброс значений прочности уменьшается при увеличении количества извести.

На рис. 8.12 показано изменение во времени прочности на одноосное сжатие стабилизированного торфа. Совершенно очевидно, что применение извести здесь не столь заметно повышает прочность и улучшает качество смеси. Повышение прочности образцов, стабилизованных при помощи СЕМ II/B, прекратилось через один месяц, в то время как образцы, перемешанные с использованием шлакопортландцемента СЕМ III/A, продемонстрировали медленный, но постоянный рост прочности. Через 90 дн. соотношение $UCS_{\text{стаб}}/UCS_{\text{природ}}$ составляло 2...3. При этом образцы не подвергались нагрузке во время выдержки.

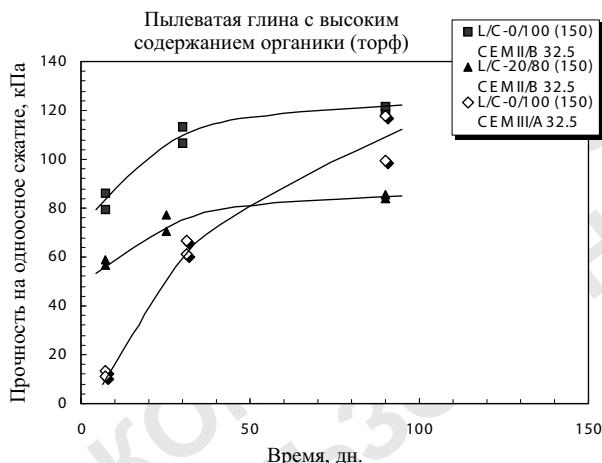


Рис. 8.12. Прочность торфа на одноосное сжатие

8.5.4. Стабилизация известковым цементом *in-situ*

Чтобы оценить качество метода глубинного перемешивания в полевых условиях, на испытательной площадке были выполнены опытные стабилизационные колонны диаметром $\varphi = 0,6$ м. Для этого использовали технологию глубинного перемешивания с добавлением вяжущих веществ в сухом виде (более подробную информацию см. в работе Verástegui et al., 2004).

Композитное вяжущее подавали в сухом виде по специальной трубе в перемешивающий агрегат под воздействием сжатого воздуха при давлении, не превышавшем 5 бар. Колонна формировалась под перемешивающим агрегатом в процессе извлечения шнека при непрерывном вращении.

Контроль качества известково-цементных колонн

На испытательной площадке первоначально были устроены четыре опытные колонны (рис. 8.13).

Колонна 1 была стабилизирована негашеной известью из расчета 85 кг/м³, колонна 2 – цементом СЕМ II/B-M 32.5 (130 кг/м³), колонна 3 – смесью (50/50) негашеной извести и цемента (СЕМ II/B-M 32.5) в количестве 130 кг/м³ и колонна 4 – негашеной известью (170 кг/м³).

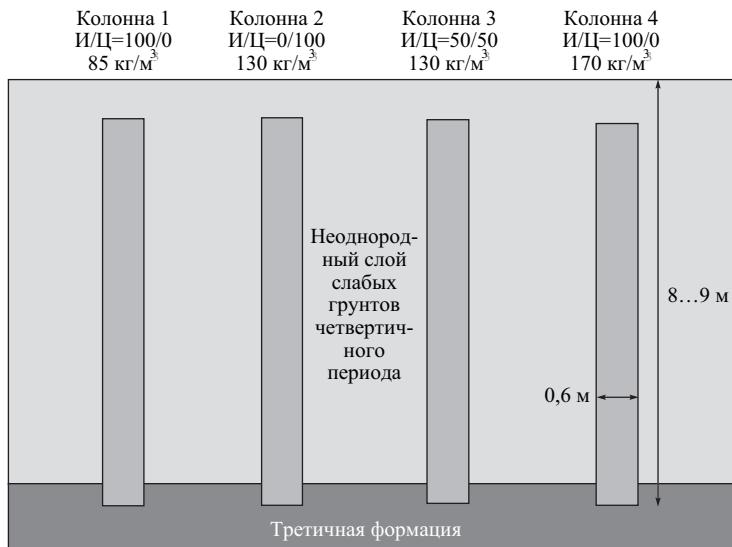


Рис. 8.13. Расположение опытных колонн 1, 2, 3, 4

Для контроля качества стабилизированных колонн лучшим способом проверки однородности смеси является извлечение колонны, однако эта процедура слишком сложна для выполнения и дорогостояща. В качестве альтернативного способа были выбраны частичная откопка (приблизительно на 5 м от дневной поверхности) и вертикальное бурение сквозь ствол колонны. Все колонны, стабилизированные различными композитными вяжущими веществами, были откопаны для визуальной проверки (рис. 8.14) примерно через два месяца после их устройства. Было отмечено следующее:

1. У колонны 1 (И/Ц=100/0, 85 кг/м³) диаметр достаточно однородный. И хотя окружающие грунты чрезвычайно пластичны, вяжущее вещество хорошо перемешано.
2. В колонне 2 (И/Ц=0/100, 130 кг/м³) наблюдалась некоторая неоднородность диаметра. Качество перемешивания не такое хорошее, как в колонне 1, особенно в тех местах, где пластичность грунта высока (там были обнаружены небольшие сгустки застывшего цемента).
3. Ствол колонны 3 (И/Ц=50/50, 130 кг/м³) чрезвычайно однородный, одинаковый и хорошо сформированный. Качество смеси достаточно хо-

ропее по всей длине колонны, доступной для осмотра. В качестве вяжущего для этой колонны применялась смесь извести и цемента.

4. В колонне 4 (И/Ц-100/0, 170 кг/м³) также отмечена некоторая неоднородность диаметра. Вяжущее хорошо перемешано, как и в случае колонны 1. Дозировка вяжущего была значительно выше, тем не менее признаков расплывания ствола не отмечено.

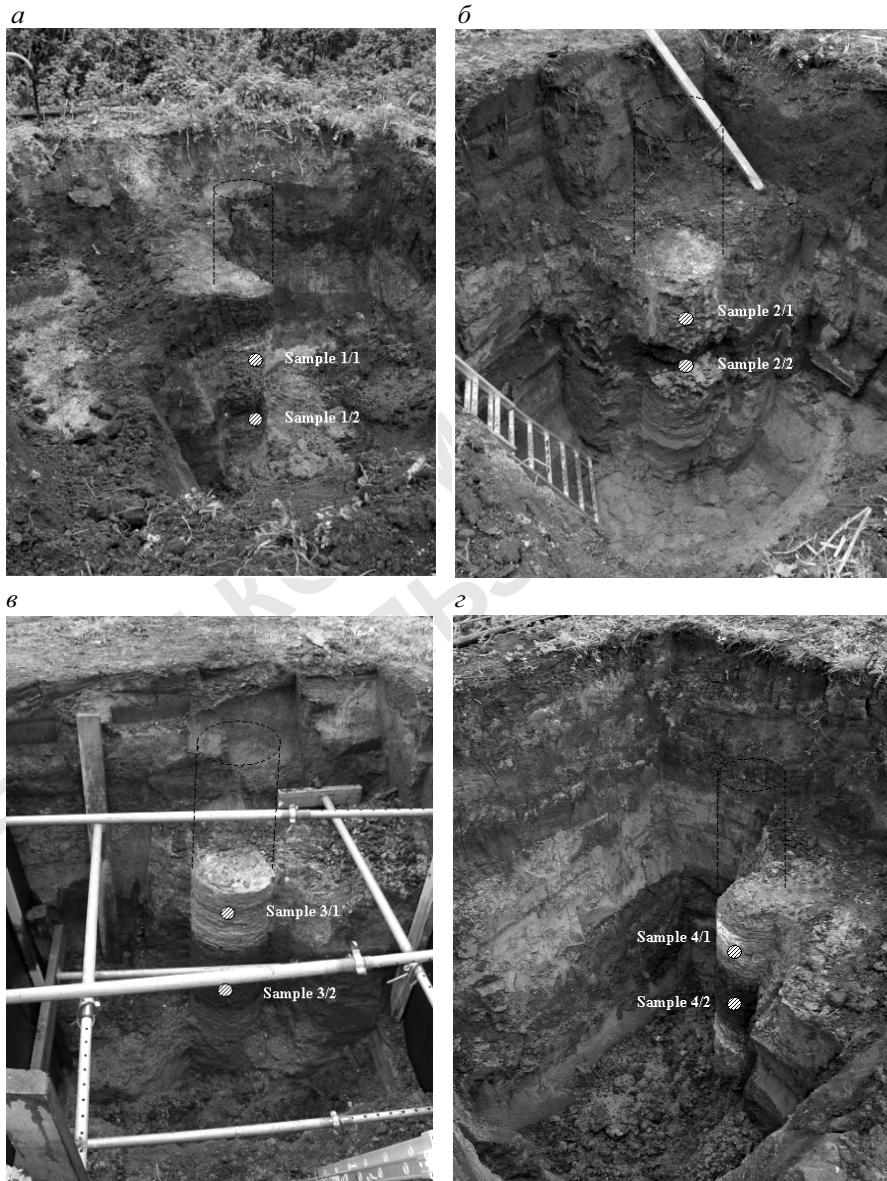


Рис. 8.14. Частичная откопка опытных колонн: а – № 1 (И/Ц=100/0, 85 кг/м³); б – № 2 (И/Ц=0/100, 130 кг/м³); в – №3 (И/Ц=50/50, 130 кг/м³); г – №4 (И/Ц=100/0, 170 кг/м³)

Сразу же после осмотра из откопанных частей колонн было взято несколько проб при помощи горизонтально вдавливаемых тонкостенных труб и выполнены испытания этих образцов на одноосное сжатие (рис. 8.15).

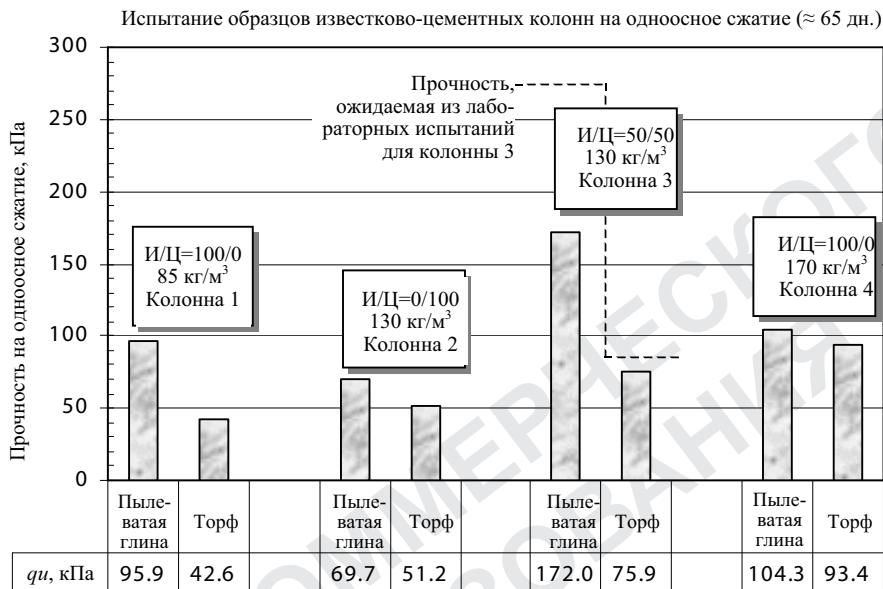


Рис. 8.15. Испытание образцов, взятых из колонн на опытной площадке, на одноосное сжатие

Результаты испытаний подтвердили выводы, сделанные на основании визуального осмотра. Колонна 2, прочность которой предполагалась максимальной, не показала хороших результатов. При визуальном осмотре качество перемешивания цемента оказалось самым низким. Было выдвинуто предположение, что механическое перемешивание цемента в пластичных грунтах является чрезвычайно трудной задачей. Однако, когда применяется смесь бетона с известью, известь понижает пластичность грунта и повышает однородность стабилизованных масс, проявляющуюся позже в виде более высокой прочности.

На рис. 8.15 также показана прочность, ожидаемая по результатам лабораторных испытаний для колонны 3. Видно, что результаты лабораторных испытаний дали завышенную оценку прочности в полевых условиях при $UCS_{\text{лаб}}/UCS_{\text{полев}} < 2$. В литературе для сухих методов перемешивания обычно приводят коэффициенты от 2 до 5.

Так как не было непосредственного способа измерения количества цемента в грунте из-за сложного химического состава, было решено отследить количество извести путем проведения простых стандартных физических испытаний. В ходе такого исследования количество карбонатного остатка в грунте определяют при помощи использования индикаторного вещества (HCl).

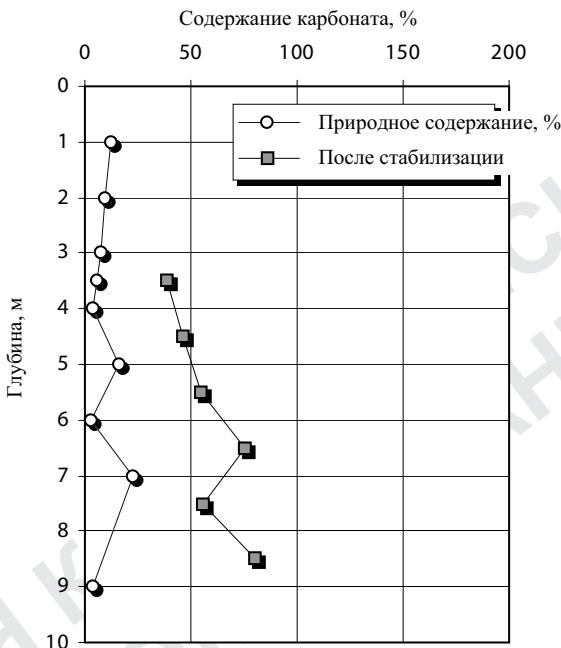


Рис. 8.16. Распределение вяжущего по высоте колонны №4 по содержанию карбоната

Сравнивая содержание карбоната в образцах, взятых из колонны, с его природным содержанием в грунтах той же местности, можно сделать вывод, что при устройстве колонны удалось добиться достаточно однородного распределения вяжущего вещества. Это может быть справедливо и для других колонн, для изготовления которых применялись составные вяжущие вещества.

Устройство опытных насыпей для проверки работы грунтов с улучшенными характеристиками

С учетом результатов лабораторных исследований материковых грунтов на площадке строительства было решено использовать смесь гашеной извести и шлакопортландцемента (CEM III/B42.5) в соотно-

шении И/Ц=20/80 для пылеватых глин и И/Ц=0/100 – для торфа.

Рядом с опытными колоннами, описанными в предыдущем разделе, были устроены три зоны грунтов, улучшенных методом глубинного перемешивания, для оценки поведения грунтов основания при восприятии нагрузки от насыпи. Для сравнения так же были нагружены природные грунты.

На рис. 8.17 показаны общий план каждой насыпи и дозировка вяжущих для каждого слоя грунта. Для слоя торфа количество вяжущих во всех зонах составляло 200 кг/м³. Расстояние в осях между колоннами равнялось 1,8 м при треугольном расположении. В каждой зоне дополнительная нагрузка от насыпи составляла 30 кПа.

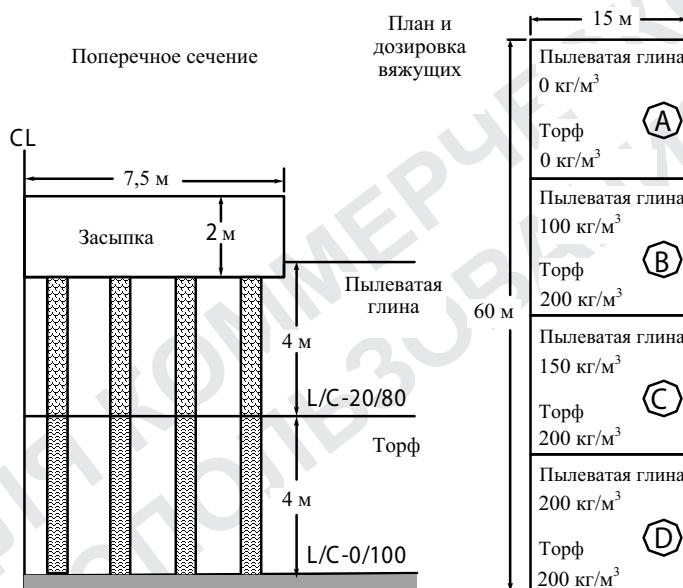


Рис. 8.17. Расположение опытных насыпей

Для оценки влияния колонн на окружающий грунт (рис. 8.18) проводили испытания дилатометром в непосредственной близости к колонне до ее устройства и через два месяца после изготовления. Сравнение состояния природных грунтов до и после устройства колонн показало, что модуль деформаций (скоррелированный из измерений дилатометром DMT) после устройства колонн имеет тенденцию к росту в местах с большим количеством песка. Вокруг колонн не наблюдалось релаксации напряжений из-за комбинированного действия перемешивающего агрегата и сжатого воздуха.

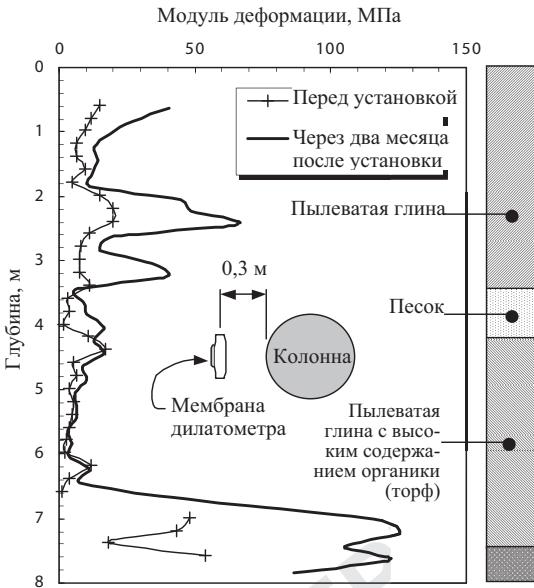


Рис. 8.18. Оценка влияния устройства колонн на окружающие грунты, используемые под возведение опытных насыпей

Оценка улучшений в теле колонн выполнялась *in situ* по результатам *CPT*-испытаний спустя 5 месяцев после их устройства. Испытание *CPT* проводилось по оси колонны. Сравнение *CPT*-профилей естественных грунтов и профиля по оси колонны (рис. 8.19) показывает значительное улучшение, оцененное через давление внедрения конуса в верхнем слое пылеватых глин, где соотношение $q_{c\text{ кол}}/q_{c\text{ ест}}$ увеличивается с глубиной до значений порядка 30...40. Значительное улучшение отмечено и для слоя торфа, где соотношение $q_{c\text{ кол}}/q_{c\text{ ест}}$ изменялось от 4 до 7. Зоны с наибольшим количеством песка четко отмечены пиками значений q_c .

На рис. 8.20 показаны результаты мониторинга осадок на опытных насыпях посредством осадочных марок. С момента окончания устройства колонны и начала строительства опытных насыпей прошло около двух месяцев.

Как и ожидалось, опытная насыпь А на природных грунтах получила наибольшие осадки. Для опытных насыпей, устроенных на улучшенных грунтах (Б, В и Г), наблюдалась положительная тенденция. Количество вяжущего для насыпи Г оказалось недостаточным, чтобы привести к значительным улучшениям.

Кроме того, при помощи инклинометров, установленных на одной стороне опытных насыпей, проводился мониторинг боковых деформа-

ций (на расстоянии примерно 1 м от боковой границы). По результатам мониторинга, проведенного через месяц после нагружения, как и ожидалось, горизонтальные деформации по вертикали, близкой к насыпи Г, оказались меньше значений, полученных для насыпи В (рис. 8.21). Насыпь Б претерпела большие боковые деформации. Это подтверждает, что дозировка вяжущего вещества недостаточна для улучшения грунта.

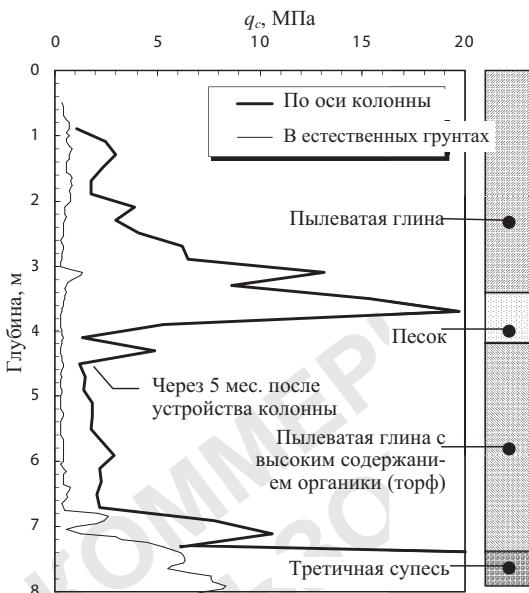


Рис. 8.19. Оценка улучшений грунта посредством *CPT*-испытаний одной колонны из насыпи В

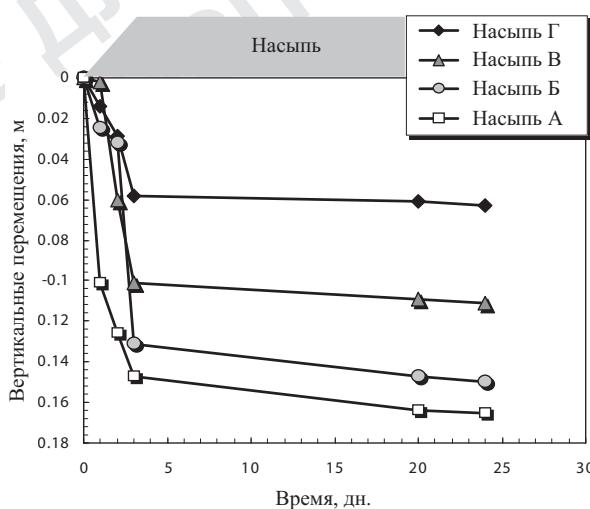


Рис. 8.20. Осадки опытных насыпей

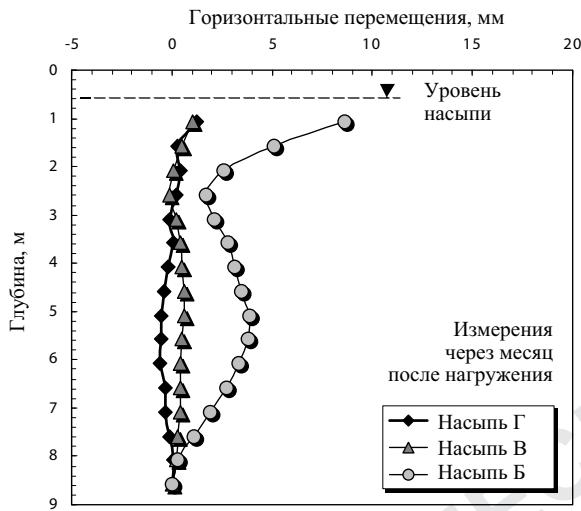


Рис. 8.21. Горизонтальные перемещения опытных насыпей

8.5.5. Замечания по поводу практики применения сухого глубинного перемешивания на материковых территориях

В ходе лабораторных исследований получены хорошие результаты по стабилизации пылеватых глин и торфов с помощью шлакопортландцемента. Для пылеватых глин через 60 дн. отношение $UCS_{\text{стаб}}/UCS_{\text{природ}}$ составило ≈ 40 при И/Ц=20/80 (150 кг/м³). Торфы показали медленное, но постоянное улучшение с отношением $UCS_{\text{стаб}}/UCS_{\text{природ}}$, варьирующим от двух до трех по истечении 90 дн.

Оценка эффекта устройства колонн глубинного перемешивания (при сухом способе) для опытных насыпей позволяет сделать вывод об отсутствии релаксации напряжений. Оценка качества закрепления грунта с помощью испытаний *CPT* (через 5 мес. после устройства колонн) показала значительное улучшение в слое пылеватых глин, в котором отношение $q_c \text{ кол}/q_c \text{ ест}$ возрастает с глубиной до 30...40. В торфяном слое данное отношение $q_c \text{ кол}/q_c \text{ ест}$ варьирует от 4 до 7. Более того, при контроле качества было замечено, что прочность образцов, подвергнутых закреплению в лаборатории, превышает прочность, достигнутую в полевых условиях, меньше чем в два раза.

Мониторинг, проводимый на опытных насыпях на материковой территории, был направлен на изучение влияния устройства колонн на осадки и боковые смещения. При максимальном количестве вяжущих веществ (200 кг/м³) снижение осадок составляет примерно 65%. Применение малой дозы (100 кг/м³) не приводило к значительным улуч-

шениям, по крайней мере, в грунтовых условиях, схожих с наблюдаемыми на площадке.

8.6. Оценка технологии глубинного перемешивания на подводной площадке

Согласно результатам исследований (см. гл. 6), грунты в данном месте представляют собой слабые пылеватые отложения, возникшие в результате длительной седиментации и консолидации под собственным весом донных отложений, извлеченных с фарватеров, ведущих в порт Антверпена. Во многих портах мира растет потребность в искусственно создаваемых прибрежных территориях. Проектирование и продолжающееся строительство в гавани Антверпена на описанных слабых грунтах 27-метровой песчаной насыпи, частично погруженной в море, вызвано теми же соображениями. Наличие слабого слоя в грунтах основания вызывало обеспокоенность по поводу общей устойчивости конструкции, поэтому было предложено провести частичное улучшение свойств грунтов основания при помощи глубинного перемешивания.

Данный раздел посвящен лабораторным и полевым испытаниям, проводимым с целью оценки улучшений слабого мелкозернистого слоя грунта при использовании цемента. Сначала в лаборатории исследовали несколько типов цемента. По результатам испытаний был выбран шлакопортландцемент, наиболее подходящий для применения в полевых условиях. И, наконец, были проведены полевые испытания для оценки качества закрепления грунта с помощью колонн, установленных по технологии глубинного перемешивания *SSI* (*SSI*-технология, запатентованная компанией HSS, Dredging International-Belgium).

8.6.1. Свойства грунта, искусственно подвергнутого цементации в лабораторных условиях

Подготовка и перемешивание образца

Грунт, взятый из слабого слоя, был перемешан до однородного состояния его перемешиванием с вяжущими веществами. Для перемешивания в лаборатории использовали бытовой миксер. Доза вяжущего составляла 275 кг/м³, соотношение воды и цемента в растворе – 0,8, время перемешивания – ~10 мин. Продолжительное время перемешивания должно было способствовать повышению качества смеси, однако при сравнении с образцами, перемешанными в течение 5 мин, были зафиксированы лишь небольшие различия в прочности (менее 5% после 7 дн.).

Смесь разливали в пластиковые цилиндрические формы диаметром 57 мм и высотой 115 мм, таким образом были подготовлены образцы. Позже формы запарафинировали и хранили под водой в кондиционируемом помещении при температуре 10°C без дополнительного нагружения образцов. Некоторые образцы были помещены под воду при температуре 20°C, чтобы изучить влияние температурного фактора на процесс улучшений.

Вяжущие вещества

На начальном этапе данного проекта в лабораторных условиях было использовано несколько различных типов цемента. Ниже приводится краткое описание вяжущих веществ (согласно EN 197-1).

Вяжущие A, B, C являются шлакопортландцементами (CEM III). Вяжущее вещество C отличается наибольшим содержанием доменного шлака (CEM III/B). Вяжущие B и C обладают номинальной прочностью 42,5 МПа, а вяжущее вещество A – 32,5 МПа. Вяжущее D – портландцемент (CEM I) с номинальной прочностью 52,5 МПа. Вяжущее E специально разработано для укрепления грунта. Вяжущее вещество F – цемент, обычно применяемый при буроинъекционных работах.

Прочность на сжатие

Было проведено большое количество испытаний на одноосное сжатие, которые проходили с определенным интервалом времени (7, 14, 28, 56, 84, 120, 240 и 550 дн.). Результаты испытаний образцов, хранившихся под водой при температуре 10°C, приведены в работе Van Impe et al. (2004b) и кратко обобщены на рис. 8.22.

Шлакопортландцементы (A, B и C) показали достаточно хорошую работу, демонстрируя стабильное увеличение прочности на одноосное сжатие. Вяжущие B и C (оба CEM III 42,5) после 550 дн. имели прочность на одноосное сжатие порядка 2,2 МПа. Портландцемент (вяжущее D) позволяет добиться быстрого затвердения в первые дни. Более того, он показал самую высокую прочность на одноосное сжатие в течение первого месяца. Затем достигнутый эффект на какое-то время стал снижаться, а через три месяца опять начал возрастать. Чтобы понять, почему данный «интервал» взаимодействия «цемент – грунт» периодически имеет место, требуются дополнительные исследования. В любом случае окончательная прочность на сжатие портландцемента (D) всегда ниже прочности шлакопортландцементов B и C. Остальные вяжущие вещества (E и F) дают небольшое улучшение при столь больших дозировках ($UCS < 0,7$ через 550 дн.).

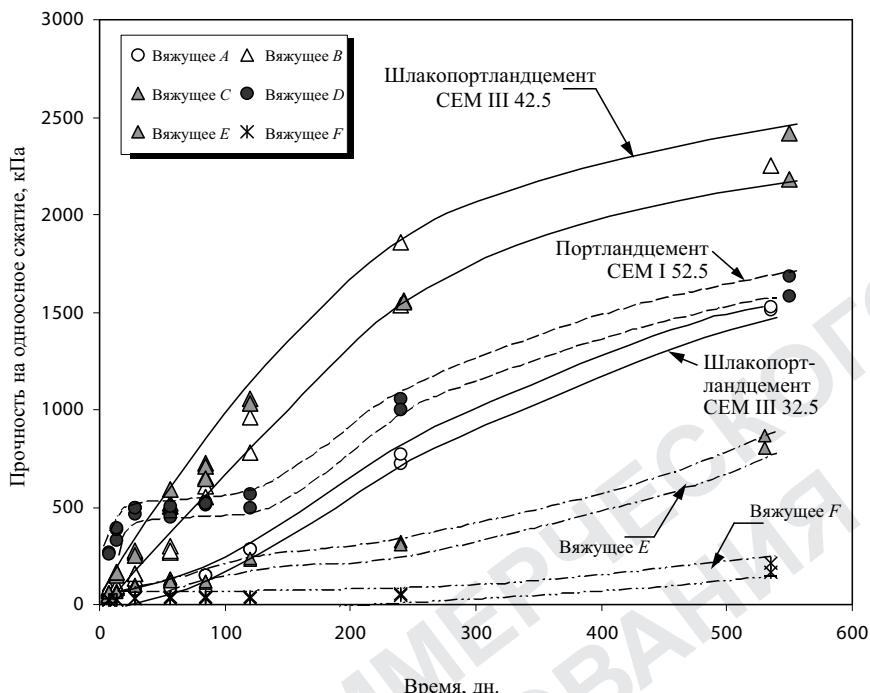


Рис. 8.22. Испытание на одноосное сжатие образцов, хранившихся под водой при температуре 10°C

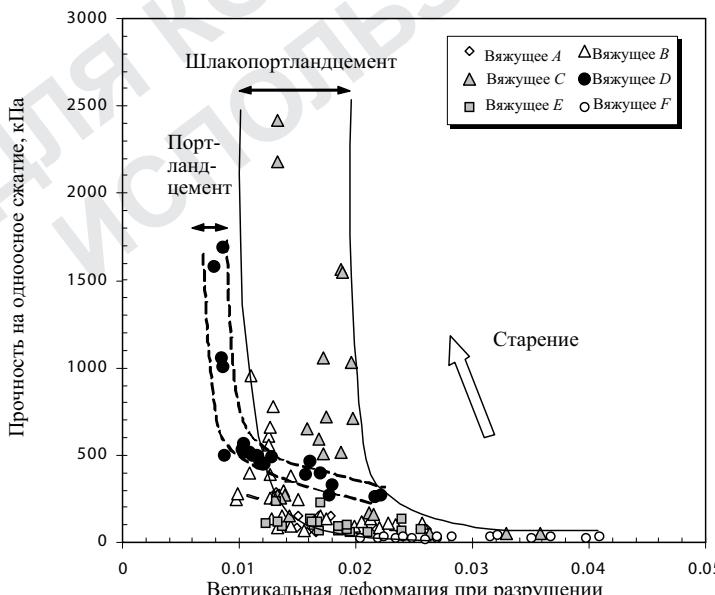


Рис. 8.23. Деформация при разрушении образцов, стабилизированных цементом, находившихся под водой при 10°C

Деформация при разрушении образца, находившегося под водой при 10°C (см. рис. 8.23), была измерена (с вершины до основания трехосной камеры) при помощи датчика линейных перемещений LVDT. Полученные данные дают информацию о вязкости стабилизированной массы. Несмотря на некоторый разброс результатов, можно выявить общую тенденцию поведения для каждой вяжущей смеси. В целом, величина деформации при разрушении (0,9...4%) резко уменьшается при увеличении прочности на одноосное сжатие, при котором, очевидно, повышается и хрупкость. Из полученных результатов можно сделать вывод о том, что с увеличением выдержки образцы с портландцементом характеризуются меньшей осевой деформацией, чем образцы со шлакопортландцементом, несмотря на то что прочность образцов с портландцементом значительно ниже.

Модуль деформации

Модуль малых деформаций измеряли путем испытания перемешанных образцов (выдержаных под водой при температуре 10°C) с помощью изгибающих элементов. Испытания проводили с определенным интервалом времени только на образцах, перемешанных со шлако-портландцементом (вязущее C) и с портландцементом (вязущее D).

Схема проведения испытания с помощью изгибающих элементов показана на рис. 8.24. Принцип этого неразрушающего метода очень прост и подробно описан в литературе (Dyvik & Madshus, 1985).

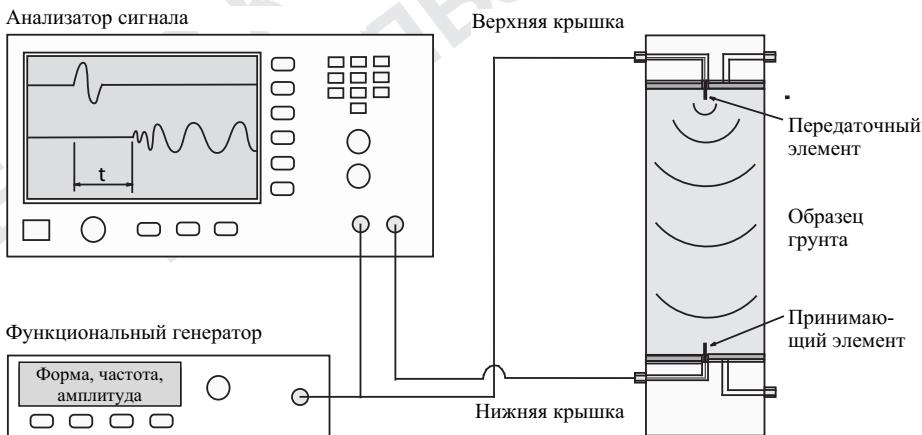


Рис. 8.24. Схема проведения испытания с помощью изгибающих элементов

В качестве примера на рис. 8.25 показано время прибытия попечной волны, измеренное во время испытания образцов, стабилизированных с помощью шлакопортландцемента. Измерения проводили с

определенным интервалом во время выдержки образцов с использованием вводного синусоидального импульса с частотой 4 кГц. Для измерения прочности на одноосное сжатие каждый образец был соответствующим образом испытан. Как и ожидалось, отношение между значениями G_0 , E_0 и величиной прочности на одноосное сжатие было линейным.

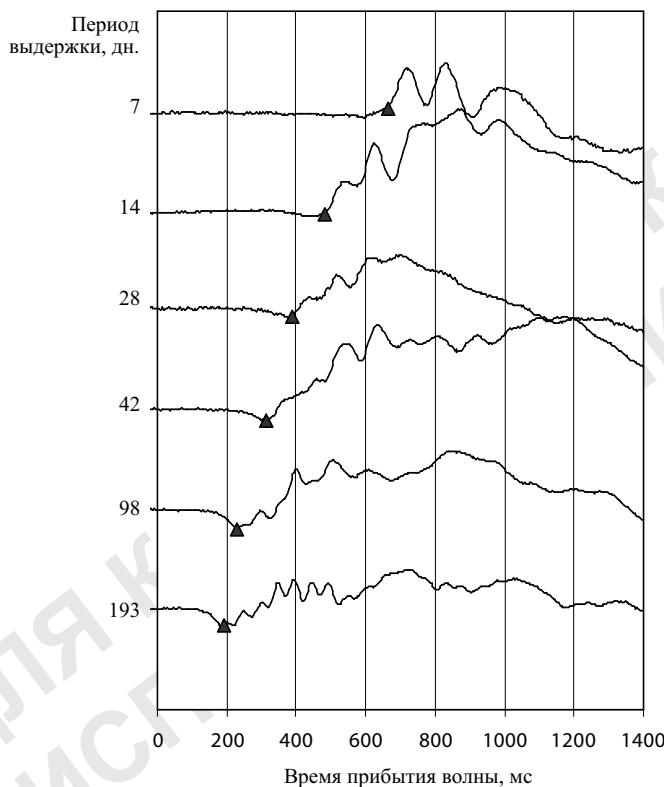


Рис. 8.25. Время прибытия сдвиговой волны, измеренное с определенным интервалом во время выдержки, на образцах со шлакопортландцементом, выдержаных под водой при температуре 10°C

Измеренное значение модуля Юнга для малой деформации E_0 у образцов с портландцементом было немного выше, чем у образцов со шлакопортландцементом, тем не менее, для обоих типов цемента была предложена единая линейная корреляция: $E_0 \approx 714 \text{ UCS}$. На рис. 8.26 показан также секущий модуль Юнга, полученный из испытаний на одноосное сжатие. Даже при тенденции к разбросу величин данные можно линейно скоррелировать со значением прочности на одноосное сжатие в следующем виде: $E_{s50} \approx 110 \text{ UCS}$. Этот тренд, хотя и значи-

тельно ниже полученного японскими специалистами и описанного в работе Saitoh et al. (1980) со значением $350 \text{ UCS} < E_{s50} < 1000 \text{ UCS}$, однако находится в рамках корреляций, описанных в различных источниках (Porbaha et al., 2000).

В целом значение модуля образцов с портландцементом несколько выше, чем у образцов со шлакопортландцементом. Значение E_0 примерно в 7 раз превышает E_{s50} .

Влияние температуры

Чтобы более точно воссоздать полевые условия, в лаборатории были подготовлены большие образцы цилиндрической формы (высотой около 0,8 м и диаметром 0,6 м) с использованием шлакопортландцемента. Основными задачами были оценка и мониторинг температурных изменений, происходящих в силу экзотермических реакций в массе стабилизированного грунта.

Природный грунт ненарушенной структуры перед перемешиванием хранился при температуре 10°C. После перемешивания грунта с жидким раствором шлакопортландцемента в смесителе укрепленный грунт разливали по большим пластиковым формам и также хранили при температуре 10°C. При этом в различных местах образца были установлены 8 температурных датчиков (T1, T2...T8).

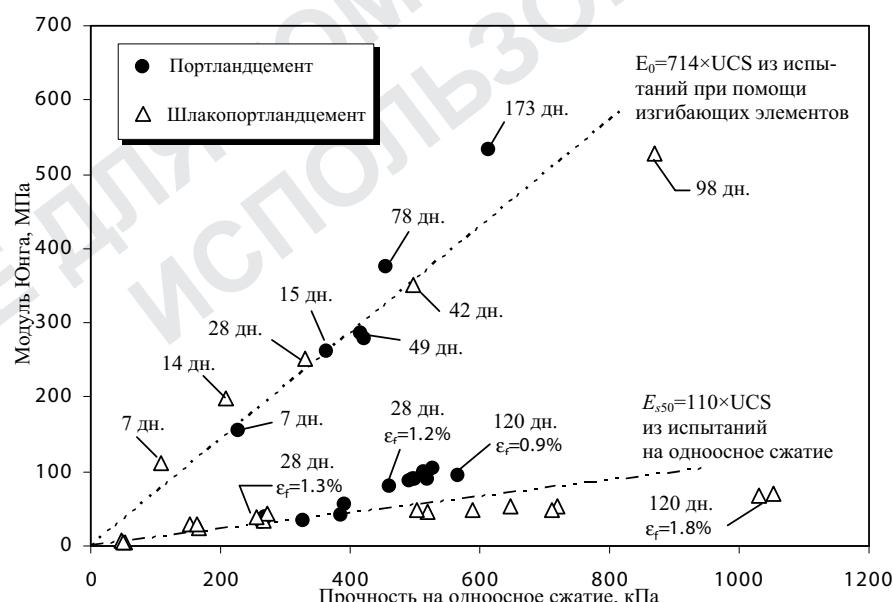


Рис. 8.26. Модуль Юнга для малых деформаций E_0 и секущий модуль Юнга при 50% девиаторных напряжений E_{s50} в зависимости от прочности на одноосное сжатие (UCS)

Также было подготовлено несколько небольших цилиндрических образцов, которые выдерживали под водой при температуре 10°C согласно процедуре, описанной выше.

Результаты измерений температуры внутри стабилизированных масс грунта, проводившихся в течение 56 дн. (рис. 8.27), по всем температурным датчикам показывают общую тенденцию. Сразу после перемешивания отмечался внезапный рост температуры, и на третий день она была максимальной (порядка 25°C). Затем в образцах большого размера температура постепенно снижалась и примерно через 56 дн. устанавливалась на отметке приблизительно 11,7°C, что немноголибо превышает температуру в кондиционированном помещении (10°C).

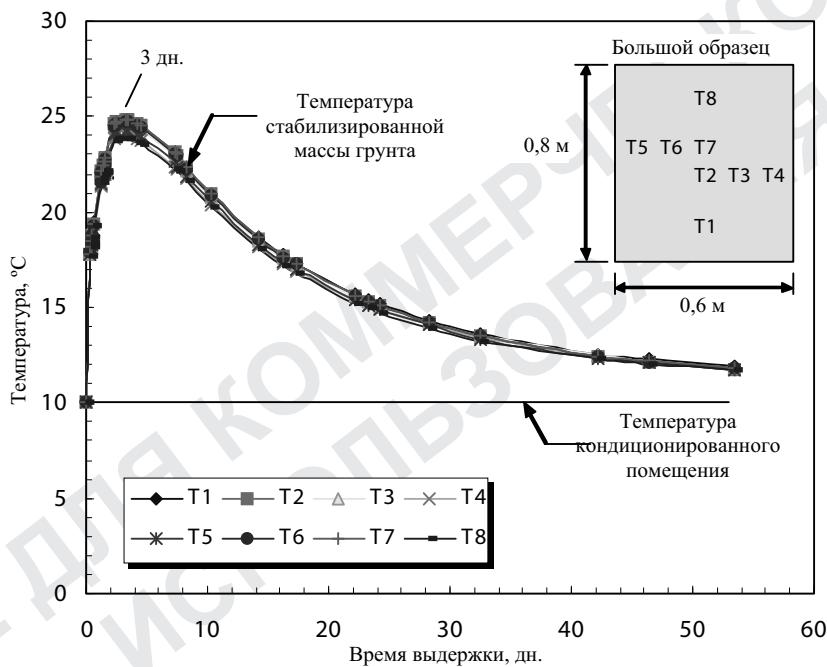


Рис. 8.27. Мониторинг температуры гидратации больших образцов со шлакопортландцементом, хранившихся в кондиционированном помещении при температуре 10°C

По окончании температурного мониторинга из больших образцов было извлечено несколько кернов. На рис. 8.28 приведены значения их прочности на одноосное сжатие, а также значения прочности малых образцов, полученные в ходе лабораторных испытаний, описанных выше. Ясно видно, что прочность кернов из больших образцов в два раза превышает прочность малых образцов. Можно предполо-

жить, что такая значительная разница обусловлена повышением температуры во время переходного процесса, вызванного экзотермической реакцией. Таким образом, чем больше образец, тем медленнее происходит рассеивание тепла и, следовательно, тем выше должны быть значения прочности на одноосное сжатие.

Чтобы определить, как температура в период выдержки влияет на прочность на одноосное сжатие стабилизированных намывных грунтов, была выполнена серия испытаний на образцах со шлакопортландцементом, выдерживавшихся под водой при температуре 20°C. Результаты испытаний (рис. 8.29) показали, что набор прочности образцами, стабилизованными шлакопортландцементом, зависит от температуры. Совершенно ясно, что гидратация шлакопортландцемента выигрывает от воздействия высоких температур: прочность образцов, выдерживавшихся под водой (до 200 дн.) при 20°C, в течение всего периода была примерно в 1,7...2 раза выше прочности образцов, выдержаных при 10°C.

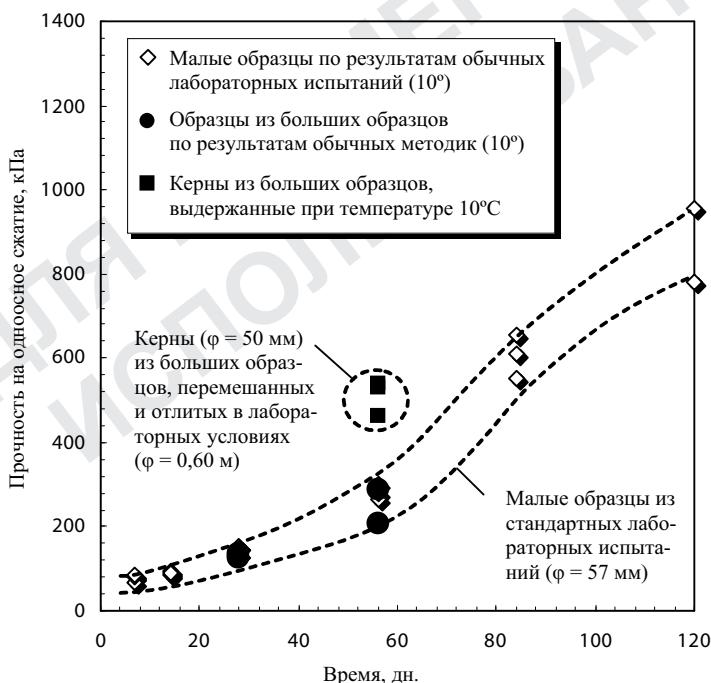


Рис. 8.28. Прочность на одноосное сжатие кернов, взятых из больших стабилизованных образцов

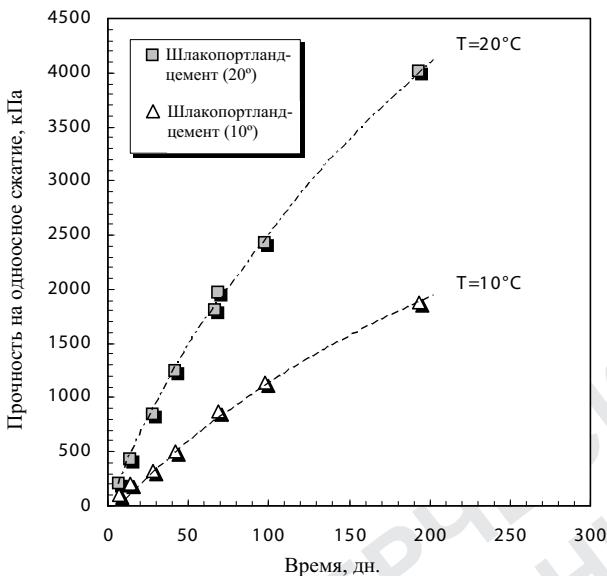


Рис. 8.29. Влияние температуры выдержки на значения прочности на одноосное сжатие образцов со шлакопортландцементом

8.6.2. Свойства зацементированного грунта в полевых условиях

Для определения свойств зацементированного грунта в полевых условиях отбирали керны – образцы из опытных колонн и испытывали их на одноосное сжатие в лабораторных условиях.

Устройство опытных колонн

Опытные колонны ($\phi \approx 1,9$ м) были устроены на площадке (под водой) по технологии глубинного перемешивания SSI с самоподъемной морской платформы.

При проведении полевых испытаний использовали только шлакопортландцемент (вязущее C). Цементный раствор получали путем смешивания сухого вещества с водой ($B/C = 0,8$) на сушке. Затем раствор закачивали на морскую платформу через плавучие трубы. Чтобы ускорить процесс устройства колонн, морскую платформу оборудовали буровой штангой. Это позволило производить от 22 до 24 колонн в каждой зоне действия платформы. Новейшая система позиционирования позволила добиться чрезвычайно точного расположения каждой колонны.

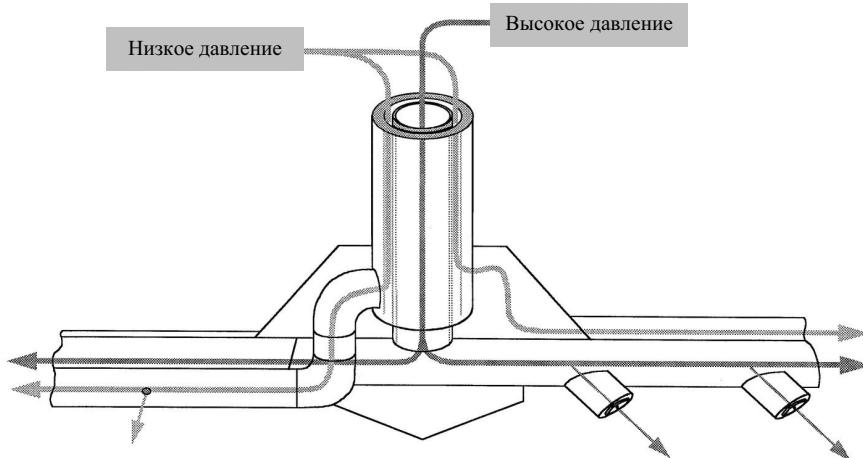


Рис. 8.30. Перемешивающее оборудование, применяемое на площадке

Технология *SSI* предусматривает перемешивание при высоком давлении. Перемешивающий агрегат снабжен двумя комплектами сопел, распределенных по всему диаметру колонны (рис. 8.30), и неподвижно закреплен на основной буровой штанге. При этом каждый комплект сопел имеет независимую инъецирующую систему (рис. 8.31). Система инъектирования высокого давления (20...30 МПа) разрезает грунт и интенсивно его перемешивает, в то время как система инъектирования низкого давления (до 5 МПа) добавляет оставшуюся часть раствора для соблюдения требуемой пропорции. Инъекция цементного раствора производится во время поступательного перемещения буровой штанги вниз и вверх. Более детальное описание данного метода закрепления грунта можно найти в других источниках (например, Van Mieghem et al., 2004). Все параметры бурения и инъектирования автоматически контролируются для достижения дозировки вяжущего вещества $\approx 275 \text{ кг}/\text{м}^3$.

Оценка достигнутых улучшений на площадке

Некоторое количество кернов ($\phi = 100 \text{ мм}$), взятых по всей длине опытных колонн глубинного перемешивания, было испытано для оценки их фактической прочности на одноосное сжатие *UCS*.

Значения прочности отобранных кернов сравнивали со значениями, полученными в ходе испытаний лабораторных образцов после выдержки в течение 56 дн. (рис. 8.32). Значения *UCS* в полевых условиях изменяются от 2 до 5 МПа в верхних 5 м и от 5 до 8 МПа в нижней зоне с более высоким содержанием песка. В лабораторных испытани-

ях для схожих условий наиболее высокие значения прочности на одностороннее сжатие были ниже 0,9 МПа.

Расхождение говорит о том, что при механическом перемешивании образцов бытовым смесителем теста при испытании в лабораторных условиях не достигается столь интенсивное перемешивание, как в полевых условиях по технологии типа *SSI* под давлением (разница от 2 до 5 раз).



Рис. 8.31. Схема технологии *SSI* и принцип ее работы

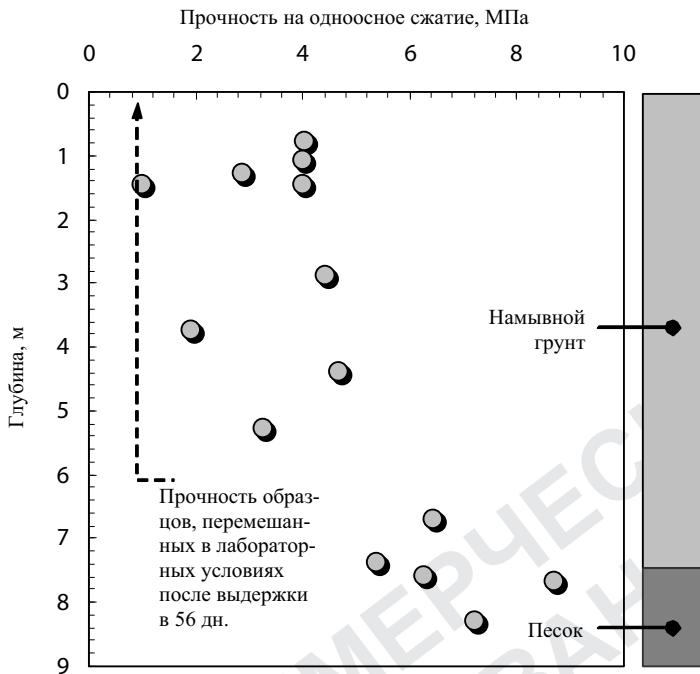


Рис. 8.32. Прочность на одноосное сжатие кернов, взятых из колонн грунта выемки, закрепленного в полевых условиях по технологии SSI

8.6.3. Сравнение поведения грунтов в лабораторных и полевых условиях

Чтобы установить причины несовпадения результатов полевых и лабораторных испытаний, под сканирующим электронным микроскопом (SEM) были исследованы восстановленные в лабораторных условиях и механически перемешанные образцы, а также керны с ненарушенной структурой, отобранные из колонн.

На рис. 8.33 показаны оба образца ($4 \times 4 \times 1$ см), тщательно вырезанные из кернов стабилизированного грунта, перемешанные в лабораторных и в полевых условиях при помощи технологии SSI. Вырезку образцов производили с помощью системы с лезвием, охлаждаемым водой.

Даже из фотографий видно, что текстура образцов различна. К моменту проведения анализа под микроскопом возраст образца, перемешанного в лабораторных условиях, достиг примерно 300 дн. Запечатанный образец хранился под водой при температуре $T = 10^\circ\text{C}$ в кондиционированном помещении. Колонна, устроенная в полевых условиях по технологии глубинного перемешивания SSI, из которой был

взят образец, была изготовлена за 270 дн. до его отбора. Керн из колонны был извлечен через три месяца после ее устройства и также хранился под водой до проведения анализа под электронным микроскопом. Если лабораторные образцы имеют большое количество пор, то структура керна из колонны, устроенной по технологии *SSI*, значительно плотнее и однородней. На этой стадии можно предположить, что перемешивание в лабораторных условиях (бытовым смесителем) привело к попаданию в смесь большого количества пузырьков воздуха (отсюда – большие поры). Поры меньшего размера наблюдаются в обоих образцах и, вероятно, образуются в процессе гидратации цемента.

На рис. 8.34 показаны те же образцы с увеличением в 1200 раз. Как видим, и на микроуровне их структура различна. Структура образца, взятого из колонны, изготовленной в полевых условиях, более однородна, с более равномерным распределением продуктов гидратации – гидрата силиката кальция (фаза C-S-H) и гидроксида кальция (CH). Механически перемешанный в лаборатории образец, напротив, характеризуется достаточно гетерогенным скелетом, в котором морфология фазы C-S-H, не подвергнувшаяся старению, позволяет предположить еще более низкий уровень гидратации.

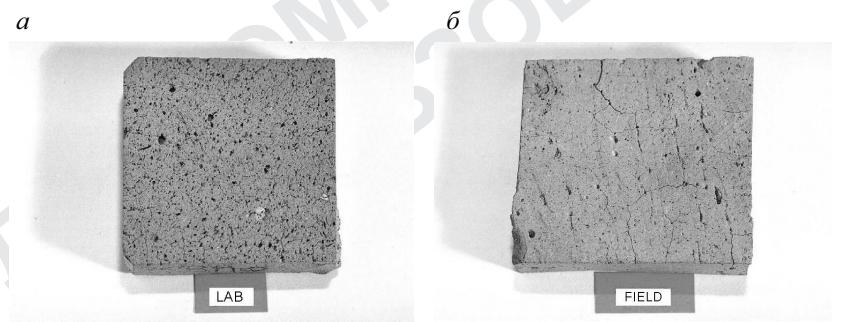


Рис. 8.33. Стабилизированные цементом образцы, перемешанные бытовым смесителем теста в лабораторных условиях (а) и перемешивающим агрегатом под давлением *in-situ* (б)

Возможно также, что гораздо более интенсивное перемешивание под давлением в полевых условиях сыграло очень важную роль (площадь, в которой частицы грунта вступили в реакцию с вяжущим веществом, имеет намного лучшую структуру).

Кажется, что глубинное перемешивание под высоким давлением по технологии *SSI* в полевых условиях улучшило проникновение цемента в пространство вокруг частиц грунта, что обеспечило более быструю гидратацию и затвердевание. В лабораторных условиях при ме-

ханическом перемешивании с помощью бытового смесителя цемент распространялся по образцу менее активно и обволакивал лишь комки из частиц грунта.

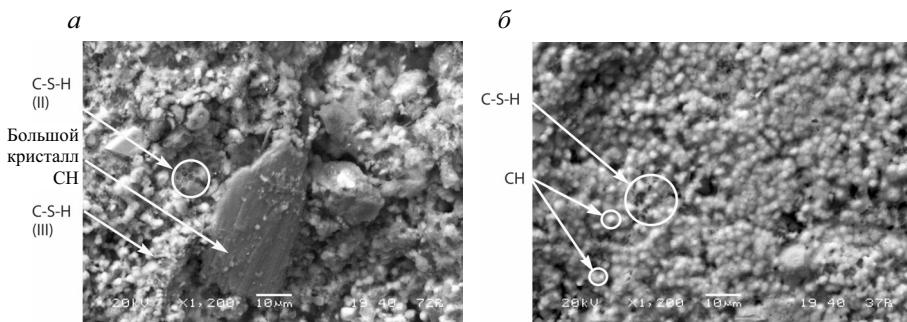


Рис. 8.34. Анализ с помощью сканирующего электронного микроскопа лабораторного (*a*) и полевого (*b*) образцов с увеличением в 1200 раз

В заключение на рис. 8.35 показаны лабораторные и полевые образцы с увеличением в 1700 раз. И здесь наблюдается та же картина: структура полевого образца гораздо однороднее, чем лабораторного. Подвергнувшуюся старению фазу C-S-H легко заметить в полевом образце вместе с равномерно распределенными кристаллами CH, которые почти полностью покрывают частицы грунта.

В механически перемешанном лабораторном образце налицо гораздо более неоднородная консистенция, присутствует этtringит (фаза *AFt*), формирующийся в начале гидратации (это фаза обычно отсутствует в подвергнувшихся старению и хорошо гидратированных цементных растворах (Odler, 2000)). Судя по морфологии различных продуктов гидратации цемента на фотографиях, степень гидратации в лабораторных образцах намного ниже.

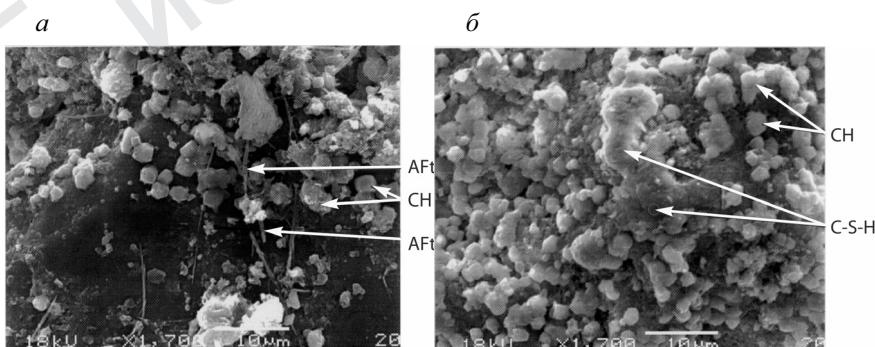


Рис. 8.35. Анализ с помощью сканирующего электронного микроскопа лабораторного (*a*) и полевого (*b*) образцов с увеличением в 1700 раз

СТРОИТЕЛЬСТВО И МОНИТОРИНГ НАСЫПИ

9.1. Введение

В настоящий момент строительство описываемой подводной насыпи продолжается. Оно ведется в несколько этапов, на каждом из которых укладывают примерно по 2 м песка, после чего наступает перерыв (от 1 до 2 месяцев). На сегодня возведено 70% общей высоты насыпи, после чего сделан длительный перерыв для консолидации.

Во время строительства качество и состояние песка в насыпи постоянно контролировали при помощи *CPT*-испытаний. Чтобы увеличить безопасность, склон насыпи армировали геотекстилем.

До начала строительных работ на уровне подошвы насыпи было установлено измерительное оборудование для мониторинга избыточного давления поровой воды и перемещений, вызванных нагрузкой от насыпи, что должно помочь постоянно отслеживать поведение грунтов. Пьезометры были установлены на трех разных уровнях в слое слабых грунтов в различных точках. Таким же образом в четырех сечениях были размещены гибкие трубы для фиксации вертикальных перемещений путем измерения колебаний давления воды (высоты воды по отношению к реперу) датчиком, протягиваемым внутри трубы.

В настоящем разделе приводятся результаты мониторинга давления поровой воды и осадок, проводившегося во время строительства, а также контроля за качеством песка в теле насыпи.

9.2. Строительство насыпи

Для подводной части насыпи в основном использовали песок после экскавационных работ с места строительства дока, расположенного рядом с насыпью. Песок был выбран по грансоставу и содержанию пылеватой фракции, чтобы получить оптимальные результаты по плотности и сдвиговой прочности при подводном намыве. Испытания показали, что применяемый метод укладки песка позволяет получить значение угла трения до $\phi > 32^\circ$ и $c' \approx 0$ без дополнительного уплотнения песка после гидравлической укладки в тело насыпи. Песок доставляли с площадки временного хранения, расположенной на берегу,

и пульпонасосом перекачивали на судно-укладчик, снабженное 12-метровой горизонтальной распределительной балкой. Такая система позволяла регулировать поток песка, динамическое положение судна и добиться более или менее одинаковой толщины песчаных слоев.

После устройства колонн глубинного перемешивания (описанных в 8.6.2) был уложен выравнивающий слой песка толщиной примерно 1 м по всей территории строительства (рис. 9.1).

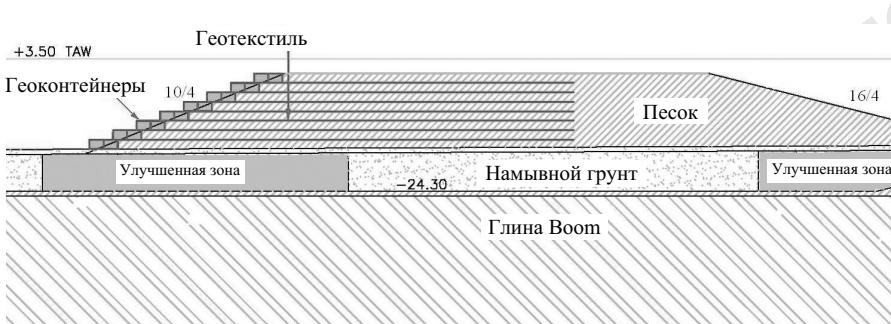


Рис. 9.1. Схема укладки геотекстиля и геоконтейнеров

Первый слой насыпи был устроен на выравнивающем слое. Тогда же был проложен первый слой геотекстиля, закрепленный геоконтейнерами (см. рис. 9.1). Геоконтейнеры (приблизительные размеры $3 \times 2 \times 30$ м) были заполнены смесью песка с асфальтом. Их изготавливали на берегу и аккуратно устанавливали при помощи плавучего крана, снабженного современной системой позиционирования (рис. 9.2).

Операцию повторяли для каждого двухметрового слоя песка. На сегодняшний день, спустя два года после начала строительства, можно видеть часть насыпи, выступающую из-под воды (рис. 9.3).

9.3. Контроль качества песка в теле насыпи

Контроль качества насыпи осуществляли регулярно посредством *CPT*-испытаний. По результатам испытаний определяли состояние намывного песка на глубине. Кроме того, были опробованы некоторые корреляции с углом сдвига φ и относительной плотностью.

CPT-испытания проводили в нескольких местах рабочей площадки. На рис. 9.4, 9.5 показаны некоторые результаты испытаний песка, под которым находятся грунты основания, закрепленные методом глубинного перемешивания *SSI*. Контроль качества песка в теле насы-

пи до уровня, близкого к TAW 0.00 (см. рис. 9.4, 9.5), более или менее точно соответствует ситуации рис. 9.1.



Рис. 9.2. Размещение геоконейнеров



Рис. 9.3. Вершина насыпи начинает выступать из-под воды (январь 2006 г.)

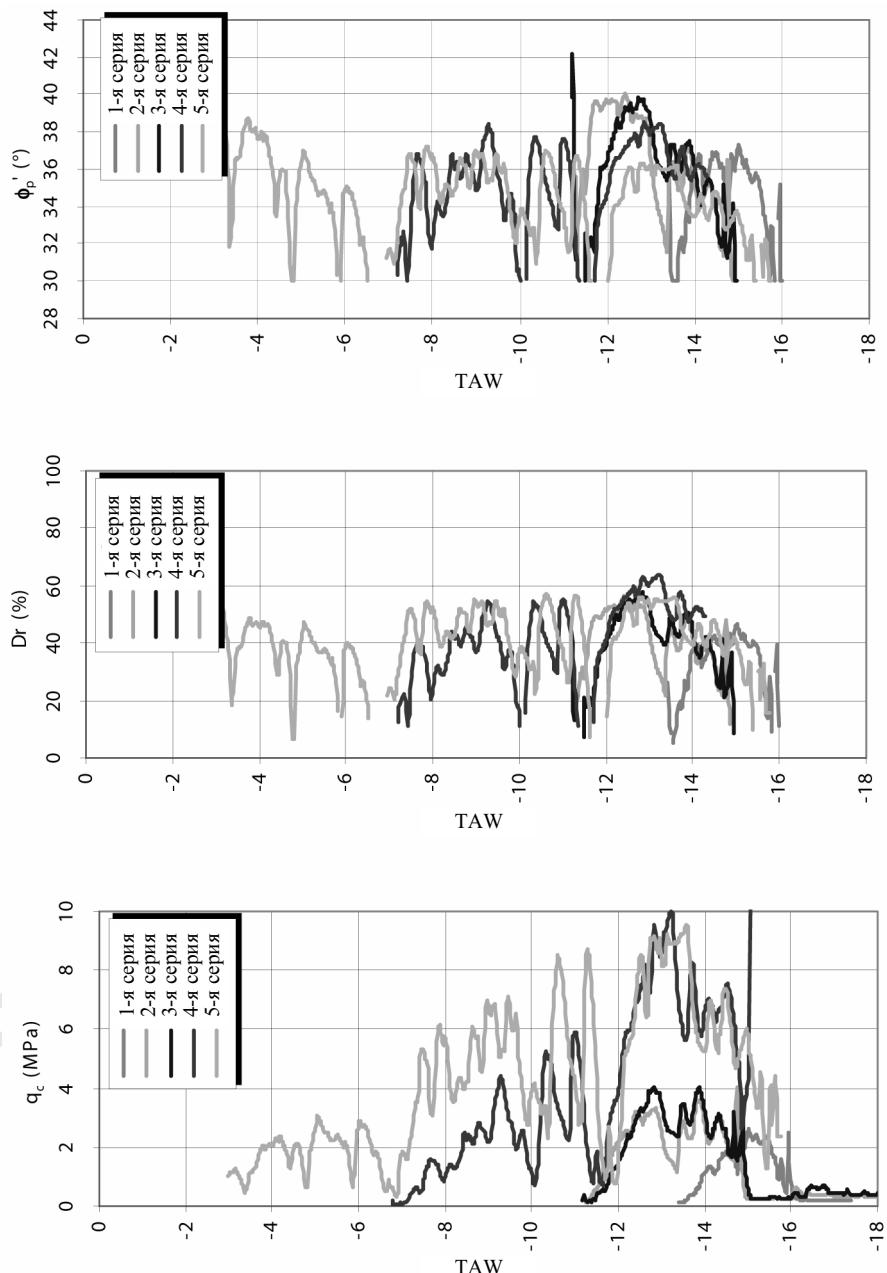


Рис. 9.4. *CPT*-испытания песка, расположенного над грунтами основания, улучшенными по технологии глубинного перемешивания *SSI* (пример 1)

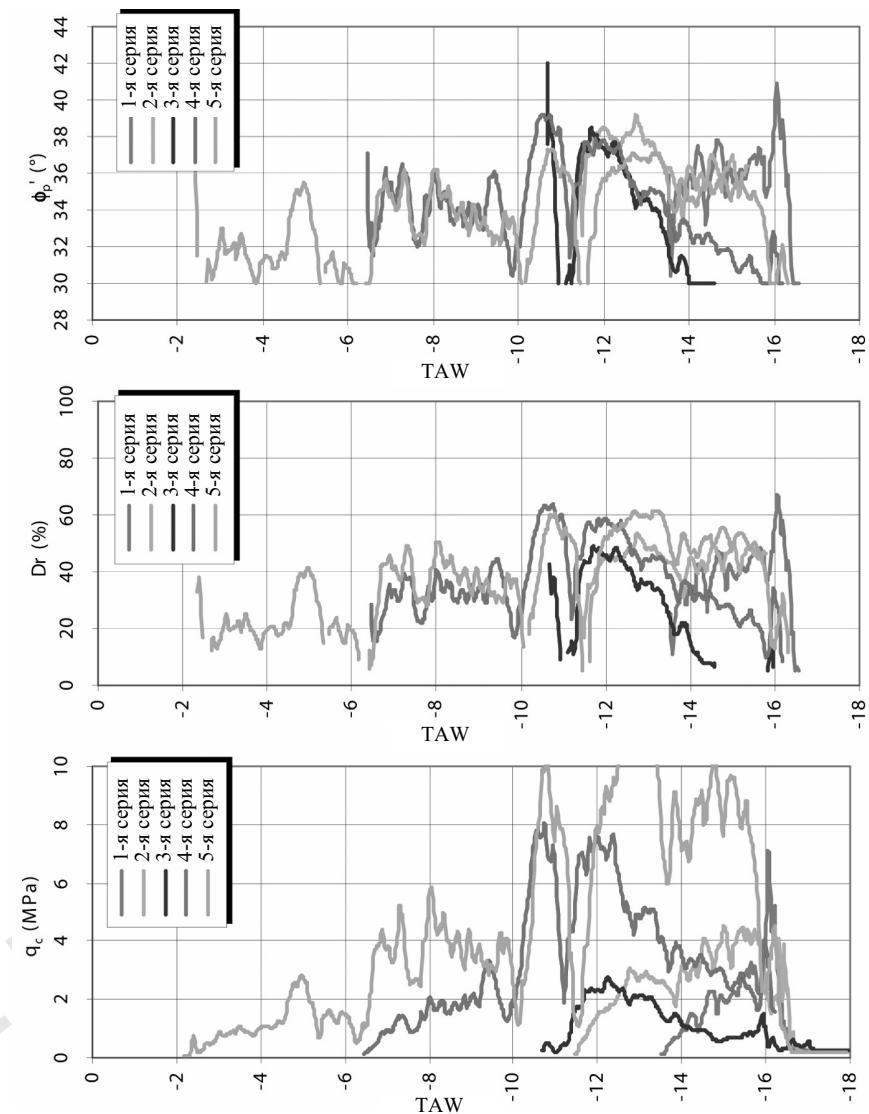


Рис. 9.5. *CPT*-испытания песков, находящихся на грунтах основания, улучшенных по технологии глубинного перемешивания *SSI* (пример 2)

На рис. 9.6 и 9.7 показаны некоторые результаты *CPT*-испытаний песков, уложенных на слабые неулучшенные грунты основания, между зонами грунтов, улучшенных по технологии глубинного перемешивания *SSI*.

В целом, сопротивление по конусу q_c увеличивалось, достигая величин, немного превышающих 10 МПа. В этой связи можно выделить две основные группы. Пески, уложенные на зоны улучшенного грун-

та, показывают низкие значения q_c на границе с основанием ($TAW = -6.00$), которые затем увеличиваются и достигают максимальных значений на глубине около 3...4 м над этой границей (близко к $TAW = -13.00$). Вероятно, такое разделение вызвано арочным эффектом, который действует из-за наличия колонн грунта, улучшенного по технологии SSI. Арочный эффект приводит к тому, что песок претерпевает наибольшее напряжение на некотором расстоянии над границей с основанием, в то время как песок ниже едва ли воспринимает какое-либо дополнительное давление.

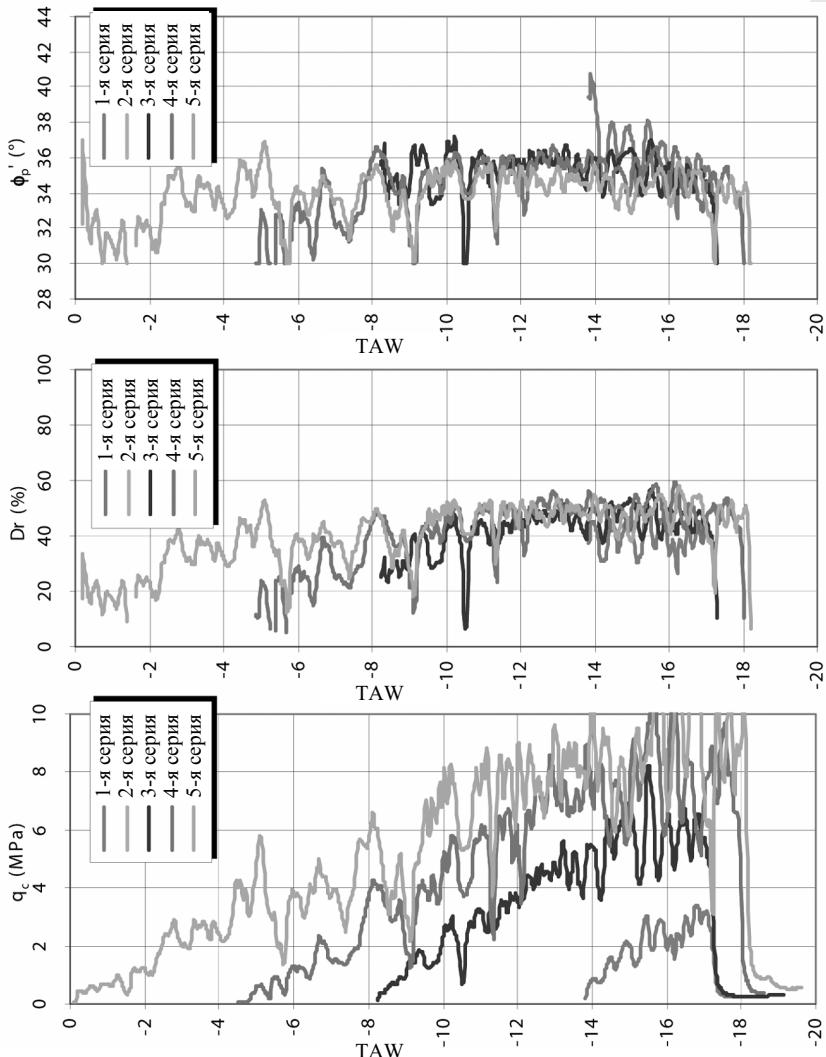


Рис. 9.6. *CPT*-испытания песка, расположенного над неулучшенными грунтами (пример 1)

И напротив, у песка, который находился над зонами грунта с неулучшенными свойствами, где не было *SSI* колонн, распределение величин q_c по глубине носило более регулярный характер. Наблюдавшаяся тенденция была практически линейной.

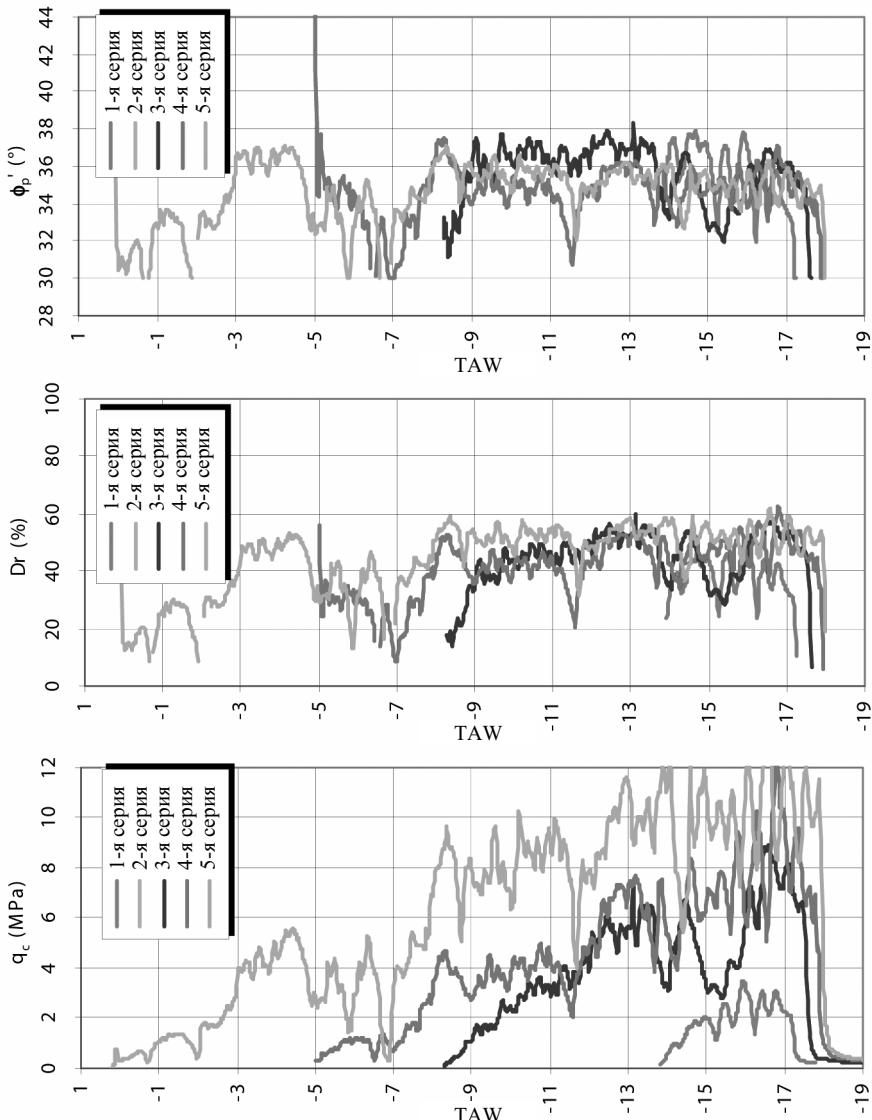


Рис. 9.7. *CPT*-испытания песка, уложенного на неулучшенные грунты основания (пример 2)

Угол сдвига грунта, выведенный из результатов *CPT*-испытаний, во всех случаях совпадал с проектным требованием $\phi' = 32^\circ$.

9.4. Измерительная аппаратура и мониторинг

Для непрерывного отслеживания порового давления и осадок во время строительства устанавливали измерительную аппаратуру (рис. 9.8). Пьезометры были установлены в различных зонах грунта, улучшенных и неулучшенных, а также на различных уровнях внутри основания. Кроме того, в четырех местах поперек насыпи (на границе между песком насыпи и основанием) были проложены гибкие трубы для фиксации вертикальных перемещений путем наблюдения за давлением воды с помощью датчика, протягиваемого внутри каждой трубы. Такой метод позволил оценить профиль осадок внутри улучшенных зон и зон с неулучшенными характеристиками.

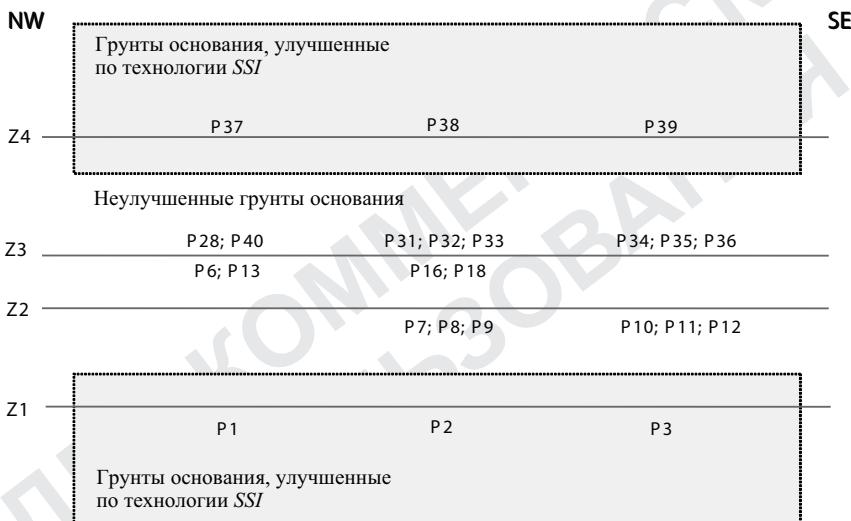


Рис. 9.8. План строительной площадки с расположением измерительной аппаратуры

9.4.1. Поровое давление

Во время производства строительных работ измеряли поровое давление в грунте основания (рис. 9.9). Разница между результатами измерений в улучшенной и неулучшенной зонах была значительной.

Как и ожидалось, поровое давление в улучшенной зоне значительно ниже, чем в неулучшенной. Это показывает, что колонны SSI действительно воспринимают значительную часть нагрузки. С другой стороны, поровое давление в неулучшенной зоне следует за нагрузкой при поэтапном строительстве, и какая-либо значительная консо-

лидация начинает медленно происходить только через год после начала строительства.

В настоящий момент строительство приостановлено на более продолжительный период, до достижения достаточной прочности благодаря консолидации грунта основания перед началом второго этапа работ.

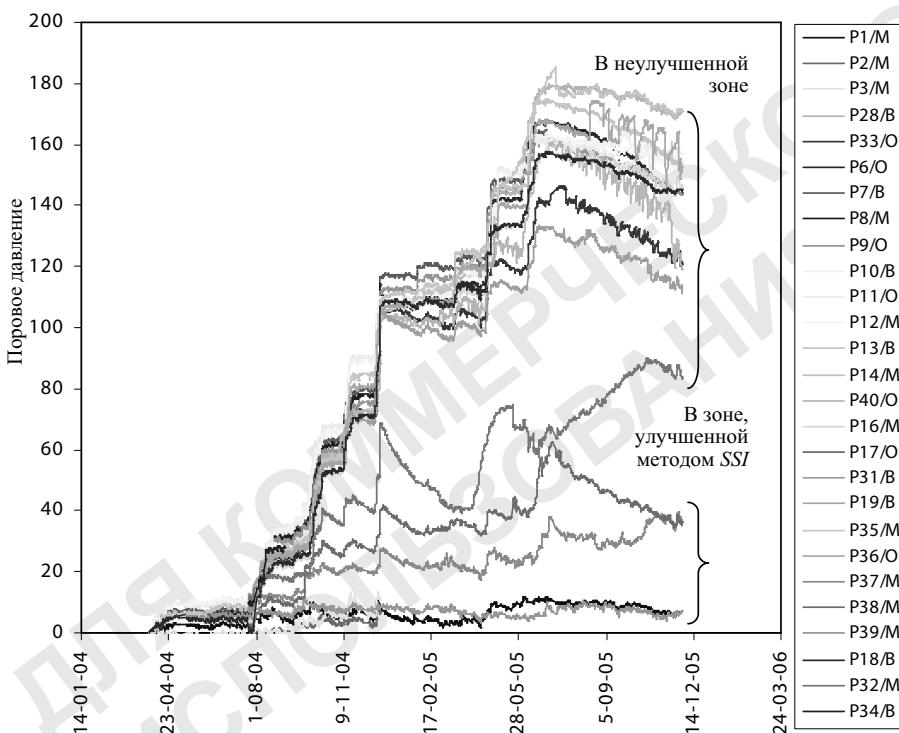


Рис. 9.9. Измерение порового давления во время строительства

9.4.2. Осадки

На рис 9.10, 9.11 представлены эпюры осадок. Как и ожидалось, наибольшие осадки были получены в неулучшенной зоне, где до сих пор самое высокое измеренное значение осадок составляет 1,2 м, в то время как максимальные значения осадок в улучшенной зоне равны 0,6 м.



Рис. 9.10. Эпюры осадок в зоне контакта между песком тела насыпи и грунтом основания в неулучшенной зоне



Рис. 9.11. Эпюры осадок в зоне взаимодействия между песком тела насыпи и грунтом основания в зоне, улучшенной по технологии глубинного перемешивания SSI

9.5. Заключение

При строительстве насыпи с помощью намыва удалось получить песчаное тело насыпи со сдвиговой прочностью и сопротивлением погружению конуса, удовлетворяющими требованиям проекта.

Измерения порового давления и осадок на настоящий момент показывают соответствие прогноза, сделанного на стадии проектирования, результатам, полученным в полевых условиях. В сущности, медленное рассеивание давления поровой воды и быстрое развитие осадок (по данным полевых измерений) были предсказаны с помощью консолидационной теории конечной деформации (см. разд. 5.4).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *G. Aas*, Stability of natural slopes in quick clays. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm (1981).
2. *J.H. Atkinson, P.L. Bransby*, The mechanics of soil: An introduction to critical state soil mechanics. McGraw - Hill, UK (1978).
3. *L. Barden*, Stresses and displacements in a cross - anisotropic soil. *Gotechnique*, vol. 13 (1963), 198–210.
4. *S. Bernander*, Active earth pressure built-up: A trigger mechanism in large landslides in sensitive clays. Technical report 49T, University of Lule (1981).
5. *S. Bernander & I. Olofsson*, The landslide at Tuve. Technical report 48T, University of Lule (1981).
6. *M.A. Biot*, General theory of three dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, vol. 12 (1941), no. 2, pp. 155–164.
7. *L. Bjerrum*, Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Gotechnique*, 17 (1967), 81–118.
8. *L. Bjerrum*, Effect of rate of strain on undrained shear strength of soft clays. Proc. 7th Int. Conf. Soil MEchanics and Foundation Engineering, Mexico (1969).
9. *L. Bjerrum*, Problems of soil mechanics and construction on soft clays, SOA report. Proc. of the 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, URRS, vol. 3 (1973), 111–159.
10. *A. Bouazza, W.F. Van Impe, W. Haegeman*, Some mechanical properties of reconstituted Boom Clay. *Jour. Geot. & Geol. Engineering*, vol. 14 (1996).
11. *B. Broms*, Progressive translatory landslides. Swedish Geotechnical Institute. Report No. 17 (1983).
12. *M. Budhu*, Soil mechanics and foundations. John Wiley & Sons, USA (2000).
13. *W.D. Carrier*, Consolidation parameters derived from index tests. *Gotechnique*, vol. 35 no.2 (1984), 291–292.
14. Coastal development institute of technology, The deep mixing method: principle, design and construction. *A.A. Balkema*, Rotterdam

(2002).

15. *E. De Beer*, Shear strength characteristics of the Boom clay. Proc. of the Geotechnical Conf. on Shear strength properties of natural soils and rocks, Oslo, vol. 1 (1967).
16. *P. De Wolf, R. Carpentier, J. Allaert, J. DE Rouck*, Ground improvement for the construction of the new outer harbour at Zeebrugge – Belgium Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, vol. 2 (1983), 827–832.
17. *J.M. Duncan*, State of the art : Static stability and deformation analysis. ASCE Geotechnical special publication No.31, Stability and performance of slopes and embankments II, vol. 1 (1992), 222–266.
18. *J.M. Duncan*, State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal Geotechnical engineering division ASCE, vol. 122 No. 7 (1996), 577–596.
19. *J.M. Duncan & S.G. Wright*. Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons, USA (2005).
20. *R. Dyvik & C. Madshus*, Laboratory measurements of Gmax using bender elements. Proceedings of the Conference on advances in the art of testing soils under cyclic conditions. Detroit (1985), pp. 186–196.
21. *P.J. Fox*, Solution charts for finite strain consolidation of normally consolidated clays. Jour. Geotechnical engineering division ASCE, vol. 125 No. 10 (1999), 847–867.
22. *P.J. Fox, J.D. Berles*, CS2: A piecewise-linear model for large strain consolidation. Int. Jour. for Numerical Analysis in Geomechanics, vol. 21 no.7 (1997), 453–475.
23. *A. Gaberc*, Increase of subsoil bearing capacity beneath embankments. Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India (1994), 759–762.
24. *G. Gazetas*, Stresses and displacements in cross - anisotropic soils. Jour. Geotechnical engineering division ASCE, vol. 18 No. GT4 (1982), 532–551.
25. *J.T. Germaine, C.C. Ladd*, State of the art: Triaxial testing of saturated cohesive soils. Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977, Philadelphia (1988), 421–459.
26. *R.E. Gibson, G.L. England, M.J. Hussey*, The theory of one dimensional consolidation of saturated clay: Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers. Gotechnique, vol. 17 no.3 (1967), 261–273.
27. *O. Gregersen*, The quick clay landslides in Rissa, Norway. NGI publication, Oslo (1981).
28. *W. Haegeman*, The measurement of small strain stiffness of tertiary sands and clays with bender element tests in the triaxial apparatus. Proc. 13th Young Geotechnical Engineers Conf., Santorini, Greece (1999).

29. *K. Ishihara*, Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3 (1993), pp. 351–415.
30. *M. Jamiolkowski, C.C. Ladd, J.T. Germaine, R. Lancellotta*, New developments in field and laboratory testing. Proc. of the 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol. 1 (1985), 57–153.
31. *N. Janbu*, Slope stability evaluation in engineering practice. *Land-slides*, Senneset (ed.), AA Balkema, Rotterdam (1996), 17–34.
32. *R.J. Jardine, C.O. Menkiti*, The undrained anisotropy of K0 consolidated sediments. *Geotechnical engineering for transportation infrastructure*, Barends et al. (eds.), Balkema, Rotterdam (1999).
33. *R.J. Jardine, P.R. Smith*, Evaluating design parameters for multi-stage construction. Proc. GEO-COAST conference, vol.1 (1991), 197–202.
34. *D.C. Koutsoftas*, Undrained shear behaviour of a marine clay. Laboratory shear strength of soil, ASTM STP 740, Yong & Townsend (eds.), (1981), 254–276.
35. *D.C. Koutsoftas, C.C. Ladd*, Design strengths for an offshore clay. Jour. Geotechnical engineering division ASCE, vol. 111 No. 3 (1985), 337–355.
36. *F.H. Kulhawy*, On the evaluation of static soil properties. ASCE Geotechnical special publication No.31, Stability and performance of slopes and embankments II, vol. 1 (1992), 95–115.
37. *R. Lancellotta*, *Geotechnical engineering*. AA Balkema, Rotterdam, Netherlands (1995).
38. *C.C. Ladd*, 22nd Karl Terzaghi Lecture: Stability evaluation during staged construction. Jour. Geotechnical engineering division ASCE, vol. 117 No. 4 (1991), 540–615.
39. *C.C. Ladd, R. Foot*, New design procedure for stability of soft clays. Jour. Geotechnical engineering division ASCE, vol. 100 No. GT7 (1974), 763–785.
40. *C.C. Ladd, R. Foot, K. Ishihara, F. Schlosser, H.G. Poulos*, Stress-deformation and strength characteristics. Proc. of the 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio, Japan, vol. 2 (1977), 421–491.
41. *Z. Lechowicz*, An evaluation of the increase in shear strength of soft soils. Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat, den Haan, Termaat & Edil (eds.), Balkema, Rotterdam (1994), 167–178.
42. *S. Leroueil, JP. Magnan, F. Tavenas*, Embankments on soft clays. Ellis Horwood Limited, England (1990).
43. *H.I. Ling, D. Leschinsky, P.A. Gilbert, M.R. Palermo*, In-situ capping of contaminated submarine sediments: Geotechnical considerations.

Environmental Geotechnics, Kamon (ed.), Balkema, Rotterdam (1996), 575–580.

44. *T. Matsui, Ka-Ching*, Availability of shear strength reduction technique. ASCE Geotechnical special publication No.31, Stability and performance of slopes and embankments II, vol. 1 (1992), 445–460.

45. *G. Mesri, Abdel-Ghaffar*, Cohesion intercept in effective stress stability analysis. Jour. Geotechnical engineering division ASCE, vol. 119 No. 8 (1993), 1229–1249.

46. *J. Nuyens et al.*, National Report 10 - CPT in Belgium in 1995. Proc. Int. Symposium on Cone Penetration Test, Sweden, vol. 1 (1995), 17–27.

47. *I. Odler*, Special inorganic cements. E&FN Spon, London (2000).

48. *I.C. Pyrah*, One-dimensional consolidation of layered soils. Gotechnique, vol. 46 no. 3 (1996), 555–560.

49. *R.L. Schiffman*, Theories of consolidation: a comparative study. Proc. Symposium on Developments in Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand, January (1994).

50. *R.L. Schiffman, S.K. Arya*, One-dimensional consolidation. Numerical methods in geotechnical engineering, Desai & Christian (eds.), McGraw – Hill (1977), 364–398.

51. *A. Schofield, P. Wroth*, Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, UK, (1968).

52. *M. Tavassoli, R. Bakeer*, Finite element study of geotextile reinforced embankments. Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India (1994), 1385–1388.

53. *F. Tavenas*, Some aspects of clay behaviour and their consequences on modelling techniques. Laboratory shear strength of soil, ASTM STP 740; Yong, Townsend (eds.), (1981), 667–677.

СОДЕРЖАНИЕ

Об авторах.....	5
1. ВВЕДЕНИЕ.....	11
2. СТРОИТЕЛЬСТВО НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ.....	14
2.1. Работа глинистого основания под нагрузкой.....	14
2.2. Поэтапное строительство	17
2.2.1. Методология проведения анализа	19
2.2.2. Анализ консолидации	20
3. АНАЛИЗ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ СЛАБЫХ НЕДРЕНИРОВАННЫХ ГРУНТОВ	22
3.1. Введение.....	22
3.2. Работа на сдвиг нормально уплотненных глин.....	22
3.3. Нормализованное поведение грунта	24
3.4. Работа на сдвиг переуплотненных глин	25
3.5. Методы лабораторных испытаний	28
3.5.1. Общие замечания	28
3.5.2. Метод SHANSEP	30
3.5.3. Обсуждение результатов	32
3.6. Анизотропия прочности в недренированных условиях	33
3.7. Заключительные рекомендации.....	37
4. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ	39
4.1 Введение.....	39
4.2. Причины развития потери устойчивости откосов	40
4.3. Условия устойчивости при проведении анализа	42
4.4. Методы анализа устойчивости	44
4.4.1. Метод предельного равновесия	44
4.4.2. Методы снижения прочности	46
4.4.3. Сравнение методов предельного равновесия и снижения сдвиговой прочности.....	49
4.5. Механизмы разрушения высокочувствительных глин	52
4.5.1. Сползание пластов плавунных глин.....	54
4.5.2. Анализ с учетом давления поровой воды	57
4.5.3. Механизм скольжения в массивах плавунных глин.....	61
4.5.4. Выводы	66
4.6. Риск разжижения.....	67
4.7. Анализ устойчивости откоса на примере насыпи Doeldok	68

5. ОЦЕНКА КОНСОЛИДАЦИИ	75
5.1. Теория одномерной консолидации.....	75
5.2. Теория бесконечно малых деформаций.....	76
5.2.1. Численное решение	78
5.2.2. Применение программы SSCON-FD	81
5.3. Теория конечных деформаций.....	83
5.4. Соотношение теории бесконечно малых деформаций и теории конечных деформаций	85
5.5. Консолидация на площадке Doeldok.....	86
5.6. Выводы	91
 6. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЛОЩАДКИ	92
6.1. Введение.....	92
6.2. Геологический разрез и характеристики грунтов площадки.....	92
6.3. Выбор параметров для проектирования	94
6.3.1. Слабые донные отложения	94
6.3.2. Глина Boom.....	101
6.3.3. Песок.....	102
6.3.4. Принятые параметры грунтов	103
 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДВОДНОЙ НАСЫПИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ	104
7.1. Введение.....	104
7.2. Геометрия насыпи	106
7.3. Анализ устойчивости	106
7.3.1. Анализ в недренированных условиях	107
7.3.2. Анализ устойчивости в дренированных условиях.....	110
7.4. Осадки	111
7.4.1. Прогноз осадок основе закономерностей поведения грунтов	111
7.4.2. Прогноз осадок с использованием программы конечных элементов.....	112
7.5. Заключение	112
 8. УЛУЧШЕНИЕ ГРУНТОВ МЕТОДОМ ГЛУБИННОГО ПЕРЕМЕШИВАНИЯ	114
8.1. Введение.....	115
8.2 Применение метода глубинного перемешивания.....	115
8.3 Механизм стабилизации	116
8.3.1. Стабилизация известью	117
8.3.2. Стабилизация цементными вяжущими веществами	118
8.4. Методы устройства колонн	119
8.5. Бельгийский опыт применения технологии глубинного перемешивания на материке	121
8.5.1. Характеристики грунтов на материке	122
8.5.2. Вяжущие вещества, применяемые на материке	124
8.5.3. Закрепление известковым цементом в лабораторных условиях ..	124

8.5.4. Стабилизация известковым цементом in-situ	126
8.5.5. Замечания по поводу практики применения сухого глубинного перемешивания на материковых территориях	134
8.6. Оценка технологии глубинного перемешивания на подводной площадке	135
8.6.1. Свойства грунта, искусственно подвергнутого цементации в лабораторных условиях	135
8.6.2. Свойства зацементированного грунта в полевых условиях	143
8.6.3. Сравнение поведения грунтов в лабораторных и полевых условиях	146
9. Строительство и мониторинг насыпи	149
9.1 Введение	149
9.2. Строительство насыпи	149
9.3. Контроль качества песка в теле насыпи	150
9.4. Измерительная аппаратура и мониторинг	156
9.4.1. Поровое давление	156
9.4.2. Осадки	157
9.5. Заключение	159
Список литературы	160

Научное издание

Вильям Ван Импе, Р.Д. Верастеги Флорес

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО И МОНИТОРИНГ
НАСЫПЕЙ НА ШЕЛЬФЕ В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ**

Редактор Л. А. Мозгунова

Электронная подготовка издания Е. В. Дубинин

Сдано в набор 25.06.2007. Подписано в печать 30.09.2007. Формат 70×100/16.
Печать офсетная. Бумага офсетная. Усл. печ. л. 20,5. Тираж 500 экз. Зак.

НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект».
190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4.

Отпечатано в типографии NP print.
190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 29.

В серии «Достижения современной геотехники»
вышли в свет следующие книги:

К. Ишихара

«ПОВЕДЕНИЕ ГРУНТОВ
ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ»
2006 г.

В. Ван Импе, Р. Д. Верастеги Флорес

«ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО
И МОНИТОРИНГ НАСЫПЕЙ НА ШЕЛЬФЕ
В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ»
2007 г.