

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Пермский национальный исследовательский
политехнический университет»

А.Б. Пономарев, С.В. Калошина,

С.И. Старцева, М.А. Безгодков

СТРОИТЕЛЬСТВО
НА УРБАНИЗИРОВАННЫХ
ТЕРРИТОРИЯХ

*Утверждено
Редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия*

Издательство
Пермского национального исследовательского
политехнического университета
2012

УДК 624.15
С86

Рецензенты:

канд. техн. наук, доцент *В.Г. Офрихтер*
(ОАО «Технострой», г. Пермь);
заслуженный строитель РФ, канд. техн. наук,
профессор *А.Н. Юзефович*
(Пермский национальный исследовательский
политехнический университет)

С86 **Строительство** на урбанизированных территориях : учеб. пособие /
А.Б. Пономарев, С.В. Калошина, С.И. Старцева, М.А. Безгодов. – Пермь :
Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. – 199 с.

ISBN 978-5-398-00954-5

Изложены общие сведения о строительстве и проектировании зданий на урбанизированных территориях.

Рассмотрены вопросы, связанные с разработкой вблизи существующих зданий котлованов; вопросы понижения уровня грунтовых вод; строительства вблизи существующих малоэтажных зданий новых со значительными нагрузками на основание; влияния технологических нагрузок на основание существующего здания при погружении свай или шпунта; проектирования и строительства объектов на склонах.

Предназначено для магистров, обучающихся по программе «Подземное и городское строительство», студентов строительных специальностей высших учебных заведений, также может быть полезно аспирантам и слушателям курсов повышения квалификации строительско-проектных организаций.

УДК 624.15

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	6
Глава 1. Инженерно-геологические процессы и явления, развивающиеся на урбанизированных территориях	11
1.1. Инженерно-геологические процессы и явления. Общие положения	11
1.2. Опасные инженерно-геологические процессы	15
1.2.1. Гравитационные склоновые процессы	15
1.2.2. Водно-эрозионные процессы	20
1.2.3. Процессы, связанные с подземными водами	22
1.2.4. Карстовые явления	26
1.2.5. Суффозионные явления	27
1.2.6. Просадочные явления	27
1.3. Развитие опасных инженерно-геологических процессов на территории Пермского края	29
Вопросы для самопроверки	34
Глава 2. Строительство зданий на урбанизированных территориях	36
2.1. Особенности возведения зданий в условиях плотной городской застройки	36
2.2. Понятие и нормирование дополнительных деформаций	37
2.3. Причины деформаций существующих зданий при новом строительстве	39
2.4. Учет сложившихся условий при строительстве новых зданий	42
2.4.1. Учет конструктивных особенностей существующих зданий в условиях плотной городской застройки	44
2.4.2. Учет инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительства	48
2.4.3. Учет технологии производства земляных работ	50
2.5. Устройство котлована вблизи существующего фундамента	52
2.6. Устройство глубоких котлованов	57
2.6.1. Виды ограждения глубоких котлованов	57
2.6.2. Технологии устройства глубоких котлованов	58
2.7. Строительное водопонижение в условиях плотной городской застройки	67
2.8. Меры по уменьшению влияния нового здания на соседние	75
2.9. Деформации существующих зданий при строительстве рядом с ними новых зданий	79

2.10. Мониторинг эксплуатируемых зданий и геологической среды	81
2.11. Численные методы расчета осадок зданий и НДС оснований	83
2.11.1. Возможности программного комплекса Plaxis	86
2.11.2. Выбор модели грунтового основания для геотехнического моделирования в программном комплексе Plaxis	89
2.12. Роль экспериментальных исследований в области геотехники	93
Вопросы для самопроверки	95
Глава 3. Удерживающие подпорные сооружения и методы обеспечения устойчивости склонов	97
3.1. Дом на склоне	97
3.2. Современные методы обеспечения устойчивости оползневых склонов.....	104
3.3. Удерживающие мероприятия и статически чувствительные конструкции на неустойчивых склонах.....	116
3.3.1. Влияние воды	117
3.3.2. Сдвиговые параметры. Их влияние и определение	118
3.3.3. Давление ползучести на конструкции в неустойчивых откосах.....	124
3.3.4. Конструкции на неустойчивых и/или крутых склонах	126
3.4. Анализ устойчивости оползневого склона и проектирование армированной подпорной стенки.....	140
3.4.1. Анализ физико-механических свойств грунтов.....	140
3.4.2. Обследование территории вблизи оползня	141
3.4.3. Расчет общей устойчивости склона	142
3.4.4. Мероприятия по обеспечению устойчивости склона.....	147
3.5. Методы расчетов устойчивости откосов, армированных геосинтетическими материалами	148
3.6. Разработка вариантных решений по обеспечению устойчивости подпорной стенки	152
3.7. Обеспечение устойчивости стен котлована при строительстве подземной автостоянки.....	157
3.8. Оценка устойчивости оползнеопасного склона в условиях городской застройки.....	160
3.9. Организация мониторинга склоновых участков.....	167
3.9.1. Особенности геологической среды г. Перми	167
3.9.2. Анализ современных инструментальных методов мониторинга склоновых процессов	169

3.9.3. Анализ современных методов прогноза развития склоновых процессов	171
3.9.4. Содержание мониторинга склонов	171
3.9.5. Прогнозируемые параметры	174
Вопросы для самопроверки	175
Список рекомендуемой литературы	177
Приложение 1. Пример выполнения расчета в программном комплексе Plaxis	178
Приложение 2. Штамповые модельные испытания песчаных оснований	191

ВВЕДЕНИЕ

Термин «урбанизация» (от лат. urbanus – городской) обозначает процесс повышения роли городов в развитии общества. В настоящее время в России и в мире наблюдается глобальная тенденция к урбанизации стран – процесс увеличения доли городского населения, который сопровождается ростом экономической, политической и культурной значимости городов по сравнению с сельской местностью. К урбанизированным территориям относят площади городов и поселков городского типа в их административных границах. Пермь является одним из крупнейших городов Урала и России. Его вклад в экономику страны и края трудно переоценить. Город располагает мощным промышленным потенциалом, является важным культурным и научным центром страны. Пермь – основной донор бюджета края. Вместе с тем для города характерны многие проблемы, свойственные и другим городам подобного ранга, которые определяются, с одной стороны, природной обстановкой, а с другой – планировочными решениями и их реализацией в застройке и эксплуатации городской территории.

В настоящее время условия строительства в крупных городах таковы, что наиболее интенсивно строительные работы ведутся в центральной части населенных пунктов. Отличительной особенностью современного городского строительства является стремление к освоению подземного пространства. Это связано, с одной стороны, с привлекательностью для инвесторов размещения объектов в районах с уже развитой инженерной инфраструктурой и наибольшей концентрацией населения, а с другой – с исторической психологией престижности объектов недвижимости в центральных районах городов. В этом случае при проектировании зданий и инженерных сооружений, а также при выполнении работ «нулевого цикла» в условиях городской застройки как проектировщикам, так и подрядным организациям необходимо решить сложные геотехнические проблемы. Игнорирование этих проблем может привести в лучшем случае к нарушению условий нормальной эксплуатации инженерных сооружений, а в худшем – к аварийным ситуациям и человеческим жертвам. Современные строительные технологии производства работ «нулевого цикла», именующиеся сегодня в широком кругу специалистов геотехнологиями,

позволяют решать любые инженерные задачи строительства и реконструкции.

Переход от типового строительства на свободной территории к реконструкции и новому строительству в сложных условиях плотной городской застройки урбанизированных территорий – это актуальная задача всех участников современного строительного комплекса. Согласно Европейскому международному стандарту Eurocode 7 подобное (Geotechnics) строительство относится к III наиболее сложной геотехнической категории. Работы «нулевого цикла» в данных условиях оказываются самыми дорогими.

Первая проблема, с которой приходится сталкиваться строителям при освоении геотехнического пространства в условиях плотной застройки, – это подготовка территории будущей площадки строительства. Данная проблема достаточно сложна и требует решения нескольких задач, а именно:

– Оценка геотехнической ситуации строительства, которая должна включать в себя комплексные инженерно-геологические и инженерно-экологические изыскания с учетом возможных геодинамических процессов и явлений, а также оценку состояния грунтов основания и фундаментов вблизи существующих зданий и сооружений. Такой подход необходим, так как за время эксплуатации построенных зданий, как правило, происходит изменение гидрологической и геологической обстановки. В пределах будущей площадки строительства меняются прочностные и деформативные свойства грунтового массива. Кроме того, необходимо оценить техническое состояние фундаментов существующих зданий с точки зрения возможности восприятия ими части давления от вновь устраиваемых зданий. Негативные процессы и явления, развивающиеся на урбанизированных территориях, в частности на территории г. Перми, подробно рассмотрены в гл. 1 настоящего пособия.

– Разработка мероприятий по предотвращению возможных разрушений расположенных вблизи зданий во время производства геотехнических работ и выбор щадящей технологии работ «нулевого цикла». Игнорирование данного этапа неминуемо приведет к возникновению нежелательных аварийных ситуаций.

– Перенос существующих коммуникаций с учетом нового строительства.

Вторая важная проблема – выбор типа и конструкции фундамента будущего сооружения. При выборе фундаментов в плотной городской застройке необходимо учитывать сложное напряженно-деформируемое состояние грунтового массива, которое возникает из-за взаимного влияния существующих и вновь возводимых зданий. В этом случае эпюры напряжений в грунтовом массиве будут накладываться друг на друга, что может привести к недопустимому перенапряжению уже нагруженного грунтового основания. Обычно следствием этого является развитие дополнительных деформаций существующих зданий и переход их в аварийное состояние.

Кроме того, необходимо грамотно подобрать конструкцию нового фундамента и осуществить его устройство с учетом не только геологических условий строительства, но и возможного влияния новых фундаментов на уже существующие. В составе проекта должен быть выполнен прогноз геотехнической обстановки как на этапе строительства, так и на этапе нормативного срока эксплуатации здания. В этом случае при производстве геотехнических работ необходимо соблюдать определенный технологический регламент, который заключается в создании параметров щадящих режимов производства работ, обеспечении надлежащего контроля за качеством работ нулевого цикла и обеспечении геотехнического мониторинга. Основные позиции технологического регламента должны содержаться в проекте организации работ, а в уточненном виде – в проекте производства работ.

Третья важная проблема – стоимость устройства фундаментов. Известно, что стоимость выполнения геотехнических работ составляет от 10 до 40 % общей стоимости строительно-монтажных работ по зданию, в зависимости от сложности геологических условий и уровня ответственности сооружения. С учетом выполнения всех перечисленных выше требований понятно, что производство работ «нулевого цикла» в условиях плотной городской застройки потребует от инвестора значительно больших вложений, нежели при строительстве аналогичных сооружений на свободных площадках.

В этом случае, для того чтобы сохранить привлекательность для инвестора такого проекта с точки зрения быстрой окупаемости капитальных вложений, необходимо устраивать такие виды фундаментов, которые обеспечивают высокую рентабельность используемого земельного участка. Этого можно добиться, используя современные гео-

технологии, такие как «стена в грунте», грунтовые анкера, высоконапорное закрепление грунтов, армирование оснований, устройство СФА-сваи и т.п., которые позволяют эффективно использовать подземное пространство под зданиями, а также дают возможность передать значительные полезные нагрузки от тяжело нагруженных сооружений на грунтовое основание.

Четвертая проблема – это выполнение геотехнических работ по устройству фундаментов. Возведение зданий в непосредственной близости от существующих сооружений является несравнимо более сложной задачей, чем строительство отдельно стоящего дома. Как показывает опыт строительства в крупных населенных пунктах, несоблюдение требований к правилам проведения работ нулевого цикла на застроенных территориях приводит к недопустимым деформациям существующих зданий (трещины в несущих стенах, перекос маршей, сдвиг перекрытий и т.п.) вплоть до их полного разрушения. Опасность возникновения аварийной ситуации особенно велика при строительстве на структурно-неустойчивых и техногенных грунтах.

Наиболее сложными геотехническими работами можно считать следующие: разработка вблизи существующих зданий котлованов, особенно с применением технологий водопонижения грунтовых вод; строительство вблизи существующих малоэтажных зданий новых со значительными нагрузками на основание; передача динамических нагрузок на основание существующего здания при погружении свай или шпунта, строительство объектов на склонах. Все эти вопросы подробно рассмотрены в гл. 2 и 3 настоящего пособия.

В гл. 3 пособия также представлены материалы научно-исследовательских, проектно-изыскательских и инженерно-обследовательских работ, выполненных в последнее время на кафедре «Строительное производство и геотехника» ПНИПУ. Все результаты исследований подтверждены практикой проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Также в настоящем разделе представлены результаты исследований, которые были выполнены в Венском техническом университете (Австрия) и в рамках партнерских соглашений любезно предоставлены для изучения Почетным доктором ПНИПУ, профессором Хайнсом Брандлем (п. 3.2 и 3.3).

Обобщая имеющийся опыт строительства зданий и сооружений как в России, так и за рубежом, можно заключить, что вопрос о сни-

жении степени риска при производстве геотехнических работ для окружающей территории является крайне важным при строительстве в условиях плотной городской застройки на урбанизированных территориях. Поэтому авторы настоящего издания посчитали необходимым сконцентрировать внимание студентов строительных специальностей именно на данном аспекте современного строительства. По мнению авторов, издание будет интересно и широкому кругу инженерно-технических работников строительных и проектных организаций, осуществляющих строительство в условиях плотной городской застройки. Основные схемы, иллюстрации и таблицы приведены с учетом действующих СНиПов, СП, ВСН, ТСН и рекомендаций, действующих на территории РФ на момент издания настоящего пособия.

ГЛАВА 1. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ И ЯВЛЕНИЯ, РАЗВИВАЮЩИЕСЯ НА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

1.1. Инженерно-геологические процессы и явления.

Общие положения

Следствием человеческого вмешательства в природную обстановку можно считать изменение почти всех компонентов среды, входящих в сферу влияния человека. Активному воздействию подвержены как атмосфера, почвенный покров, подземная и поверхностная гидросфера, рельеф и растительность, так и современные геодинамические процессы и явления, являющиеся предметом изучения динамической геологии.

Динамическая геология – направление геологии, занимающееся изучением разнообразных геологических процессов, форм рельефа земной поверхности, взаимоотношений различных по генезису горных пород, характера их залегания и деформации. Известно, что в ходе геологического развития происходили многократные изменения состава, состояния вещества, облика поверхности Земли и строения земной коры. Эти преобразования связаны с различными геологическими процессами и их взаимодействием.

Среди них выделяются две группы:

1. Эндогенные (от греч. эндос – внутри), или внутренние, связанные с тепловым воздействием Земли, напряжениями, возникающими в ее недрах, с гравитационной энергией и ее неравномерным распределением.

2. Экзогенные (от греч. экзос – снаружи, внешний), или внешние, вызывающие существенные изменения в поверхностной и приповерхностной частях земной коры. Эти изменения связаны с лучистой энергией Солнца, силой тяжести, непрерывным перемещением водных и воздушных масс, циркуляцией воды на поверхности и внутри земной коры, с жизнедеятельностью организмов и другими факторами. Все экзогенные процессы тесно связаны с эндогенными, что отражает сложность и единство сил, действующих внутри Земли и на ее поверхности.

Одним из видов вмешательства человека в природную среду является строительство зданий и инженерных сооружений.

Строящееся или возведенное сооружение взаимодействует с природной средой. Воздействие сооружения проявляется в изменении напряженного состояния грунтов и массивов (нагрузки на основания от сооружений и транспорта, извлечение из недр полезных ископаемых, разработка котлованов, выемок, карьеров, подземных выработок), нарушении теплового и водного режимов грунтов (уничтожение растительности, осушение или обводнение территорий), изменении гидрогеологических условий (откачка подземных вод, дренаж грунтовых вод, заполнение водохранилищ) и др.

Возведение сооружений ускоряет либо замедляет, оживляет или ослабляет и видоизменяет природные экзогенные геологические процессы и обуславливает возникновение и развитие новых процессов, аналогичных естественным, но нередко ярче выраженных, а также процессов, не имеющих аналогов в природе. Процессы и явления, главным агентом возникновения и развития которых является человек, называются *инженерно-геологическими*. В отличие от природных эти процессы и явления развиваются главным образом в массивах, ставших объектами хозяйственной, в особенности инженерной, деятельности и выступающих как основания, среда, материалы различных сооружений и как объекты разработки, а также добычи ископаемых. Эти процессы протекают локально, часто с относительно более высокой скоростью и более интенсивно, нежели их естественные аналоги. Возникновение, развитие и действия инженерно-геологических процессов планомерно направляются, регулируются и управляются человеком. Однако имеют место и побочные процессы и явления, пока еще не управляемые, например оседания поверхности земли при извлечении из недр полезных ископаемых, сдвигении подземных выработок, местные землетрясения в зоне горных работ и вблизи глубоких водохранилищ и др.

В табл. 1.1 охарактеризованы основные инженерно-геологические процессы и явления, развивающиеся при аэродромном, железнодорожном, мостовом, гидротехническом и подземном строительстве.

Таблица 1.1

Основные инженерно-геологические процессы и явления,
развивающиеся при различных видах строительства

Вид строительства	Вертикальные зоны и характерные признаки строительства	Грунты-основания, среда и материалы сооружений, объекты разработки	Основной тип искусственного воздействия на природную обстановку	Характерные инженерно-геологические процессы, явления и образования
Аэродромное, автодорожное	Глубина сезонного промерзания и оттаивания грунтов. Обычно зона аэрации с присутствием воздуха в порах пород. Переменные влажность, льдистость и температура грунтов	Главным образом почвы, покровные породы	Нарушение теплового и водного режима грунтов. Динамическое воздействие с возможностью бокового выпирания грунтов. Укатка и трамбование грунтов, нагрузка от движущихся самолетов и автомашин	Деформации площадок и дорожного полотна при замерзании и оттаивании грунтов (дорожные пучины, наледи, солифлюкация, термокарст); образование дорожных колеи
Железнодорожное, мостовое, портовое, промышленное и гражданское	Глубина до 30 м. Обычно зона активного выветривания и водообмена. Сезонные колебания температуры грунтов затухают книзу. Переменная и постоянная влажность грунтов	Главным образом осадочные породы, преимущественно рыхло-обломочные, талые и мерзлые	Нарушение теплового режима. Разгрузка массивов при вскрытии котлованов и выемок. Подвижная нагрузка. Нагрузки от сооружений. Обводненные территории. Подъем уровня грунтовых вод на застроенных территориях при конденсации влаги под водонепроницаемыми покрытиями и миграция ее к охлажденным поверхностям. Водопонижение	Обрушение откосов, оползни, выпирание грунтов откосов, пльвинные явления. Сжатие, осадки и выпирание грунтов оснований сооружений. Просадки, выщелачивание, набухание, размыв и засоление грунтов. Осадки поверхности земли. Наледи, деформации откосов и оснований при оттаивании мерзлых грунтов

Вид строительства	Вертикальные зоны и характерные признаки строительства	Грунты-основания, среда и материалы сооружений, объекты разработки	Основной тип искусственного воздействия на природную обстановку	Характерные инженерно-геологические процессы, явления и образования
Подземное. Разработка полезных ископаемых	Глубина десятки и сотни метров. Обычно зона водонасыщения. Постоянная и часто повышенная температура. Повышенное давление	Различные горные породы, чаще с преобладанием скальных включений	Местная разгрузка с ослаблением всего массива. Нарушение гидрогеологического, газового и теплового режима. Взрывание пород	Развитие горного давления. Сдвигание выработок, провалы и оседание дневной поверхности. Оседание поверхности земли при извлечении из недр подземных вод, нефти, газа, угля, руды и пр.
Гидротехническое	Глубина 10–100 м и более	Различные породы	То же. Нагружение чаши водохранилища водой. Нарушение гидрогеологического режима в прилегающей полосе	Переработка берегов водохранилищ. Подъем уровня грунтовых вод в прибрежной полосе, нередко ее заболачивание или засоление. Просадка вдоль каналов, шлюзов
Все виды строительства	Различные глубины	То же	Искусственное изменение состава, сложения, состояния и свойств пород	Уплотнение, осушение, увлажнение, замораживание оттаивание, упрочнение и ослабление пород. Разрушение либо связывание частей трещиноватых массивов пород

1.2. Опасные инженерно-геологические процессы

Под опасными инженерно-геологическими процессами понимается многообразие геологических процессов, которые происходят в приповерхностных частях литосферы под воздействием внешних природных и техногенных факторов и могут наносить существенный ущерб гражданским и промышленным сооружениям.

Перечень наиболее опасных геологических явлений и процессов, оказывающих существенное отрицательное влияние, включает:

- склоново-гравитационные (оползни, обвалы);
- водно-эрозионные (селевые потоки, русловые процессы, овражная эрозия);
- процессы, связанные с подземными водами (подтопление, карст, суффозия, просадки);
- процессы, связанные с ветро-волновыми явлениями на акваториях (морская абразия, переработка берегов водохранилищ);
- процессы криогенной группы (термокарст, морозное пучение, термоэрозия, солифлюкция, наледи);
- землетрясения, извержение вулканов и др.

1.2.1. Гравитационные склоновые процессы

Оползни. Как и другие геологические процессы, оползни развиваются под влиянием двух групп факторов: природных и техногенных. Согласно И.П. Иванову и Ю.Б. Тржцинскому, те и другие факторы можно разделить на две группы:

- 1) факторы, изменяющие свойства горных пород, слагающих склон;
- 2) факторы, изменяющие напряженное состояние пород приоткосного массива.

Наиболее часто оползни возникают на склонах, сложенных чередующимися водоупорными (глинистыми) и водоносными породами (например, песчано-гравийными, трещиноватыми известняковыми). Развитию оползней способствует такое залегание, когда слои расположены с наклоном в сторону склона или в этом же направлении пересечены трещинами. В сильно увлажненных глинистых породах оползни приобретает форму потока. В плане оползни часто имеют

форму полукольца, образуя понижение в склоне, называемое оползневой цирком. Продольный разрез и строение оползня показано на рис. 1.1. При активном развитии оползневых процессов на одном и том же склоне могут образовываться последовательно несколько оползней. В этом случае формируется ступенчатый оползневой склон с более или менее выраженными в рельефе так называемыми оползневыми террасами.

**Перечень основных факторов (процессов)
возникновения оползневых явлений:**

Природные факторы	Техногенные факторы	Характер и результаты воздействия
I группа факторов, изменяющих свойства горных пород, слагающих склон или откос		
Выветривание пород	Разрушение пород строительными, горными и другими работами	Уменьшение прочности пород за счет изменения их физического состояния
Увлажнение природными водами	Увлажнение техногенными водами	Уменьшение прочности пород за счет их разуплотнения, набухания и размокания
Изменение температуры пород	Оттаивание ММП при разработке МПИ и эксплуатации сооружений	Разрушение цементационных связей, уменьшение прочности
Суффозионный вынос	Фильтрационный вынос (выпор)	Уменьшение плотности и прочности песчано-глинистых пород
Вековая ползучесть горных пород	Продолжительность эксплуатации откосного сооружения	Реологические изменения, уменьшение прочности
Выпадение цементирующих соединений из природных растворов	Техническая мелиорация горных пород	Увеличение прочности и устойчивости пород
II группа факторов, изменяющих напряженное состояние горных пород приоткосного массива		
Эрозия и абразия	Подрезка природных склонов	Увеличение угла наклона склонов и откосов, возрастание сдвигающих усилий
Изменение базиса эрозии	Углубление выемки	Увеличение высоты склонов и откосов, возрастание сдвигающих усилий
Изменение уровня грунтовых вод	Осушение карьерных полей	Формирование гидростатического и гидродинамического давления воды

Природные факторы	Техногенные факторы	Характер и результаты воздействия
Затопление атмосферными осадками и поверхностными водами	Затопление и подтопление при строительстве гидротехнических сооружений	То же
Пригрузка склонов делювиальными и обвальными массами	Статическая и динамическая нагрузка от сооружений и транспорта	Возрастание сдвигающих усилий, формирование порового давления
Землетрясения	Наведенные землетрясения, промышленные взрывы	То же
Аккумуляция аллювиально-делювиальных отложений	Террасирование, подпорные сооружения	Увеличение удерживающих усилий. Возрастание коэффициента устойчивости



Рис. 1.1. Продольный разрез склона с телом оползня

Климатические факторы формирования динамики оползней многообразны, так как они определяют их тепловлагообеспеченность. Для оползней важнее степень увлажнения, т.е. то количество осадков, которое проникает в оползневый склон или оползневое тело. Эта величина существенно зависит от условий инфильтрации и может значительно меняться в течение года. Принято считать, что эта величина прямо пропорциональна годовой сумме осадков: чем больше осадков, тем сильнее увлажнены склоны. На самом деле так бывает далеко не всегда. Наиболее сложная зависимость наблюдается между увлажненностью склонов и осадками за холодный период года. И в данном случае количество влаги, поступающей в оползневые склоны, зависит не только и не столько от мощности снежного покрова, сколько от режима снеготаяния.

Обвалы – отрывы (отделения) и падения больших масс горных пород на крутых и обрывистых склонах гор, речных долин и морских побережий. Обвалы происходят в результате ослабления связности (цельности) горных пород, главным образом под влиянием процессов выветривания, деятельности поверхностных и подземных вод.

К основным видам обвальных явлений относятся вывалы, камнепады, скальные осыпи, а также комбинированные оползни-обвалы (рис. 1.2).

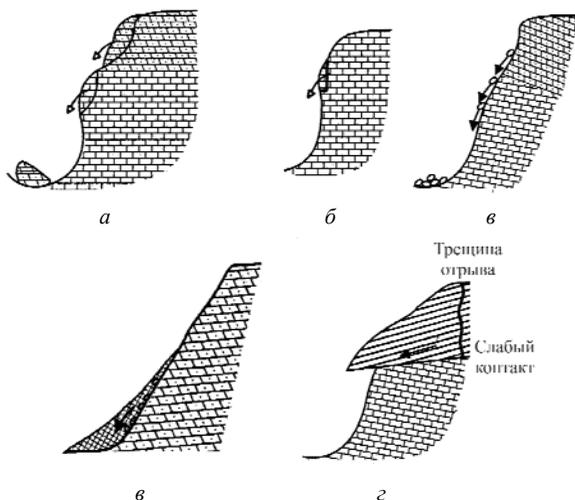


Рис. 1.2. Различные виды обвальных явлений: а – обвал; б – вывал; в – камнепад; г – осыпь; д – оползень-обвал

Объем крупнейшего обвала – Усойского (1911) на реке Мургаб (Памир) – составил около 2,2 млрд м³. В результате этого обвала образовались естественная плотина и Сарезское озеро.

Природные факторы формирования обвалов, по-существу, те же, что и для оползней. К ним относятся:

- литолого-петрографические особенности массива;
- климатические условия;
- геоморфологические условия;
- сейсмические условия;
- геолого-структурные особенности массива, включая тектоническую раздробленность и т.п.

К обвальным явлениям относятся также формирование развалов, рассыпание, камнепады.

Развалы – распад крупных глыб и блоков пород на пологих склонах и вершинах гребней. Причиной формирования развалов является выветривание и разгрузка напряжений массивов скальных пород.

Рассыпание – смещение развалов глыб и камней на незначительные расстояния по склону. Механизм рассыпания осуществляется под действием гравитационных сил

Камнепад – падение и смещение по склону отдельных камней, щебня и глыб. Камнепады формируются вследствие вывалов отдельных глыб или отрыва камней от неустойчивых частей на крутых склонах. В некоторых местах на крутых скальных склонах наблюдаются практически постоянные камнепады вследствие активных процессов выветривания. На таких участках можно наблюдать периодическое отрывание и скатывание вниз отдельных камней.

К техногенным факторам формирования или активизации рассматриваемых обвалов и обвальных явлений относятся:

- искусственная активизация выветривания массива;
- подрезка склонов;
- взрывы (динамические воздействия на массив);
- сельскохозяйственная деятельность, снижающая устойчивость склонов, и т.п.

Учет техногенных факторов обвальной опасности особенно необходим в горных областях при строительстве различных инженерных сооружений: прокладке дорог, трубопроводов, строительстве высокогорных плотин, промышленных и жилых зданий и др.

Особенно большая опасность возникновения техногенных обвальных явлений существует при строительстве и разработке глубоких карьеров.

При оценке *обвальной опасности* территорий определяют:

- относительную пораженность территории обвалами, %;
- площадь обвалоопасных склонов;
- частоту обвалов, шт/год на км².

Прогноз обвальной опасности склонов составляется на базе анализа состояния склона и факторов формирования обвальных явлений. Для этого используют

- данные мониторинга;

– расчет коэффициента устойчивости склона по эмпирическим формулам;

– моделирование.

Наиболее эффективна оценка обвальной опасности дистанционными методами на базе аэро- или космосъемки, а также по результатам мониторинга. С помощью многозональной аэрофотосъемки удастся изучать детали обвальной опасности на значительных территориях, в том числе в труднодоступных районах

В результате обвала может почти полностью разрушиться та или иная экосистема и сформироваться так называемая фаза обнажения – появление незаселенного пространства в геологическом массиве. Это вызовет следующую фазу сукцессии – миграцию организмов, затем их колонизацию и т.д. Таким образом, динамика и интенсивность обвальных явлений определяет в той или иной степени и динамику сукцессии в экосистемах.

Профилактические мероприятия включают в себя:

– выравнивание склонов;

– обрушение склонов;

– уборку опасных глыб;

– дренаж склонов.

Конструктивные мероприятия включают создание:

– защитных стенок;

– защитных дамб;

– контрфорсов;

– защитных галерей;

а так же укрепление склонов.

1.2.2. Водно-эрозионные процессы

Эрозионные процессы – комплекс процессов размыва почв, грунтов, берегов и русел рек, осуществляемых водными потоками, что в совокупности с гравитационными движениями (перемещениями) ведет к образованию долин, оврагов и снижению поверхности водосборных бассейнов. Различают плоскостную эрозию (эрозия почв), производимую на склонах временными нерусловыми потоками талых и дождевых вод; овражную эрозию, связанную с деятельностью временных потоков, сосредоточивающихся в бороздах и других линейно вытянутых понижениях на склонах, в балках, и линейную (речную) эрозию.

Русловые процессы. Добычу нерудных строительных материалов из русел рек строители считают экономически выгодной, так как она, как правило, осуществляется в непосредственной близости от мест жилищного или промышленного строительства. Тем самым значительно сокращаются транспортные расходы и расходы на организацию карьеров. Однако при этом не учитывается негативное влияние карьеров на природную среду, в основном посадки уровней и ухудшение экологической обстановки. Добыча аллювия из русловых карьеров является одним из самых заметных видов антропогенной нагрузки, которой подвергаются речные русла в последние несколько десятилетий. При разработке карьеров возникают прямые и косвенные нарушения системы «поток – русло». Прямые нарушения заключаются в изменении на участке реки бытовой формы поперечного сечения русла, уничтожении или видоизменении форм руслового рельефа. Это сказывается на гидравлических характеристиках потока, распределении скоростей течения, которые непосредственно связаны с мезоформами речного русла. Кроме того, изменяется режим гидравлических сопротивлений, поскольку при добыче уничтожаются микроформы речного дна. Глубина разработки русловых карьеров достигает 10 м и более, а площади разработки – десятков и сотен гектаров. В результате разработки русловых карьеров развивается трансгрессивная (ниже по течению) и регрессивная (выше по течению) эрозия. Первая объясняется осаждением в карьерной выемке донных наносов, вторая – посадкой уровней в результате глубокой трансформации русла и снижения гидравлических сопротивлений.

Селевые процессы. Селевыми потоками (селями) называют стремительные русловые потоки, состоящие из смеси воды и обломков горных пород, внезапно возникающие в бассейнах небольших горных рек.

Непосредственными причинами зарождения селей служат ливни, интенсивное таяние снега и льда, прорыв водоемов, землетрясения, извержения вулканов. Несмотря на разнообразие причин, механизмы зарождения селей имеют много общего и могут быть сведены к трем главным типам: эрозионному, прорывному и обвальнo-оползневому.

Формирование селей обусловлено определенным сочетанием геологических, климатических и геоморфологических условий: наличием селеформирующих грунтов, источников интенсивного обводнения грунтов, а также геологических форм, способствующих образованию достаточно крутых склонов и русел.

Источниками питания селей твердыми составляющими являются ледниковые морены с рыхлым заполнением, рыхлообломочный материал осыпей, оползней, обвалов, смывов, русловые завалы и загромождения, образованные предыдущими селями, древесно-растительный материал. Источниками питания селей водой являются дожди и ливни, ледники и сезонный снежный покров, воды горных рек.

1.2.3. Процессы, связанные с подземными водами

Подтопление – направленный процесс подъема уровня грунтовых вод и увеличения влажности грунтов на застроенных территориях, обусловленный изменением водного баланса под влиянием комплекса техногенных факторов при соответствующих природных условиях. Подтопление застроенных частей городских территорий следует считать типичным антропогенным процессом. Оно возникает там, где в результате деятельности человека изменен баланс подземных вод в сторону их увеличения. Это приводит к нарушению как режима подземных вод, так и влажностного режима зоны аэрации. Подтопление начинает зарождаться еще в процессе строительства и вступает в зрелую фазу в процессе эксплуатации городских зданий и сооружений.

Процессы подтопления зависят от природных и техногенных факторов. К природным относятся климатические, орографические, геоморфологические, геологические и гидрогеологические условия. Под комплексом техногенных факторов следует понимать суммарное воздействие строительной и хозяйственной деятельности человека на геологическую среду.

Активизации опасных геологических процессов способствуют такие техногенные факторы, как новое строительство, прокладка инженерных коммуникаций, и многие другие. Причины изменения уровня грунтовых вод (УГВ) делятся на группы в зависимости от стадии строительства, во время которой они возникают. Так, при возведении нового здания может произойти подтопление, уровень грунтовых вод при этом повысится; если производится некорректное применение технологии водопонижения, то могут появиться проблемы с колебаниями уровня грунтовых вод. На стадии эксплуатации опасность для зданий и сооружений может нести подтопление, водопонижение под вновь возводимым соседним зданием, а также агрессивное воздействие грунтовых вод на конструкции и строительные материалы подземной части. Данная классификация приведена на схеме (рис. 1.3).



Рис. 1.3. Основные причины изменения уровня грунтовых вод

Если говорить в целом, подтопление – это повышение уровня подземных вод и увлажнение грунтов зоны аэрации. Причины этого процесса можно разделить на естественные и искусственные.

Естественные причины подтопления:

1. *Пассивные*: климатические, геологические, гидрогеологические условия, подпор и изменения поверхностного стока.

2. *Активные*: режим подземных вод, атмосферные осадки.

Искусственные причины подтопления:

1. *Систематические*: утечки из водонесущих коммуникаций, инфильтрация из искусственных водоемов, барражный эффект.

2. *Периодические*: талые воды, сезонные.

3. *Эпизодические*: аварии.

Чтобы понять, как влияет подтопление на состояние грунтов, необходимо знание работы и свойств грунтов. Грунтом называется многокомпонентная система, которой даже при небольших нагрузках свойственно нелинейное поведение.

Грунт считается трехкомпонентной системой, в состав которой входят твердое вещество, жидкость и газ. В зоне промышленных и гражданских сооружений на относительно небольшой глубине в грунтах, как правило, присутствуют все три компонента одновременно. Однако на больших глубинах в особых условиях могут быть двухкомпонентные и однокомпонентные системы (например, при вечной мерзлоте может присутствовать лишь твердая составляющая или

твердая и газообразная). В зоне положительных температур ниже уровня грунтовых вод могут быть твердый и жидкий компоненты, которые называются грунтовой массой. Газ в условиях высокого гидростатического давления полностью растворяется в воде, но может выделяться из нее при повышении температуры и понижении внешнего давления. Таким образом, при внешних воздействиях, таких как строительство или эксплуатация зданий и сооружений, система может менять свой состав; например, однокомпонентная система может переходить в трехкомпонентное или двухкомпонентное состояние. При таком переходе обычно свойства грунта ухудшаются.

На свойства грунта значительно влияют минералогический и химический состав, наличие биологической составляющей. Единый геологический процесс, протекающий в грунте вследствие химических, биологических и физико-химических воздействий, изменяет свойства грунта во времени до строительства, при строительстве, в процессе эксплуатации.

Твердые составляющие грунта состоят из породообразующих минералов. Часть этих минералов инертна к воде, они не меняют своих свойств даже при изменении содержания воды, а также при широком диапазоне температур. Грунты, состоящие из таких минералов, считаются наиболее благоприятными для строительства, это магматические горные породы, метаморфологические и часть осадочных. Среди осадочных грунтов можно назвать пески, крупнообломочные грунты, песчаники, конгломераты. Многие грунты содержат наряду с инертными минералами другие, растворимые в воде. Минералы, которые являются растворимыми: гипс, галит, кальцит, слагают такие породы, как мрамор, известняк и гипс. В нескальных грунтах растворимые минералы обычно отсутствуют или представлены в небольших количествах. Однако даже при небольшом содержании такие минералы оказывают значительное влияние на свойства грунта. В сухом состоянии частицы грунта могут быть скреплены растворимыми минералами (например, в лессовых грунтах). При увлажнении связи разрушаются и грунт теряет прочность и деформируется даже под действием собственного веса, тем более под действием внешней нагрузки от зданий и сооружений.

Отрицательное воздействие подтопления наиболее интенсивно проявляется по отношению к грунтам, грунтовым водам, строительным конструкциям. Оно активизирует экзогенные геологические процессы (суффозию, эрозию, просадочность и склоновые гравитационные процессы). За последние десятилетия подтопление городских терри-

торий в России стало практически повсеместным. Из 1064 городов России этот процесс развивается в 792, что составляет 74,4 %. Подтоплению подвержены такие крупные города России, как Москва, Санкт-Петербург, Астрахань, Иркутск, Нижний Новгород и др.

Последствия подтопления взаимосвязаны. Связь между ними приведена на схеме (рис. 1.4).



Рис. 1.4. Последствия подтопления

В археологическом культурном слое городов и современных техногенных отложениях органические образования часто залегают в виде неразложившихся древесных остатков. Ниже уровня грунтовых вод и в засоленных грунтах они сохраняются веками. Если происходит понижение уровня грунтовых вод, появляется доступ кислорода, происходит разложение этих остатков, что приводит к ослаблению грунта и снижению несущей способности техногенных грунтов.

Процесс подтопления часто возникает вместе с загрязнением грунта. Этому способствуют атмосферные осадки, которые могут вызвать выщелачивание почвы и увеличение агрессивности подземных вод. Загрязнение оказывает влияние на активность органической составляющей грунта (появление плесени, грибка и насекомых).

Подтопление может привести к серьезным последствиям, поэтому необходимо принимать меры по защите от этого явления и его воздействия на здания, сооружения и территорию застройки. Меры защиты для зданий и сооружений могут быть в виде конструктивных мероприятий и мероприятий по укреплению грунта, которые, в свою оче-

редь, делятся на группы в зависимости от стадии строительства, на которой могут быть использованы. Классификация мер защиты от подтопления приведена в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Меры защиты от подтопления

Стадии	Защита территории от подтопления		
	Для зданий и сооружений		Для территорий застройки
	Конструктивные действия	Укрепление грунтов	Укрепление откосов Ремонт дорог Дренаж Вертикальная планировка Ливнесток
Эксплуатация	Усиление фундаментов Пояса из металла Капитальный ремонт	Укрепление грунтов основания Противооползневые мероприятия	
Новое строительство	Гидроизоляция Деление на отсеки Железобетонные пояса	Уплотнение грунта Грунтовые сваи Прорезка слабых грунтов Замена грунтов	

1.2.4. Карстовые явления

Слово «карст» (kras) означает камень или скалу и происходит от названия горного плато в Словении. Термин «карст» утвердился в научной литературе как название специфического процесса и порожденных им форм, свойственных территориям, сложенным растворимыми в воде горными породами. В русскоязычную литературу он введен в 1883 году Е.С. Федоровым при описании Кунгурской ледяной пещеры в Приуралье. Существует более 50 определений термина «карст», отражающих три подхода к этому природному феномену: географический, геологический и инженерно-геологический. В широком понимании карст – это сами формы и процесс их образования. Карст – сложный геодинамический процесс, оказывающий влияние на все элементы литосферы. Его можно рассматривать как геоморфологический (образование поверхностных и подземных форм рельефа); физико-географический (формирование особого типа ландшафта); геологический (растворение породы, изменение ее состава, структуры, текстуры и образования новых осадочных пород и полезных ископаемых); гидрогеологический (формирование коллоидно-химический (миграция химических элементов в системе «порода –

вода»); инженерно-геологический процесс (изменение прочностных свойств грунтов, снижение устойчивости территорий).

Карст возможен, если на какой-то территории существуют четыре основных условия его развития, а именно: наличие растворимых в воде горных пород; их трещиноватости; наличие движущейся воды (подземной или поверхностной); способность воды растворять породы. Скорость образования карстовых форм и явлений зависит от природных (количество, температура и химический состав атмосферных осадков; колебание уровней, температура и химический состав поверхностных и подземных вод; литологический состав карстующихся пород, их мощность и трещиноватость; литологический состав перекрывающих отложений, их мощность и водопроницаемость и др.) и техногенных (застройка, утечки воды из систем водоснабжения и канализации, объем водопотребления и водоотведения, нефте- и газопроводы, откачка воды из горных выработок и др.) факторов.

1.2.5. Суффозионные явления

Суффозия (от лат suffosio – подкапывание) – вынос из грунта мелких частиц, минералов и растворимых веществ фильтрующейся водой. Суффозионные процессы приводят к обрушению и проседанию земной поверхности. Большую опасность представляют дренаж и утечки из подземных коммуникаций. Особенно неустойчивы насыпные грунты. Большая часть поверхностных деформаций приурочена именно к ним.

Суффозионные процессы часто возникают на склонах речных долин и откосах котлованов и берегах водохранилищ при быстром спаде паводковых вод или сбросе лишних вод, в местах выхода на поверхность грунтовых вод, на орошаемых территориях. В откосах строительных выемок суффозионный вынос частиц приводит к оседанию поверхности, образованию провалов, воронок, оползней.

1.2.6. Просадочные явления

Просадки – уплотнение грунта, находящегося под действием внешней нагрузки или только собственного веса. Происходят при искусственном замачивании (в лессе и лессовидных отложениях), оттаивании (термические просадки в мерзлых грунтах), динамических воздействиях (вибрационные просадки). Величина проседания поверхности, вызванная просадкой грунтов, колеблется от долей

сантиметров до 2 м. Просадки могут вызывать образование трещин на поверхности и в массиве грунта. Если фильтрация влаги в просадочных при замачивании грунтах происходит после окончания просадочных явлений, то возможна послепросадочная деформация грунта за счет выщелачивания из него водорастворимых соединений. Причины просадочных явлений (в лессе и лессовидных отложениях) – недоуплотненное состояние грунта с теряющими прочность при замачивании связями частиц. При данной влажности грунта каждой величине давления отвечает определенная его пористость, уменьшающаяся с возрастанием давления. Междучастичные связи в грунте могут задержать его уплотнение, несмотря на увеличение (под влиянием веса новых отложений или построенных сооружений) давления, благодаря чему создается несоответствие пористости давлению – недоуплотненное состояние. При снижении прочности связей частиц грунта (например, при замачивании лесса в результате утечек из водопроводной сети или при повышении уровня грунтовых вод вблизи водохранилищ) возникают просадочные явления. Недоуплотненное состояние лесса и лессовидных отложений характерно для засушливых полупустынных или степных районов (Средняя Азия, Украина, Северный Кавказ, Китай, юг Центральной Европы, бассейн Миссисипи).

Просадочные свойства лесса и лессовидных грунтов изучаются в компрессионных приборах, путем замачивания котлованов и другими способами. Отношение величины уплотнения грунта при замачивании к первоначальной высоте образца грунта называется относительной просадочностью (изменяется от 0 до 0,1 и больше). Просадочные явления возможны при возрастании влажности грунта до некоторой величины (начальная влажность просадки) и при давлении, превышающем некоторую величину (начальное давление просадки). Условия строительства на лессе и лессовидных грунтах подразделяются на два типа: просадки поверхности земли под действием собственного веса замоченного грунта менее 5 см, просадки поверхности более 5 см. Разные типы условий требуют различных строительных мероприятий. Для борьбы с просадочными явлениями в строительстве производится замачивание грунтов, силикатизация, уплотнение, обжиг, осуществляются конструктивные мероприятия и устраняются возможности замачивания оснований сооружений.

1.3. Развитие опасных инженерно-геологических процессов на территории Пермского края

Инженерно-геологические процессы на территориях городов имеют свои особенности, возраст, время проявления и существования. По данным исследований, проводимых В.И. Катаевым, В.П. Костаревым, В.Е. Малаховым, Пермский край относится к территориям с высоким уровнем развития геологических процессов, в том числе весьма опасных. Из 20 классифицированных СНиП 22-01–95 по категориям опасности природных процессов 14 и 8 из 11, рассмотренных в СНиП 22-02–2003, в той или иной мере развиты на территории Пермской градопромышленной агломерации (табл. 1.3, рис. 1.5) и должны быть учтены при строительстве. Наибольшее распространение на территории г. Перми получили такие процессы, как переработка берегов Камского и Воткинского водохранилищ, подтопление, заболачивание, оползневые и суффозионные процессы, овражная эрозия.

Таблица 1.3

Распространение опасных геологических процессов на территории г. Перми (по данным ОАО «ВерхнекамГИСИЗ»)

Административные районы	Инженерно-геологические процессы и явления												
	АГС	В	Зб	Зт	КС	Об	Оп	ПрБ	ПрГ	ПрТ	Пт	Э	Эол
Дзержинский	++	+	+++	+++	+++	–	+	++	+	++	+++	+	–
Индустриальный	++	++	+	++	++	+	+	+	++	+++	+++	++	–
Кировский	+++	+	+++	++	+	–	+	+++	+	+	+++	+	+
Ленинский	++	++	+++	+++	++	+	+	+++	+	++	+++	+	+
Мотовилихинский	++	+++	+++	++	++	+	++	++	++	+++	++	+++	+
Орджоникидзевский	+++	+++	++	++	++	+	++	+++	+	++	+++	++	–
Свердловский	+++	+++	+	–	+++	+	++	–	++	+++	+++	++	–

Условные обозначения: АГС – агрессивная (к строительным конструкциям и коммуникациям) геологическая среда (воды и грунты); В – выветривание скальных и полускальных грунтов (формирование трещиноватой и крупнообломочной зон коры выветривания); Зб – заболачивание; Зт – затопление; КС – карстово-суффозионные (в том числе выщелачивание сульфатных линз в терригенных породах) и суффозионные (в основном обусловленные техногенными причинами) процессы; Об – обвалы и осыпи; Оп – оползни (включая солифлюкционные); ПрБ – переработка берегов водохранилищ; ПрГ – просадочность лессовидных грунтов; ПрТ – горно-геологические, связанные с горными выработками XVIII–XIX веков, подработанные территории; Пт – подтопление; Э – эрозионные; Эол – эоловые (перенос песчаных и пылеватых грунтов). Активность проявления: +++ – сильная, ++ – средняя, + – слабая.

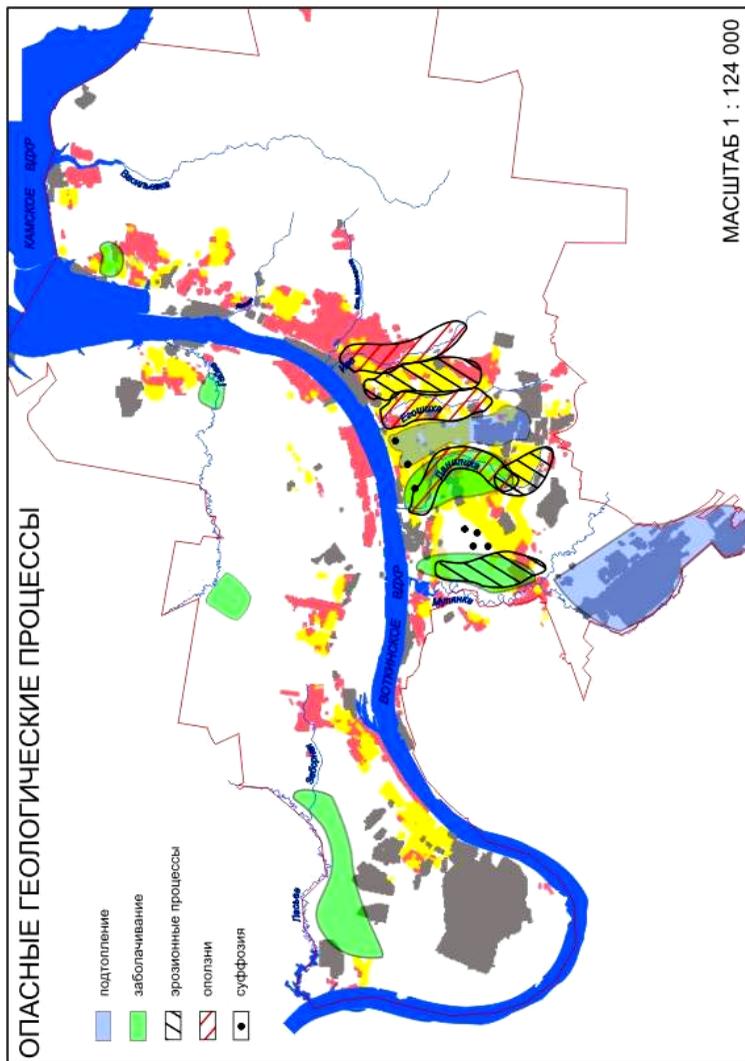


Рис. 1.5. Опасные геологические процессы, наблюдаемые на территории г. Перми

Подтопление

Подтопление – один из наиболее распространенных и ущербобразующих инженерно-геологических процессов. Примерно 40 % территории г. Перми подтопляемы или потенциально подтопляемы. Процесс возникает там, где в результате деятельности человека изменен баланс подземных вод в направлении уменьшения расходных и увеличения приходных составляющих, где нарушен режим подземных вод и влажностный режим зоны аэрации. Таким образом, проблема подтопления для г. Перми связана, в первую очередь, с воздействием техногенных факторов на водный баланс территории и широким распространением слабоводопроницаемых глинистых грунтов. Кроме того, для территории города характерны значительные площади распространения низких террас р. Камы, которые по своему геоморфологическому положению и гидрогеологическому строению являются потенциально подтопляемыми. Подтопление происходит также и на площадях распространения высоких камских террас, что обусловлено возникновением техногенной верховодки. Ее возникновение обусловлено неблагоприятными природными условиями (слабая дренированность и наличие в разрезе слабопроницаемых глинистых грунтов), на которые накладывается интенсивное техногенное влияние. Эксплуатация промышленных и гражданских сооружений, как правило, ведет к дополнительной инфильтрации в грунты утечек сточных вод. Объемы подобных утечек порой достигают 20 %. Подъем уровня грунтовых вод в зонах влияния предприятий со значительным водопотреблением может достигать 0,5–1 м в год. Влияние подтопления на условия функционирования сооружений проявляется в изменении (ухудшении) физико-механических свойств грунтов – оснований, воздействии агрессивных вод на металлические и железобетонные конструкции.

Суффозионные процессы

Суффозионные процессы на территории города проявляются в виде проседания поверхности, образования провалов в цокольной части зданий и обрушения. Наибольшую опасность для зданий и сооружений города представляют процессы суффозионного выноса в зонах интенсивной трещиноватости и пустот, приуроченных к старым горным выработкам в медистых песчаниках шешминского горизонта. Значительная часть провалов связана с водонесущими коммуникациями, проложенными, как правило, под автодорожными покрытиями.

На территории г. Перми наибольшее количество суффозионных провалов приурочено к трассам водонесущих коммуникаций, которые проложены в основном под автодорогами. Большую опасность для зданий и сооружений города представляет также суффозионный вынос грунтов из зон интенсивной трещиноватости и пустот, приуроченных к старым горным выработкам, использовавшимся при добыче медной руды из песчаников шешминской свиты. Значительная часть материалов о размещении выработок утрачена. Большинство входов в шахты и отвалов пород в застроенных районах в настоящее время спланировано и перекрыто почвенно-растительным слоем, асфальтом, насыпным материалом и т.п. Это создает трудности при прогнозировании площадей проявления суффозионных процессов.

Эрозионные процессы

В левобережной части города притоки р. Камы образуют достаточно густую речную сеть. Развитие эрозионных процессов на территории города обусловлено, прежде всего, особенностями рельефа, историей его формирования, литологическим составом четвертичных отложений и неотектоникой. Процессам оврагообразования во многом способствует нарушение сплошности растительного покрова, концентрация поверхностного стока и деформация склонов под действием техногенных факторов.

Оползневые процессы

Оползни формируются на склонах речных долин и оврагов. Часто причиной их возникновения является бесконтрольная эксплуатация земельных участков, сопровождающаяся беспорядочной отсыпкой бытовых отходов, засыпка естественных выходов подземных вод, плохая организация стоков поверхностных вод. Наибольшее развитие оползневые процессы получили на склонах рек Данилихи, Егошихи и Ивы. Иногда размер оползней достигает сотен метров с амплитудой смещения в десятки метров.

С наибольшей вероятностью оползни возникают по крутым склонам речных долин и крупных балок. Древние оползни с созданием водохранилищ активизировались. Реальная угроза подвижки оползневых тел существует всегда.

Результат оползневого процесса – площадки, ступени, бугры, цирки (седлообразные углубления) в нижних частях склонов.

Опасными участками, на которых наиболее вероятно возникновение оползневой активности, являются г. Оханск, пос. Усть-Нытва, с. Бубка – на правом берегу Воткинского водохранилища; район населенных пунктов Таман-Городище на Камском водохранилище.

В последние десятилетия активным рельефообразовательным явлением стала абразия. Размыв берегов вызывает обвалы – внезапные обрушения глыб и крупных блоков пород в подножие склонов. В результате совместного воздействия этих двух процессов возвышенные берега Камских водохранилищ приобретают вид крутой, иногда почти вертикальной, высокой (от нескольких метров до 20–30 м) стены. В первые годы после затопления водохранилищ суглинистые берега отступали со скоростью в несколько десятков метров в год, сегодня средние скорости переработки берегов 0,2–0,6 м/год.

Наибольшая густота овражного расчленения характерна для южной и центральной частей края как наиболее освоенных и возвышенных территорий региона – до 0,1–0,2 км/км², при обычном показателе всего 0,002–0,005 км/км² (2–5 м на 1 км²). Менее всего оврагов сегодня находится в северной части края.

Ежегодный прирост размеров (длины) оврагов в прочных породах составляет от нескольких сантиметров до десятков сантиметров, в рыхлых и легко размываемых – 1,0–1,5 м. Отдельные же овраги в годы сильного весеннего снеготаяния или обильных ливневых дождей могут вырастать на 10 м и более.

Заболачивание территорий

Заболоченные участки в пределах города наблюдаются в устьях почти всех малых рек. В приплотинной северной части города они соединяются, образуя единую цепь вдоль уреза реки. Основное влияние на заболачивание территории оказывают гидрогеологические, геоморфологические условия (в связи с неотектоническими движениями), литологический состав грунтов приповерхностной части. Иногда наличие на склонах водоразделов суглинков и глин пойменной и старичной фаций аллювия, глинистых элювиальных и озерных отложений затрудняет инфильтрацию атмосферных вод настолько, что приводит к застою и усилению заболачивания. Заболочивание долин рек отмечается в низовьях Мулянки, Гайвы, Пермьки, Данилихи.

Карстовые процессы

Характерной особенностью Пермского Приуралья как экономического региона является то, что часть горнопромышленных и городских агломераций находится в пределах распространения карстующихся пород. Данная особенность определена наличием промышленных залежей полезных ископаемых среди карстующихся пород (угли) или легкорастворимыми залежами (соли) и положением природных транспортных магистралей – рек, многие из которых по морфолого-гидрологическому типу относятся к транзитным карстовым, по берегам которых и расположены относительно крупные города края.

Карстовые процессы охватывают более 40 % территории края. Высокоопасный карст занимает 6,6 тыс. км².

Наличие большой площади поверхностных карстовых пород делает потенциально опасными как транспортные магистрали, так и объекты воздушного транспорта в связи с возможными провалами и смещениями поверхности.

На сегодняшний день карстово-техногенные системы сформировались на территориях практически всех крупных градопромышленных агломераций: Соликамск – Березники; Кизел – Губаха – Чусовой; Кунгур.

Основная часть карстовых провалов происходит в весенне-летний период (апрель – август) после прохождения весеннего половодья и паводка.

Вопросы для самопроверки

1. Чем занимается динамическая геология?
2. Что понимается под термином «эндогенные процессы»?
3. Что понимается под термином «экзогенные процессы»?
4. В чем различия эндогенных и экзогенных процессов?
5. Что подразумевает под собой термин «опасные инженерно-геологические процессы»?
6. Какие факторы влияют на изменение свойств горных пород и каков результат их воздействия?
7. Какую роль играет климат в образовании оползней?
8. Перечислите основные факторы, влияющие на возникновение оползневых явлений.
9. Что представляет собой такое явление, как обвал?

10. Какие основные виды обвалов вы знаете?
11. Перечислите основные факторы формирования обвалов.
12. Какие мероприятия направлены на предотвращение обвалов?
13. В чем состоит различие оползня и обвала?
14. Какую опасность представляют водно-эрозионные процессы?
15. Какие процессы называют эрозионными?
16. Что представляет собой селевой поток?
17. Назовите причины и этапы формирования селевого потока.
18. Каковы причины и последствия изменения уровня грунтовых вод?
19. Какие процессы происходят в грунтовом массиве при изменении уровня грунтовых вод?
20. Назовите меры защиты от подтопления.
21. Каковы возможности проявления карста?
22. Назовите причины и последствия просадочных явлений.
23. В чем заключается различие карстовых и суффозионных процессов?
24. Какие опасные инженерно-геологические процессы распространены на территории г. Перми и Пермского края?
25. Какие мероприятия по борьбе с опасными инженерно-геологическими процессами предложили бы вы применительно к территории г. Перми и Пермского края?

ГЛАВА 2. СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ НА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

2.1. Особенности возведения зданий в условиях плотной городской застройки

Возведение зданий вблизи или вплотную к существующим зданиям является значительно более сложной задачей, чем строительство отдельно стоящего дома. Это связано с тем, что строительство нового здания вблизи уже существующего вызывает дополнительное уплотнение основания, в результате чего увеличиваются напряжения в грунте (рис. 2.1), что, в свою очередь, может привести к появлению в кладке стен ранее построенных зданий трещин, перекосов проемов и лестничных маршей, к сдвигу плит перекрытий и т.п. Особенно возрастает опасность подобных деформаций при строительстве на основаниях, сложенных слабыми грунтами. Так, в Москве при опускании колодца для подземного гаража при строительстве делового центра на Мясницкой улице аварийные деформации получило расположенное рядом пятиэтажное жилое здание, которое позже было полностью разобрано.

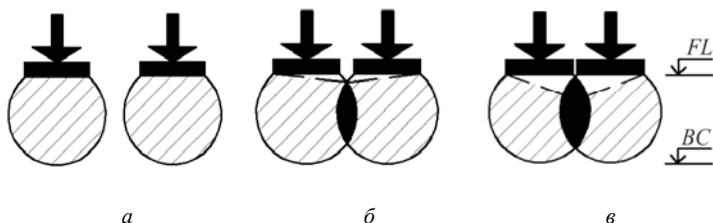


Рис. 2.1. Взаимное влияние двух фундаментов (зданий): *а* – зоны напряжений не перекрываются; *б*, *в* – зоны напряжений перекрываются; *FL* – уровень подошвы фундамента; *BC* – глубина активной зоны сжатия

С.Н. Сотников (1986) приводит данные по обследованию в Санкт-Петербурге 128 домов, вблизи которых были построены новые здания. До 80 % из них получили повреждения различной степени, вплоть до аварийных. Неповрежденными оказались в основном дома, которые были выше новых, а чем выше существую-

щих были новые дома, тем значительнее оказались повреждения. Аналогичное положение отмечалось в других городах страны, а также в ряде промышленных объектов.

2.2. Понятие и нормирование дополнительных деформаций

При строительстве зданий в стесненных условиях основными факторами, определяющими долговечность сооружений, являются деформации оснований, их осадки, под которыми понимают вертикальное смещение грунтовых оснований. Как известно, равномерная осадка всего сооружения не вызывает дополнительных напряжений в его конструкциях, тогда как разность осадок отдельных частей основания особенно сказывается на прочности фундаментов и надфундаментных конструкций.

Под действием дополнительных нагрузок от нового строительства основания существующих зданий претерпевают деформации, внешним проявлением которых чаще всего являются неравномерные осадки и крены существующих зданий. В результате этого происходит перераспределение усилий в надземных частях здания, которые могут вызвать образование в них трещин и даже их разрушение.

Осадку, которую получают существующие здания при уплотнении городской и промышленной застройки, принято называть дополнительной (S_{ad}). Критерий допустимости дополнительных деформаций, согласно п. 9.37 СП 22.13330.2011, записывается в следующем виде:

$$S_{ad} \leq S_{ad,u}, \quad (2.1)$$

где S_{ad} – дополнительная осадка основания фундамента (совместная дополнительная деформация основания и сооружения), определяемая в соответствии с указаниями п. 9.33 СП 22.13330.2011 с учетом совокупности воздействий, связанных с новым строительством или реконструкцией;

$S_{ad,u}$ – предельное значение дополнительной осадки основания фундаментов (предельное значение совместной дополнительной деформации основания и сооружения), устанавливаемое в соответствии с указаниями прил. Л СП 22.13330.2011 с учетом категории технического состояния сооружения окружающей застройки (прил. Е СП 22.13330.2011; табл. 2.1).

Таблица 2.1

Предельные дополнительные деформации основания фундаментов сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния нового строительства или реконструкции

№ п/п	Сооружения	Категория технического состояния зданий	Предельные дополнительные деформации основания фундаментов	
			Относительная разность осадок $(\Delta S/L)_u$	Максимальная осадка $S_{ad,u}^{\max}$, см
1	Гражданские и производственные одноэтажные и многоэтажные здания с полным железобетонным каркасом	I	0,0020	5,0
		II	0,0010	3,0
		III	0,0007	2,0
2	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных панелей	I	0,0016	4,0
		II	0,0008	3,0
		III	0,0005	2,0
3	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами их крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	0,0020	4,0
		II	0,0010	3,0
		III	0,0007	1,0
4	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из кирпича или бетонных блоков с армированными или железобетонными поясами	I	0,0024	5,0
		II	0,0015	3,0
		III	0,0010	2,0
5	Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	—	—
		II	0,0006	1,0
		III	0,0004	0,5
6	Высокие жесткие сооружения и трубы	I	0,004	5,0
		II	0,002	3,0
		III	0,001	2,0

Примечания: 1. $S_{ad,u}^{\max}$ – значение предельной дополнительной максимальной осадки основания отдельно стоящих фундаментов на естественном основании или свайных ростверков, в том числе при усилении оснований и фундаментов сооружений окружающей застройки.

2. Для сооружений с категорией технического состояния IV (предаварийное или аварийное) дополнительные деформации основания фундаментов не допускаются.

3. Значения табл. 2.1 допускается не применять, если в основании фундаментов реконструируемого сооружения в пределах сжимаемой толщи H_c , определенной с учетом требований 5.6.41, залегают грунты с модулем деформации $E \leq 7$ МПа или в основании залегают специфические грунты, указанные в разд. 6. Вместо указанных величин следует пользоваться значениями региональных таблиц, характерных для этих районов и приведенных в территориальных строительных нормах. В случае отсутствия соответствующих нормативных значений в территориальных строительных нормах необходимо руководствоваться данными табл. 2.1.

2.3. Причины деформаций существующих зданий при новом строительстве

Дополнительная осадка (в отличие от собственной осадки) возникает в результате трех главных причин:

1. Строительно-технологических воздействий на грунт основания существующего здания – дополнительная строительно-технологическая осадка ($S_{ad.t}$).

2. Изменения напряженного состояния основания существующего здания при загрузке массива грунта новым зданием – дополнительная осадка, вызванная уплотнением основания существующего здания вследствие передачи статической нагрузки от нового здания ($S_{ad.s}$).

3. Воздействий технологического оборудования, размещенного в новом здании, на основания соседних зданий – дополнительная эксплуатационная осадка ($S_{ad.e}$).

Осадки $S_{ad.t}$ и потеря устойчивости грунта основания соседних домов особенно опасны, когда новые сооружения возводятся в глубоких котлованах.

Наиболее существенными причинами развития строительно-технологической осадки $S_{ad.t}$ являются:

- разработка котлованов и траншей, прокладка подземных коммуникаций, пешеходных и транспортных тоннелей, особенно с применением водопонижения и без крепления стенок котлованов и траншей;

- откопка строительного котлована глубже подошвы существующих фундаментов;

- промораживание и оттаивание грунта под фундаментами зданий при зимнем ведении работ в соседнем котловане (рис. 2.2, а). Обстоятельства, приводящие к промерзанию и пучению грунтов основания, различны. Основной причиной промерзания грунтов при разработке котлована вблизи существующих фундаментов является нарушение правил производства работ в морозное время, т.е. недостаточность теплоизоляции существующих фундаментов и оснований. В связи с этим работы по возведению котлована вблизи существующих фундаментов в осенне-зимний период проводить не рекомендуется, а выкопанные летом и осенью котлованы необходимо засыпать до наступления морозов;

- разуплотнение основания восходящими потоками подземной воды при удалении ее открытым способом;

- ухудшение свойств грунта в основании работающими землеройными, сваебойными, уплотняющими машинами и механизмами

(например, использование при разработке котлована и удалении из него разбираемых старых фундаментов экскаватором с ковшом драглайн, передающим на грунт интенсивные динамические воздействия (см. рис. 2.2, *з*));

- применение для рыхления мерзлого грунта и разрушения старых фундаментов тяжелых ударных механизмов (шар-молота или клин-молота). Влияние их динамической работы сказывается на состоянии грунта в зависимости от его вида на расстоянии до 20 м и более (см. рис. 2.2, *в*);

- затопление основания подземными и поверхностными водами;

- выдавливание плавунных грунтов во время разработки котлована.

- нарушение требований проекта производства работ по разработке котлована, креплению его стенок и возведению фундаментов в части устройства неподвижного шпунта и сохранения естественной структуры грунтов оснований соседних зданий (см. рис. 2.2, *б*).

- отклонение шпунтовых стен котлована, если возле него имеются старые дома.

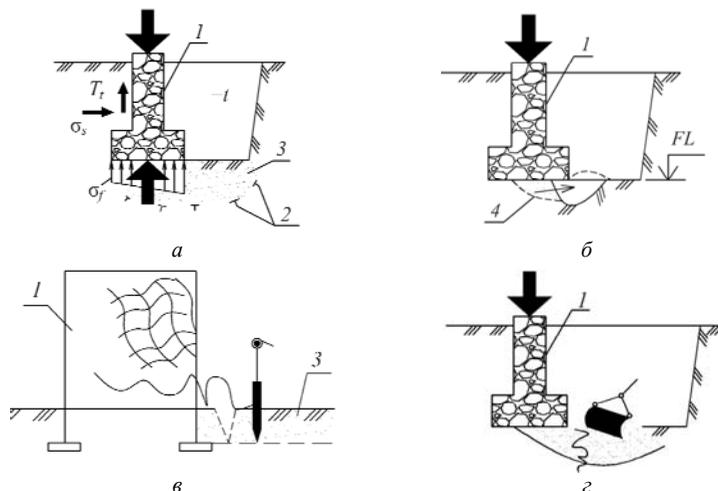


Рис. 2.2. Нарушение естественного состояния грунта при производстве работ по устройству фундаментов: *а* – промораживание грунта; *б* – перебор грунта; *в*, *з* – динамическое воздействие механизмов; *1* – существующий фундамент; *2* – граница сезонного промерзания грунта; *3* – мерзлый грунт; *4* – выдавливание грунта; σ_s и σ_f – нормальные напряжения по боковой поверхности и по подошве фундамента; T_t – суммарная касательная сила выпучивания

Последствия неправильного выбора технологий ведения работ в стесненных условиях можно проследить на примере административного здания, расположенного по адресу: ул. Петропавловская, 53 в г. Перми. В результате неверной технологии устройства свайных фундаментов рядом возводимого здания, а также ошибок при устройстве шпунтовой стенки и строительного водопонижения наблюдаемое здание получило неравномерную осадку, что повлекло за собой образование многочисленных вертикальных и наклонных трещин со сдвижкой строительных элементов (рис. 2.3).



Рис. 2.3. Развитие вертикальных и наклонных трещин вследствие неравномерной осадки фундаментов

Дополнительная осадка $S_{ad.s}$ возникает, поскольку вокруг возводимого здания формируется «осадочная воронка», размеры которой в плане соизмеримы с мощностью сжимаемой зоны основания (до 20–30 м и более). При этом наибольшие осадки образуются в пределах ближайших 10 м от участка загрузки основания новым зданием.

Характер деформаций (осадок и кренов) при взаимном влиянии фундаментов зависит от условий загрузки этих фундаментов, т.е. от времени приложения нагрузок. Так, если загрузка оснований двух фундаментов происходит одновременно, то здания или сооружения получают наклон в направлении друг к другу (рис. 2.4, а). Когда фундаменты возводятся и нагружаются последовательно, то здания, возведенные во вторую очередь (при прочих равных условиях), получают осадку меньшую, чем возводимые одновременно. Крен зданий и первой, и второй очереди оказывается направленным в одну сторону (см. рис. 2.4, б). Это обстоятельство необходимо учитывать при проектировании.

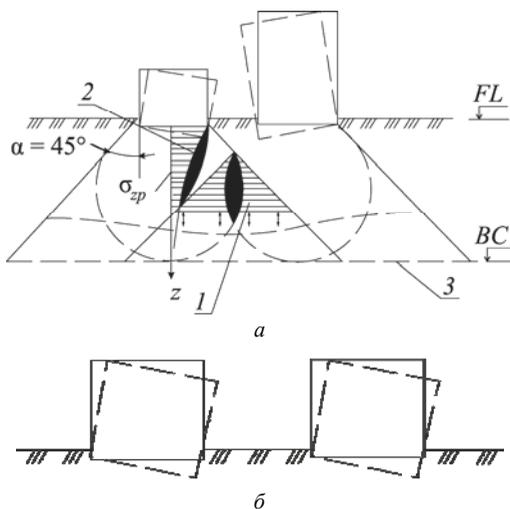


Рис. 2.4. Взаимное влияние близко расположенных фундаментов зданий в зависимости от времени загрузки основания: *a* – одновременно; *б* – последовательно; 1 – зона влияния напряжений; 2 – дополнительные нормальные вертикальные напряжения; 3 – нижняя граница сжимаемой зоны; σ_{zp} – вертикальные напряжения от нагрузки, передаваемой на основание фундамента

Дополнительные воздействия от производственно-технологического оборудования, размещаемого в новых зданиях (сооружениях), могут вызывать дополнительную осадку $S_{ad.e}$ фундаментов соседних зданий, дорог и коммуникаций.

Наиболее опасны вибрационные воздействия на грунт при работе массивных молотов, прессов, мощных компрессоров и других механизмов, генерирующих колебания низких частот, соизмеримых с частотами собственных колебаний строительных конструкций. В таких случаях требуется применять средства виброзащиты. Опасны также агрессивные стоки химических производств из-за влияния на грунт и фундаменты соседних зданий.

2.4. Учет сложившихся условий при строительстве новых зданий

Различные здания и сооружения неодинаково реагируют на возведение вблизи них новых. Главные причины этого:

– чувствительность конструкций зданий (сооружений) к неравномерным осадкам (определяется конструктивной схемой и технологи-

ческим состоянием несущих конструкций – зависит от возраста и технического износа);

– инженерно-геологические и гидрогеологические условия (определяются деформированностью основания);

– технология производства земляных работ.

Практика показывает, что если не учтен хотя бы один из указанных трех основных факторов, то это отрицательно сказывается на состоянии существующих зданий и может привести к нарушению режима работы размещенного в них оборудования, инженерных сетей на участках вводов и др.

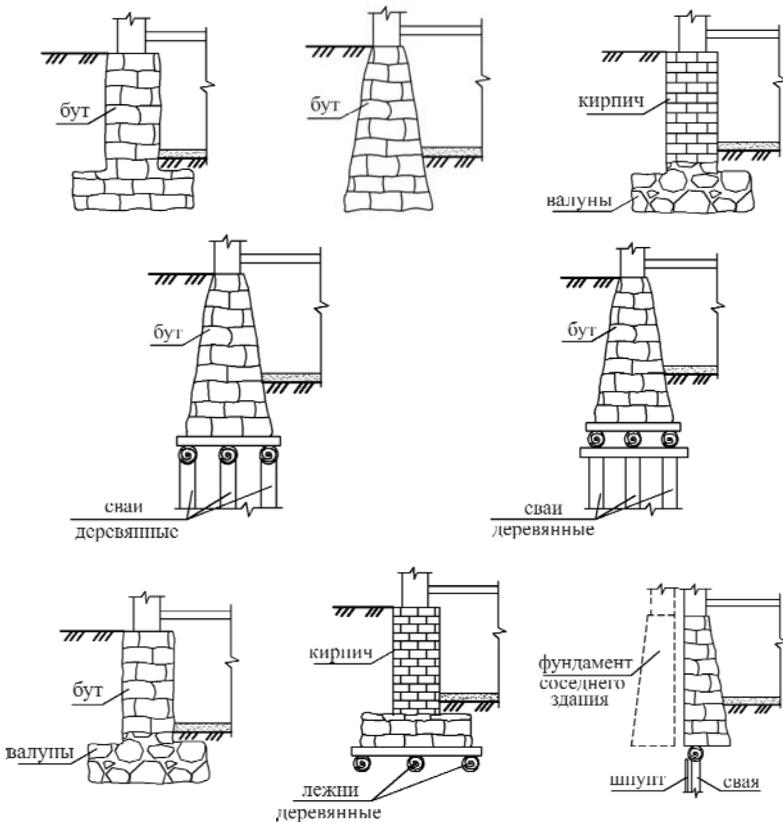


Рис. 2.5. Бутовые и кирпичные фундаменты

2.4.1. Учет конструктивных особенностей существующих зданий в условиях плотной городской застройки

Исторический (хронологический) срез позволяет полнее выявить качественные отличия в конструктивных особенностях зданий, возведенных в разные периоды.

На основе архивных материалов, предоставленных администрацией, в сложившемся к сегодняшнему дню жилом фонде г. Перми можно четко выделить дома трех этапов по происхождению и общему стилю застройки: дореволюционный (до 1917 года), социалистический (1930–1990 годов) и современный (рыночно-ориентированный) (табл. 2.2). Значительную часть застройки г. Перми (до 70 %) составляют дома высотой до пяти этажей на ленточных фундаментах, построенные в 1950–1970 годы. Новые высотные здания все чаще возводятся на плитных фундаментах. Использование плитного фундамента объясняется его повышенной пространственной жесткостью, простотой технологии изготовления, а также способностью выдерживать значительные нагрузки на слабых основаниях, что немаловажно в сложившихся условиях строительства г. Перми.

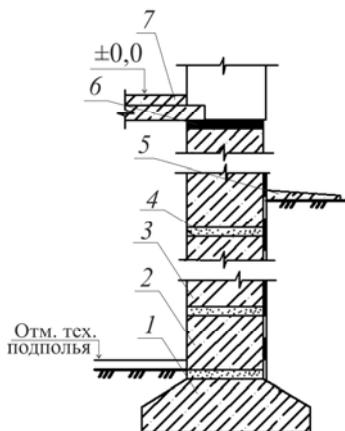


Рис. 2.6. Сборный ленточный фундамент из бетонных блоков под стены дома с подвалом и техническим подпольем: 1 – фундаментная плита; 2 – бетонные стеновые блоки; 3 – вертикальная гидроизоляция; 4 – цементно-песчаный раствор; 5 – отмостка; 6 – горизонтальная гидроизоляция; 7 – цокольное перекрытие

Таблица 2.2

Конструктивные особенности зданий в зависимости от времени строительства

Тип застройки	Конструктивные особенности зданий			
	Фундаменты	Стены	Перекрытия	Этажность
1. Дореволюционная (до 1917 года)	Ленточные – от деревянных до бутовых (XVIII–XIX век) и кирпичных (XIX–XX век) (рис. 2.5)	Бутовые, кирпичные, деревянные	Деревянные	2–4
2. Социалистическая:				
2.1. «Сталинская застройка» (1930–1960 годы)	Монолитные ленточные, столбчатые, позднее – свайные (рис. 2.6, 2.7)	Кирпичные, шлакоблочные	Деревянные, фрагментарные, полностью железобетонные по металлическим балкам	5
2.2. Сборно-железобетонные (панельные и блочные) дома	Ленточные мелкозаглубленные, свайные (см. рис. 2.6, 2.7)	Панельные	Железобетонные	5–16
2.3. Кирпичные дома	Ленточные мелкозаглубленные, свайные (см. рис. 2.6, 2.7)	Кирпичные	Железобетонные пустотные	5–16
3. Современная (рыночно-ориентированная):				
3.1. Сборно-панельные дома	Свайные по монолитному росту, ленточные (см. рис. 2.6, 2.7)	Панельные	Железобетонные	до 16
3.2. Кирпичные дома	Свайные по монолитному росту, ленточные	Кирпичные	Железобетонные пустотные	до 18
3.3. Монолитно-каркасные дома	Свайные, плитные, свайно-плитные (см. рис. 2.7, 2.8; рис. 2.9)	Кирпичные, навесные панели, из эффективных мелкоштучных блоков	Железобетонные	свыше 18

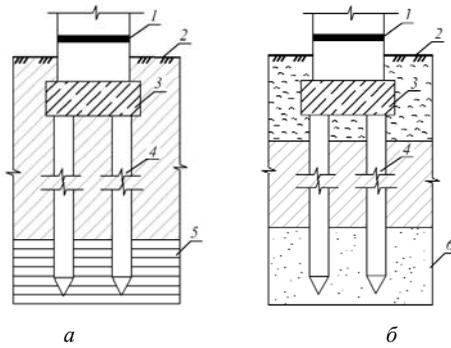


Рис. 2.7. Свайный фундамент: *а* – сваи-стойки; *б* – висячие сваи; 1 – гидроизоляция; 2 – поверхность земли; 3 – ростверк; 4 – забивная свая прямоугольного сечения; 5 – плотный грунт; 6 – слабый грунт

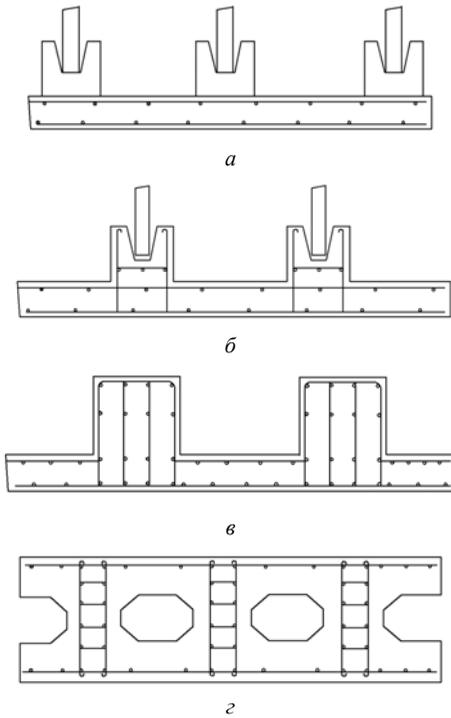


Рис. 2.8. Плитные фундаменты: *а* – со сборными стаканами; *б* – с монолитными стаканами; *в* – ребристая плита; *г* – плита коробчатого сечения

Технология возведения плитно-свайного фундамента (см. рис. 2.9):

1. Устраивают сваи *1* по любой технологии.

2. На спланированной поверхности *2* дна котлована изготавливают монолитную железобетонную плиту *3* фундамента без сопряжения со сваями *1* благодаря оставленным зазорам вокруг свай.

3. После набора прочности бетоном плиты *3* начинают возведение подвала и надземной части здания, при этом собственный вес здания или его части воспринимается только плитой *3*.

4. В результате этого плита *3* претерпевает осадку *S*, обжимая грунт под собой.

5. Затем через проемы в стенах подвала подают бетонную смесь для замоноличивания зазоров, изготовления объединяющей железобетонной стяжки *4* и получают плитно-свайный фундамент.

Здания, имеющие различные конструктивные схемы, будут по-разному вести себя при выполнении СМР на прилегающей территории. Так, в ВСН 490–87 «Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки» регламентируются предельные допустимые ускорения колебаний фундаментов существующих зданий в результате технологических воздействий нового строительства в зависимости от конструктивной схемы существующих зданий, состояния конструкций этого здания и типа грунта.

При строительстве зданий в сложных условиях городских агломераций необходимо также помнить, что если соседняя застройка находится в пределах зоны риска от реконструкции и строительства зданий (сооружений), то необходимо выполнить обследование конструкций существующих зданий и установить категорию их технического состояния согласно ГОСТ Р 53778–2010 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» (табл. 2.3).

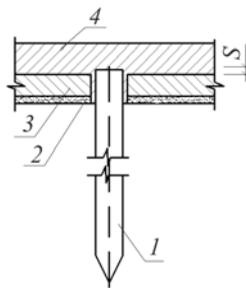


Рис. 2.9. Плитно-свайный фундамент

Таблица 2.3

**Допустимый уровень колебаний
фундаментов существующих зданий**

Сооружения и их конструктивные особенности	Категория сооружений по состоянию	Предельные допускаемые ускорения колебаний фундаментов в зависимости от группы грунтов оснований, м/с ²		
		1-я	2-я	3-я
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	I	6,0	4,5	1,2
	II	4,5	3,0	1,0
	III	3,0	2,2	0,7
Здания, в которых не возникают усилия от неравномерных осадок	I	5,0	3,0	1,0
	II	3,5	2,2	0,7
	III	2,8	1,5	0,4
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	I	3,0	2,2	0,7
	II	2,0	1,2	0,5
	III	1,5	1,0	0,3
Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	I	4,0	2,5	0,8
	II	3,0	1,5	0,6
	III	2,0	1,2	0,4

**2.4.2. Учет инженерно-геологических
и гидрогеологических условий строительства**

При реконструкции городской застройки приходится встречаться со случаями возведения новых зданий на площадках, часть которых была ранее застроена уже снесенными зданиями или образована насыпным грунтом, свалкой и т.п.

Искусственные насыпные и намывные грунты включают типы отсыпанных и намытых грунтов природного происхождения и отходов производственной и хозяйственной деятельности человека. Виды этих грунтов выделяются по степени уплотнения от собственного веса: слежавшиеся – процесс уплотнения закончился; неслежавшиеся – процесс уплотнения продолжается.

Ориентировочное время, необходимое для самоуплотнения насыпных грунтов от их собственного веса (процесс уплотнения закончился), приведено в табл. 2.4.

Таблица 2.4

Ориентировочное время, необходимое
для самоуплотнения насыпных грунтов

№ п/п	Насыпные грунты	Время, необходимое для самоуплотнения грунта, лет
1	Планомерно возведенные насыпи (при их уплотнения) из грунтов: Песчаных	0,5–2
	Пылевато-глинистых	2–5
2	Отвалы грунтов и отходов производства: Из песчаных грунтов	2–5
	Пылевато-глинистых грунтов	10–15
	Шлаков, формовочной земли	2–5
	Золы, колошниковой пыли	5–10
3	Свалки грунтов и отходов производств: Из песчаных грунтов, шлаков	5–10
	Пылевато-глинистых грунтов	10–30

Насыпные грунты дополнительно подразделяют по однородности состава и сложения:

- на планомерно возведенные насыпи (обратные засыпки) и подсыпки (подушки), которые характеризуются практически однородным составом, сложением и равномерной сжимаемостью;

- отвалы грунтов и отходов производств, которые характеризуются практически однородным составом и сложением, но имеют неравномерную плотность и сжимаемость;

- свалки грунтов, отходов производств и бытовых отходов, которые характеризуются неоднородным составом и сложением, неравномерной плотностью и сжимаемостью, а также содержанием органических включений.

В случае если основание возводимого здания сложено перечисленными выше грунтами, необходимо детальное инженерно-геологическое обследование пятна застройки, выявление площадной неоднородности основания и принятие такого решения фундаментов, которое не допускало неравномерных деформаций здания.

Количество определений характеристик грунтов, необходимое для вычисления их нормативных и расчетных значений, должно устанавливаться в зависимости от степени неоднородности грунтов основания, требуемой точности вычисления характеристики и класса здания и сооружения и указываться в программе исследований.

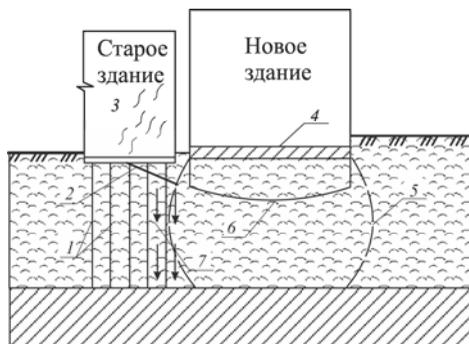


Рис. 2.10. Строительство нового здания с другим типом фундамента: 1 – свая; 2 – граница зоны разуплотнения грунта под старым зданием; 3 – зона трещин; 4 – плита; 5 – граница области дополнительных вертикальных напряжений от строительства нового здания; 6 – кривая осадок нового здания; 7 – дополнительная нагрузка на сваи за счет отрицательного трения

Следует стремиться к использованию одностипных фундаментов существующих и новых зданий. Однако это не всегда оказывается возможным. В случае разных конструкций фундаментов необходимо проводить дополнительные поверочные расчеты для обеспечения нормальной эксплуатации существующих зданий. В качестве примера на рис. 2.10 показан случай строительства нового здания на фундаментной плите вблизи старого здания на свайном фундаменте. В результате осадок построенного здания в некоторой части под ростверком старого здания может возникнуть зона разуплотнения грунта, уменьшающая первоначальную несущую способность свай. Кроме того, дополнительные напряжения, возникающие в основании от массы нового здания, приведут к дополнительной нагрузке (отрицательное трение) на крайние ряды свай. Следствием этого может стать дополнительная неравномерная осадка старого здания с повреждением его конструкций.

2.4.3. Учет технологии производства земляных работ

По условиям техники безопасности рытье котлованов и траншей с вертикальными стенками без их крепления допускается только в грунтах естественной влажности на глубину, не превышающую следующих значений: в насыпных, песчаных и гравелистых грунтах – 1 м;

в супесях – 1,25 м; в суглинках и глинах – 1,5 м; в особо плотных не-
 скальных грунтах – 2 м.

Допустимая крутизна откосов в грунтах естественной влажности
 из условий безопасного производства работ зависит от глубины разра-
 батываемой выемки или высоты насыпи и принимается по табл. 2.5.

Таблица 2.5

Допустимая крутизна откосов

Грунты	Крутизна откосов при глубине выемки, м		
	До 1,5	От 1,5 до 3	От 3 до 5
Насыпной естественной влажности	1:0,25	1:1	1: 1,25
Песчаный и гравелистый влажный	1:0,5	1: 1	1:1
Супесь	1:0,25	1:0,67	1: 0,85
Суглинок	1:0	1:0,5	1: 0,75
Глина	1:0	1:0,25	1: 0,5
Лессовый сухой	1:0	1:0,5	1:0,5

В стесненных условиях котлованы и траншеи устраиваются пре-
 имущественно с вертикальными стенками с использованием крепле-
 ний с учетом ограничения движения транспорта и пешеходов, обеспе-
 чения сохранения свойств грунтов оснований и сохранности находя-
 щихся в непосредственной близости зданий и сооружений.

При разработке котлована для строительства нового здания рядом
 с существующим необходимо руководствоваться следующими требо-
 ваниями: не применять ударные и взрывные способы разработки грун-
 та, максимально сокращать сроки работ в строительном котловане,
 не допускать складирование строительных материалов в непосредст-
 венной близости от фундаментов существующих зданий.

Если здание возводится вплотную к существующему при той же
 глубине заложения фундамента, не следует разрабатывать котлован
 вплоть до стенки существующего фундамента без проведения защитных
 мероприятий. В противном случае возникает опасность выпора или вы-
 давливания грунта из-под подошвы существующего фундамента в кот-
 лован, что может привести к недопустимой осадке фундамента и переко-
 су конструкции здания вплоть до возникновения аварийной ситуации.

Отрывку котлована вдоль существующего здания производят от-
 дельными захватками по 3–4 м по длине примыкания к существующе-
 му зданию. Переходить к соседним захваткам можно только после

устройства фундаментов нового здания в пределах уже разработанной захватки.

Если глубина заложения фундамента нового здания больше чем у существующего, до начала разработки котлована необходимо устройство ограждения по линии примыкания к существующему зданию.

2.5. Устройство котлована вблизи существующего фундамента

При откопке котлованов около существующих фундаментов снижаются вертикальные и горизонтальные напряжения в массиве грунта ниже дна котлована и по соседству с ним. В массиве грунта за пределами котлована, в том числе и под существующими фундаментами, резко уменьшаются горизонтальные напряжения из-за снятия пригрузки, а вертикальные напряжения, зависящие от давления, передаваемого фундаментом на основание, остаются без изменения. В результате развиваются пластические деформации грунта, сопровождающиеся его выдавливанием из-под фундамента в сторону котлована (рис. 2.11). Интенсивность их развития зависит от взаимного расположения подошвы существующего фундамента и котлована.

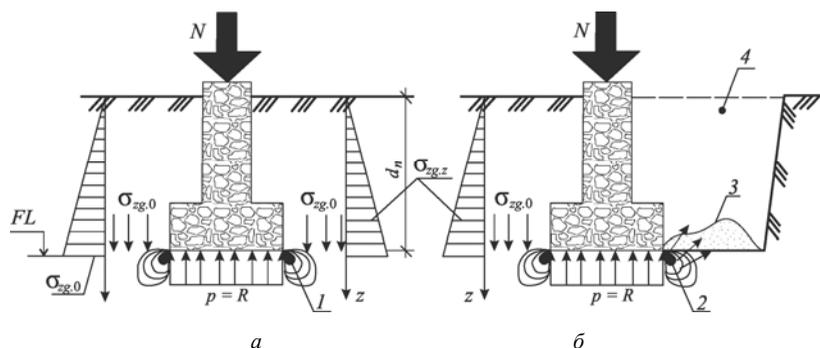


Рис. 2.11. Вертикальные напряжения в основании сооружений: *а* – до разработки соседнего котлована; *б* – после его разработки; *1* – зоны пластических деформаций грунта; *2* – зоны возможного выпора грунта; *3* – подъем дна котлована; *4* – котлован, выкопанный возле фундамента; $\sigma_{zg,0}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента; $\sigma_{zg,z}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента; p – среднее давление по подошве фундамента; R – расчетное сопротивление грунта; d_n – глубина заложения фундамента

В зоне примыкания фундаменты нового и существующего зданий должны, как правило, закладываться на одном уровне.

При необходимости заложения фундаментов нового здания ниже отметки заложения фундаментов существующего (рис. 2.12) определяется допустимая разность отметок заложения рассматриваемых фундаментов Δh :

$$\Delta h \leq a (\operatorname{tg} \varphi_1 + C_1/p_1),$$

где a – расстояние между фундаментами в свету;

φ_1, C_1 – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления при расчете по I группе предельных состояний;

p_1 – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента существующего здания от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

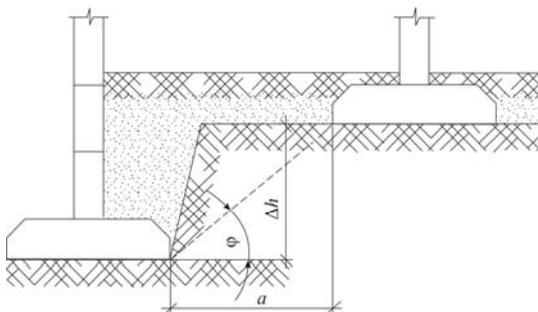


Рис. 2.12. Заложение соседних фундаментов на разной глубине

Если существующее здание не имеет подвала, а котлован нового должен быть отрыт вплотную к фундаментам существующего, следует учитывать активное боковое давление грунта на стену существующего здания, направленное в сторону отрытого котлована (рис. 2.13).

Если среднее давление под подошвой существующего фундамента (в случае непосредственного примыкания) $p \leq R$ (R – расчетное сопротивление грунта основания), то при расположении дна котлована выше на 0,5 м и более подошвы существующего фундамента (рис. 2.14), как правило, выдавливания грунта из-под подошвы фундамента не происходит. Однако необходимо учитывать, что фундамент пристраиваемого здания может оказаться на недостаточно уплотненной обратной засыпке ранее возведенного фундамента и поэтому получит осадку большую, чем остальные фундаменты.

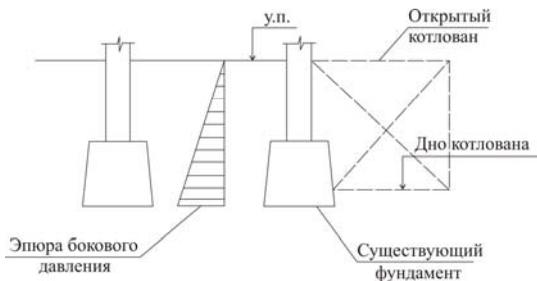


Рис. 2.13. Боковое давление грунта на стену существующего здания при отрывке котлована под фундаменты нового здания

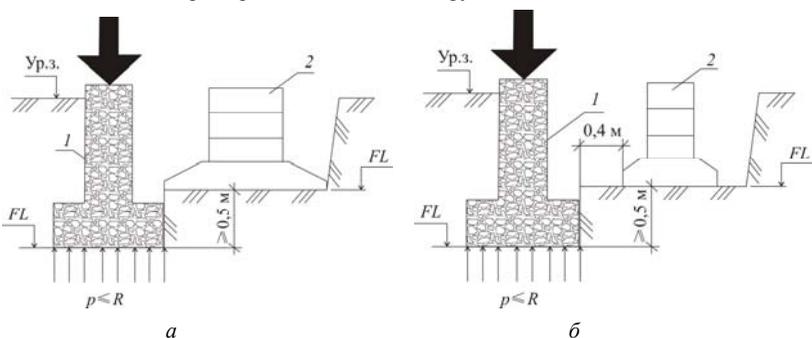


Рис. 2.14. Расположение существующих 1 и проектируемых 2 фундаментов, при котором исключается выдавливание грунта из-под существующего фундамента: а – примыкание фундаментов вплотную; б – примыкание фундаментов при незначительном удалении; Ур.з. – уровень земли; FL – уровень подошвы фундамента

При разработке проекта производства работ в зависимости от соотношения глубин проектируемого котлована d_t , заложения подошвы существующих фундаментов d_f и уровня подземных вод d_w требуется учитывать следующие положения:

1. При $d_t \leq d_f - 0,5$ и $d_t \leq d_w$ разработка котлована возможна без применения специальных мероприятий.

2. При $d_f - 0,5 < d_t < d_f$ и $d_t \leq d_w$ разработку котлована в пределах полосы шириной 5 м, считая от края существующего фундамента, следует производить захватками не более 1,5 м по длине примыкания.

3. При $d_f < d_t < d_f + 1$ м вдоль линии примыкания котлована к существующим фундаментам следует задавить шпунт, устойчивость которого должна быть вычислена с учетом давления, передаваемого на грунт существующими фундаментами.

4. При $d_t > d_b + 1$ м независимо от соотношения d_t и d_w требуется проведение следующих мероприятий:

– выполнение работ на одной захватке не должно превышать двух суток;

– выбор способа разработки грунта следует осуществлять с учетом напряженного состояния грунтов в основании существующих фундаментов. Применение экскаватора с ковшом драглайн, шар- или клин-молота на расстоянии ближе 20 м от существующих зданий, а также взрывного способа недопустимо.

5. Если котлован глубиной $d_t < d_f$ примыкает вплотную к фундаментам существующих построек, следует, как правило, применять деревянный технологический шпунт, забиваемый по краю фундамента на глубину 2–3 м ниже подошвы. При этом необходимо выполнить расчет этого основания по устойчивости с учетом способа разработки котлована.

6. В случаях когда котлован глубиной $d_t < d_f$ примыкает не вплотную к существующим фундаментам, необходимо принимать во внимание следующие положения (рис. 2.15):

$d_b \leq d_f$, $L \leq 1,5d_f$, $b_f \leq L$ – котлован располагается за пределами призмы выпора, устойчивость фундамента заведомо обеспечена;

$d_f - d_b \leq d_f - d_t$ при $L \geq 0$ и $d_w > d_t$ – устойчивость фундаментов и основания обеспечена;

$d_t \leq d_f$, $0 \leq L \leq 1,5d_f$ – производится расчет по первому предельному состоянию.

7. При $d_t > d_w$ до начала разработки котлована необходимо забить технологический шпунт (рис. 2.16), чтобы сократить или предотвратить приток подземных вод; такой шпунт должен быть погружен до подстилающего водоупора (см. рис. 2.16, а) или на глубину, определяемую соотношением

$$L \geq 2,2d_t - 1,1d_w,$$

где L – необходимая длина шпунта (от поверхности земли) (см. рис. 2.16, б).

Необходимо помнить, что длина шпунта, определенная по приведенной формуле, не гарантирует устойчивости грунтов основания существующих фундаментов, и этот вопрос подлежит специальному рассмотрению. Разработка котлована и возведение фундаментов должны выполняться захватками.

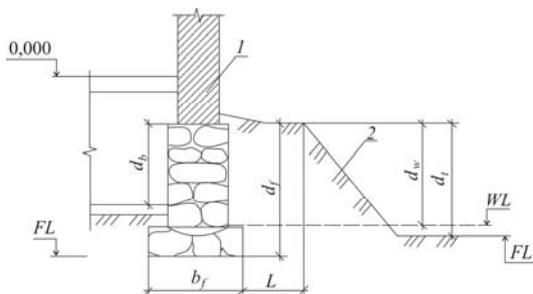


Рис. 2.15. Схема устройства котлована вблизи существующего фундамента: 1 – фундамент; 2 – котлован

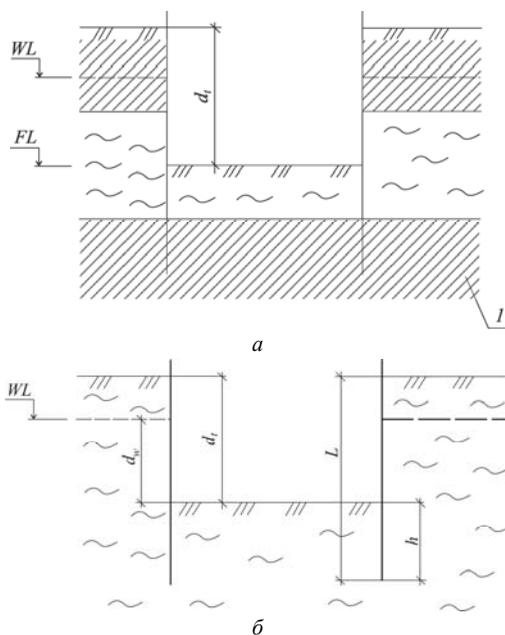


Рис. 2.16. Схема забивки технологического шпунта: а – для образования водонепроницаемой завесы; б – для предотвращения механической суффозии грунта; 1 – водоупор; WL – уровень грунтовых вод; FL – отметка подошвы фундамента

Расчет влияния нового здания, имеющего ленточные или столбчатые фундаменты, на осадку фундаментов существующего допускается не производить, если грунты основания имеют средний в пределах сжимаемой толщи модуль деформаций $E \geq 15$ МПа и расстояние меж-

ду краями новых и существующих фундаментов $l \geq 0,25H$, где H – глубина сжимаемой толщи.

Если фундамент выполняется в виде сплошной фундаментной плиты, расчет влияния допускается не производить при $E \geq 30$ МПа и $l \geq 0,5H$.

2.6. Устройство глубоких котлованов

2.6.1. Виды ограждения глубоких котлованов

При устройстве котлованов в стесненных городских условиях строительная площадка имеет ограниченные размеры и окружена существующими зданиями и инженерными коммуникациями. По этой причине котлованы возводятся преимущественно с вертикальными стенами, крепление которых обеспечивается специальными ограждениями.

В качестве ограждения котлованов наиболее часто используется шпунтовое ограждение и ограждение, выполненное способом «стена в грунте».

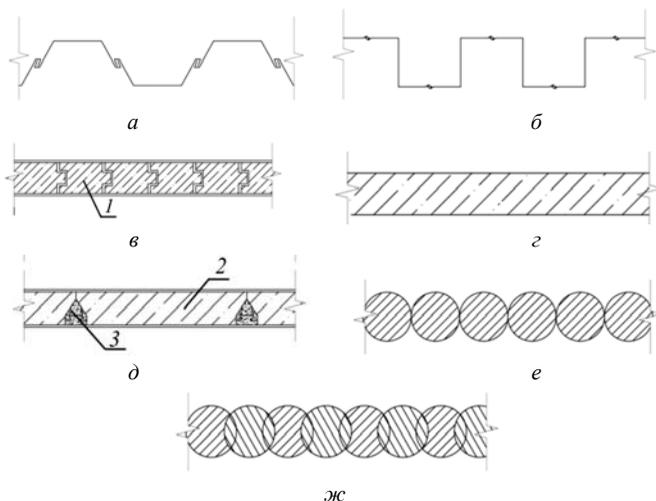


Рис. 2.17. Виды ограждения котлована: а – шпунт типа «Ларсен»; б – Z-образный шпунт; в – железобетонный шпунт; г – монолитная «стена в грунте» траншейного типа; д – сборная «стена в грунте» траншейного типа; е – «стена в грунте» из соприкасающихся свай; ж – «стена в грунте» из пересекающихся свай; 1 – железобетонная шпунтина; 2 – сборная железобетонная панель; 3 – замковый стык панелей

Шпунтовое ограждение представляет собой сплошную стенку, состоящую из отдельных элементов – шпунтин, погруженных вплотную друг к другу. Погружение шпунтин осуществляется методами вибропогружения, вдавливания, забивки или в предварительно пробуренные скважины. Шпунтовые ограждения выполняются чаще всего из металлических шпунтин, реже из железобетонных. Металлические шпунтины выполняются из прокатных профилей (корытный шпунт, Z-образный и т.д.) (рис. 2.17, а, б). Железобетонные шпунтины изготавливаются преимущественно прямоугольного сечения (см. рис. 2.17, в).

Устройство ограждения способом «стена в грунте» заключается в создании узкой выработки (траншеи или сплошного ряда пересекающихся скважин) с последующим устройством в ней ограждающей стены. Различают два типа «стены в грунте»:

1. Траншейного типа – «стена в грунте» создается разработкой траншеи грейфером или гидрофрезами с последующим заполнением монолитным, сборно-монолитным или сборным железобетоном (см. рис. 2.17, з, д).

2. Свайного типа – «стена в грунте» образуется из отдельных свай (соприкасающихся или пересекающихся), устраиваемых по буронабивной или струйной технологиям (см. рис. 2.17, е, ж).

Основные достоинства и недостатки данных ограждений, а также область применения приведены на основании источников в табл. 2.6.

2.6.2. Технологии устройства глубоких котлованов

При возведении подземных частей зданий и сооружений в плотной городской застройке применяют в основном следующие способы:

1. Открытый способ.
2. Полузакрытый способ.
3. Комбинированный способ.

Открытый способ

Технология строительства открытым способом заключается в устройстве котлована на полную глубину с последующим возведением конструкций подземной части здания или сооружения обычным способом снизу вверх (рис. 2.18).

Таблица 2.6

Область применения, достоинства и недостатки ограждений котлованов

Вид ограждения		Длина	Грунтовые условия	Достоинства	Недостатки
Шпунтовое ограждение	Железобетонный шпунт	До 9 м	Практически во всех дисперсных грунтах за исключением крупнообломочных грунтов и грунтов, содержащих крупные твердые включения	1. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку. 2. Не требуется времени для набора прочности	1. Высокая трудоемкость погружения. 2. Большая масса
	Металлический шпунт	До 30 м		1. Не требуется времени для набора прочности. 2. Простота и надежность стыковки. 3. Большой профильный ассортимент	1. Подвержен коррозии, требует обработки. 2. Невозможность погружения при наличии крупных включений. 3. Сравнительно небольшая несущая способность
«Стена в грунте» траншейного типа	Монолитная железобетонная	До 35	Дисперсные грунты за исключением участков с геологически неустойчивыми грунтами (карст, лессовые, рыхлые пески, заторфованные и т.д.) в крупнообломочных грунтах с незаполненными пустотами между зернами, в илах текучей консистенции и плавунах, при наличии в грунтах напорных подземных вод с высокими скоростями фильтрации	1. Возможность проходки крупных включений с использованием гидрофрезерного оборудования. 2. Отсутствие динамических нагрузок при устройстве. 3. Не требует площадей для складирования материала. 4. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку	1. Требуется время для набора прочности. 2. Сложность контроля качества арматурных и бетонных работ. 3. Низкое качество поверхности
	Сборная железобетонная	До 18 м		1. Гарантированное качество бетона и расположение армирования. 2. Не требуется времени для набора прочности. 3. Гарантированное поперечное сечение. 4. Возможность придавать в заводских условиях необходимую отделку поверхности панелей. 5. Возможность проходки крупных включений с использованием гидрофрезерного оборудования 6. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку	1. Требуются площади для складирования материала. 2. Сложность транспортировки длинномерных панелей в плотных городских условиях

Вид ограждения		Длина	Грунтовые условия	Достоинства	Недостатки
«Стена в грунте» свайного типа	Из буровых свай	До 26 м	То же	<ol style="list-style-type: none"> 1. Не требуется больших площадей для складирования материалов. 2. Отсутствие динамических нагрузок. 3. Возможность разбуривания крупных включений в грунте. 4. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Требуется время для набора прочности. 2. Сложность контроля качества арматурных и бетонных работ. 3. Низкое качество поверхности
	Из грунтоцементных свай (jet-grouting)	До 40 м	Практически весь диапазон грунтов – от гравийных отложений до мелкодисперсных глин и илов, слабых и обводненных грунтов	<ol style="list-style-type: none"> 1. Отсутствие динамических нагрузок. 2. Высокая производительность. 3. Возможность применения малогабаритного оборудования. 5. Не требуется больших площадей для складирования материалов. 4. Может воспринимать дополнительную вертикальную нагрузку 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Требуется время для набора прочности. 2. Сложность контроля качества арматурных и бетонных работ. 3. Низкое качество поверхности. 4. Возможно повреждение инженерных коммуникаций из-за большого давления нагнетания
Ограждения комбинированного типа, которые устраняют недостатки того или иного ограждения					

Технология устройства котлована открытым способом состоит из следующих основных этапов:

1. Устройство ограждения.

2. Поярусная разработка грунта в котловане с устройством при необходимости креплений ограждения котлована.

3. Возведение непосредственно здания или сооружения.

В качестве крепления вертикальных стен котлована применяются распорные крепления, подкосные крепления, анкерные крепления и консольная заделка в грунт, а также комбинированные варианты.

Распорное крепление ограждения котлована (рис. 2.19) заключается в установке горизонтальной конструкции в один или несколько ярусов, которые воспринимают горизонтальные нагрузки от ограждения котлована. Распорные элементы изготавливают в основном из металла, а в узлах стыковки распорок с ограждением устраивают металлический или железобетонный распределительный пояс, для того чтобы на ограждение не передавалась сосредоточенная нагрузка. Горизонтальные распорные конструкции в основном применяются как временные на период строительства с последующим демонтажем, но также могут быть включены в состав железобетонных перекрытий подземных частей зданий или сооружений. К недостаткам распорного метода относится сложность разработки грунта (распорки создают помехи строительной технике) и ограниченная ширина котлована (высокая материалоемкость).

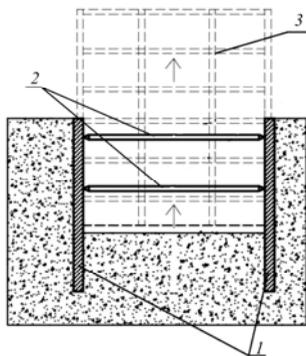


Рис. 2.18. Открытый способ устройства котлована: 1 – ограждение котлована; 2 – распорки; 3 – возводимое здание

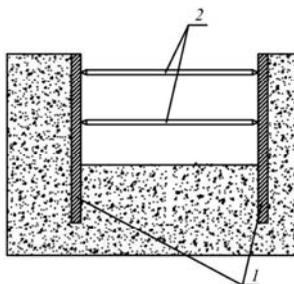


Рис. 2.19. Распорное крепление ограждения котлована: 1 – ограждение котлована; 2 – распорки

Подкосное крепление применяют при креплении ограждения стен широких котлованов для снижения материалоемкости. Подкосы могут быть установлены в один или несколько рядов. К недостаткам подкосов относится сложность разработки грунта вблизи подкосных креплений.

Наиболее удобным креплением ограждения котлована при разработке грунта является анкерное крепление в грунт (рис. 2.20). Грунтовые анкера воспринимают нагрузки от ограждающих конструкций и передают их на грунтовый массив в качестве выдерживающих усилий. Грунтовые анкера бывают как временными (на период строительства), так и постоянными (часть ограждающей конструкции на весь срок эксплуатации).

Достоинство применения грунтовых анкеров:

- не мешает разработке грунта;
- возможность разработки котлованов без ограничения по ширине;
- меньшая материалоемкость по сравнению с распорными конструкциями.

Однако существуют значительные недостатки применения грунтовых анкеров в плотных городских условиях:

- сложность выполнения инженерно-геологических изысканий за границами строительной площадки, под существующими зданиями и запрет владельцев существующей застройки применять анкеры под зданиями;
- близкое расположение инженерных коммуникаций и фундаментов соседних зданий, что затрудняет качественное устройство анкеров.

Консольная заделка в грунт применяется в неглубоких котлованах и при невозможности установки распорных, подкосных и анкерных креплений. Заделка в грунт осуществляется непосредственно ограждающей стеной котлована, а также устройством дополнительных свай, которые воспримут часть или всю горизонтальную нагрузку (позволяет уменьшить поперечное сечение и глубину погружения ограждающей стены).

Также возможно применение технологии *jet-grouting*, с помощью которой создают плиту по дну котлована, играющую роль распорной конструкции и противофильтрационной завесы. Устройство плиты *jet-grouting* осуществляется до начала разработки грунта в котловане путем нагнетания на необходимую глубину цементного раствора под высоким давлением, в результате чего образуется горизонтальная плита из секучихся грунтоцементных колонн (рис. 2.21).

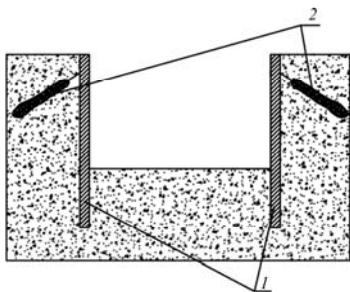


Рис. 2.20. Анкерное крепление ограждения котлована: 1 – ограждение котлована; 2 – анкера

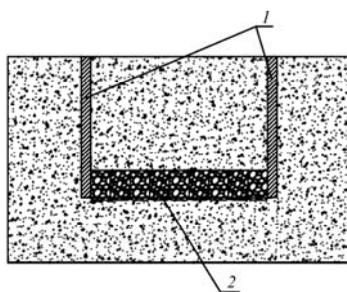


Рис. 2.21. Плита jet-grouting: 1 – ограждение котлована; 2 – плита jet-grouting

Таким образом, преимуществом открытого способа является относительная простота технологии, высокая степень механизации работ, а к недостаткам относится большой расход материала на временные конструкции.

Полузакрытый способ

Полузакрытый способ строительства заключается в строительстве подземной части здания и сооружения путем устройства ограждения практически с поверхности земли (при минимальной предварительной срезке) или с необходимой отметки, после этого возводятся перекрытия и разрабатывается грунт под их защитой. Разработанный грунт извлекается на поверхность через специальные технологические отверстия в перекрытиях (рис. 2.22).

Роль распорных конструкций в данной технологии выполняют перекрытия, а также возможно устройство плиты jet-grouting по дну котлована.

Различают два основных метода строительства:

- 1) top-down (сверху вниз);
- 2) up-down (вверх-вниз).

Возведение по методу top-down (сверху вниз) осуществляется по следующим основным этапам:

1. Устройство ограждения котлована и постоянных или временных (демонтируемых после строительства) опор, поддерживающих перекрытия.

2. Разработка грунта ведется с поверхности земли и до необходимой отметки экскавации.

3. Устраивается фундамент здания, демонтируются временные опоры и возводится надземная часть.

Возведение по методу up-down (вверх-вниз) осуществляется для подземной части здания или сооружения, как и в технологии top-down (сверху вниз), но разработка грунта ведется с одновременным возведением надземной части здания или сооружения на постоянных опорах и в необходимых случаях на дополнительных временных опорах.

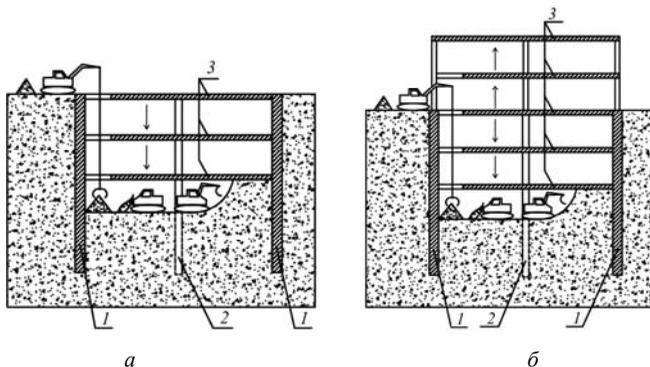


Рис. 2.22. Технологии строительства: *a* – top-down; *б* – up-down; 1 – ограждение котлована; 2 – временная опора; 3 – перекрытия

Ограждения котлована выполняют чаще всего по способу «стена в грунте», но также возможно применение шпунтового ограждения. Устройство ограждения осуществляют обычными методами по соответствующим технологиям для данных видов ограждений.

Разработка грунта и устройство перекрытий ведется с использованием трех основных методов:

1. Опережающее возведение перекрытий с последующей поярусной разработкой грунта в котловане, причем бетонирование перекрытия осуществляется безопалубочным методом по подготовленному грунтовому основанию.

2. Опережающая поярусная разработка грунта в котловане с последующим устройством перекрытий с помощью инвентарной опалубки, опирающейся на подготовленное грунтовое основание.

3. Комбинированный метод сочетает первые два метода.

Опережающее возведение перекрытий с последующей разработкой грунта состоит из следующих основных этапов:

1. Подготовка грунтового основания:

- укладка уплотненной песчаной подсыпки;
- устройство бетонной подготовки с выравниванием цементно-песчаным раствором.

2. Укладка полиэтиленовой пленки (исключение адгезии с бетонной подготовкой).

3. Армирование перекрытия.

4. Бетонирование перекрытия.

5. Разработка грунта на следующий ярус под перекрытием после набора требуемой прочности бетона.

6. Подготовка грунтового основания для устройства следующего перекрытия.

Опережающая разработка грунта с последующим устройством перекрытий состоит из следующих основных этапов:

1. Разработка грунта на ярус.

2. Подготовка основания под установку стоек опалубки:

- уплотнение грунта с втрамбовкой в грунт щебня;
- укладка деревянных лежней на щебень.

3. Установка стоек на лежни и устройство инвентарной опалубки.

4. Армирование перекрытия.

5. Бетонирование перекрытия.

6. Разборка опалубки перекрытия после набора требуемой прочности бетона.

7. Разработка грунта на следующий ярус.

Опережающее возведение перекрытий с последующей поярусной разработкой грунта в котловане характеризуется большой трудоемкостью, но позволяет уменьшить горизонтальные усилия на ограждение при строительстве, что приводит к экономии материала ограждения котлована. В свою очередь, опережающая разработка грунта с последующим устройством перекрытий менее трудоемка, но при этом возникают большие горизонтальные усилия в ограждении. Поэтому при строительстве можно комбинировать эти методы (на основании технико-экономического сравнения): верхние перекрытия устраивают по второму методу (с опережающей разработкой грунта), а нижние – по первому (с опережающим возведением перекрытий).

Основные достоинства полужакрытого способа строительства:

1. Минимальные деформации существующей застройки (за счет жестких монолитных перекрытий) при точном соблюдении технологического возведения.

2. Снижение сроков строительства при применении технологии up-down (вверх-вниз).

Основные недостатки:

1. Высокая трудоемкость строительства.

2. Тяжелые условия труда рабочих.

3. Требуется специальная мобильная техника.

4. Требуется время для набора прочности бетона перекрытия.

Комбинированный способ

Рассмотрим комбинированный способ, сочетающий в себе полужакрытый и открытый способ: полу-полузакрытый способ строительства (semy-top-down) (рис. 2.23).

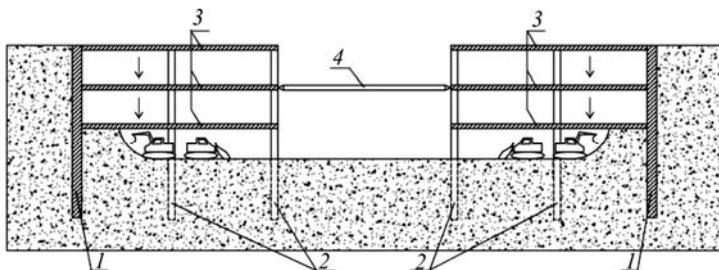


Рис. 2.23. Комбинированный способ строительства: 1 – «стена в грунте»; 2 – временная опора; 3 – перекрытия; 4 – распорка

Полу-полузакрытый способ строительства (semy-top-down) применяется при широких котлованах. По периметру котлована строительство ведется по технологии top-down (сверху вниз), а в центре – открытым способом по обычной схеме снизу вверх. При этом строительство ведется с опережающей разработкой грунта на ярус в центральном ядре (открытый метод), а затем по периметру котлована по технологии top-down с опережающей разработкой грунта на ярус с последующим устройством перекрытий. При необходимости в центральной части устраиваются распорные конструкции в уровнях перекрытий. После разработки грунта и устройства фундамента возводится центральная часть по обычной технологии снизу вверх.

2.7. Строительное водопонижение в условиях плотной городской застройки

Водопонижением называется искусственное понижение уровня грунтовых вод, достигаемое откачкой или отводом вод к пониженным местам. Водопонижение применяется при производстве земляных и других строительных работ по возведению фундаментов, гидротехнических сооружений, различных подземных сооружений и коммуникаций, а также при разработке горных выработок в строительный период.

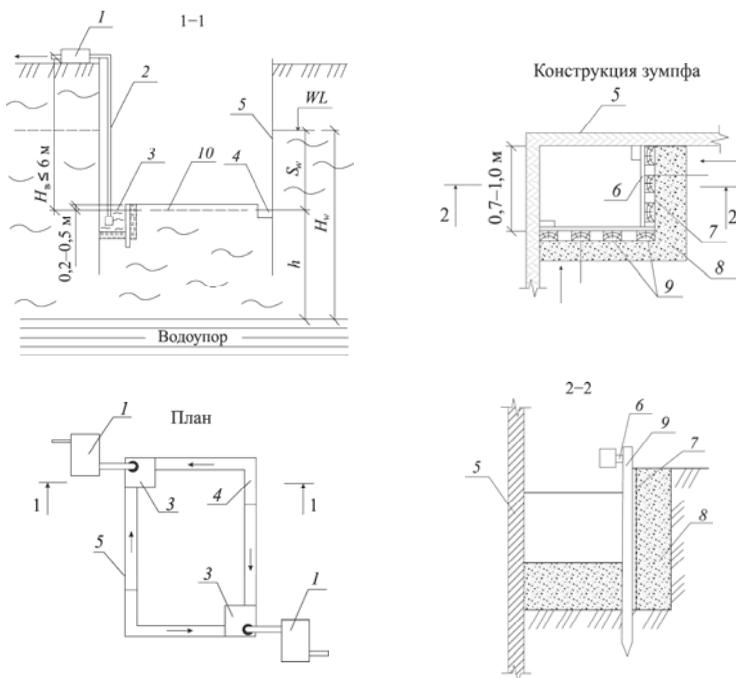


Рис. 2.24. Схема открытого водоотлива: 1 – насос; 2 – всасывающий шланг; 3 – зумпф; 4 – канавки; 5 – шунт; 6 – обвязка; 7 – металлическая сетка; 8 – фильтрующая отсыпка из песка и гравия слоем 15–20 см; 9 – доски, забитые вертикально; 10 – УГВ в котловане после водопонижения

Простейшие способы удаления воды известны с давних времен. Раньше применяли различные водоподъемные средства: ковшовые колеса, лопастные колеса, деревянные водоподъемные насосы и др.

С начала двадцатого столетия метод водопонижения получил дальнейшее развитие благодаря изобретению метода удаления воды с помощью устройства скважинных колодцев. В последнее время наряду с совершенствованием известных технологий водопонижения стали применяться и новые способы. Существуют следующие способы водопонижения:

1. Открытый водоотлив (рис. 2.24) – это водоотлив в котлованах и траншеях через специальные зумпфы (водосборники), к которым вода поступает по канавкам и водостокам, направляющим фильтрационный приток через откосы и дно выработки. Необходимость устройства канавок и зумпфов приводит к некоторому увеличению объемов земляных работ, что почти не ощущается при разработке больших котлованов и карьеров и более ощутимо при разработке малых котлованов. Вместимость зумпфа рекомендуется принимать не менее пятиминутной максимальной производительности откачивающего из него воду насоса.

2. Закрытые способы водопонижения:

1) *Иглофильтровый способ водопонижения* реализуется с использованием иглофильтровых установок, состоящих из стальных труб с фильтрующим звеном в нижней части, водосборного коллектора и самовсасывающего вихревого насоса с электродвигателем. Стальные трубы погружают в обводненный грунт по периметру котлована или вдоль траншеи. Фильтрующее звено состоит из наружной перфорированной и внутренней глухой трубы.

2) *Вакуумный способ* реализуется применением вакуумных водопонижающих установок. Эти установки используются для понижения уровня грунтовых вод в мелкозернистых грунтах (мелкозернистые и пылеватые пески, супеси, илистые и лессовые грунты с коэффициентом фильтрации 0,02–1 м/сут), в которых применять легкие иглофильтровые установки нецелесообразно.

3) *Электроосмический способ* реализуется применением наряду с иглофильтрами в грунте стальных труб или стержней, погружаемых на расстоянии 0,5–1 м от иглофильтров в сторону котлована. Иглофильтры подключают к отрицательному полюсу (катод), а трубы или стержни – к положительному полюсу источника постоянного тока (анод).

Водопонижение является сложным технологическим процессом, при его проведении возможно возникновение различных осложнений, таких как:

1. Пригрузка основания при изменении уровня грунтовых вод, т.е. при изменении уровня грунтовых вод происходит изменение (увеличение) нагрузки на основание (рис. 2.25).

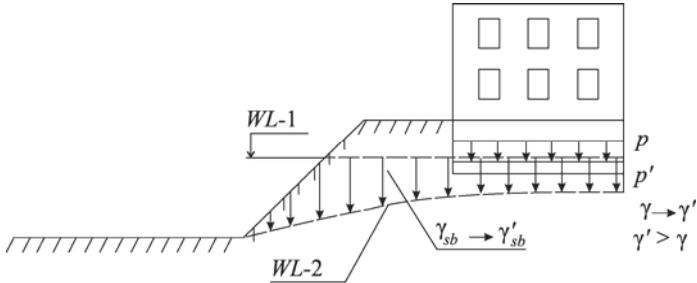


Рис. 2.25. Пригрузка основания при изменении УГВ: $WL-1$, $WL-2$ – уровень грунтовых вод до и после водоупонижения соответственно; γ_{sb} , γ'_{sb} – удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды до и после водоупонижения соответственно; γ , γ' – удельный вес грунта до и после водоупонижения соответственно; p – давление по подошве фундамента; p' – дополнительное давление после снятия взвешивающего действия воды

2. Плывунные явления (рис. 2.26). Плывунностью называется способность водонасыщенных дисперсных пород переходить в текучее состояние. Разжиженная порода, образующаяся при этом, называется плывуном. В плывунное состояние могут переходить пески различного гранулометрического состава, даже крупнозернистые. Наиболее опасен этот процесс для тонкозернистых песков с пылеватыми, илистыми, коллоидными и органическими фракциями, обладающими тиксотропными свойствами.

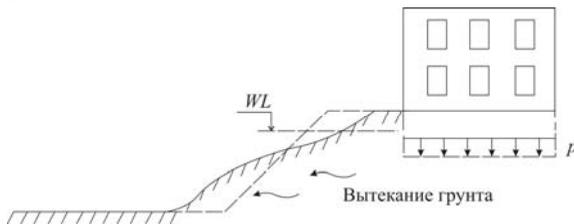


Рис. 2.26. Плывунные явления

3. Гидравлический прорыв грунта (рис. 2.27). В случае открытой поверхности воды или при наличии водопроницаемых грунтов между отметками свободной поверхности воды за пределами котлована и поверхностью воды в пределах котлована между ними возникает фильтрационный поток или поток грунтовых вод с соответствующим давлением на грунтовый скелет водопроницаемого грунта. При неблагоприятных условиях этот грунтовый или фильтрационный поток может привести к гидравлическому прорыву грунта. В связи с этим возникает необходимость определения гидродинамической устойчивости грунта.

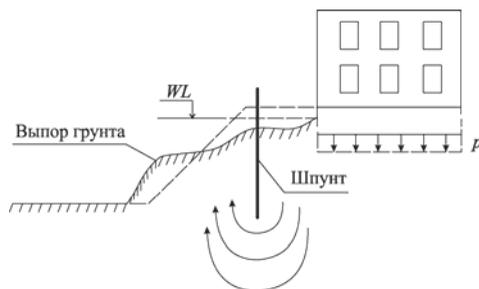


Рис. 2.27. Гидравлический прорыв грунта

4. Оползневые явления – сползание и отрыв грунтовых масс вниз по склону под действием силы тяжести (рис. 2.28).

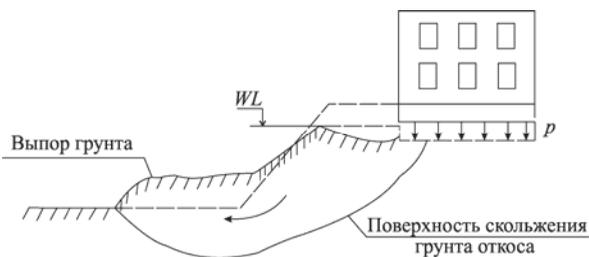


Рис. 2.28. Оползневые явления

5. Суффозия – это процесс выноса мелких минеральных частиц породы фильтрующейся через нее водой. Процесс близок к карсту, но отличается от него тем, что суффозия является преимущественно физическим процессом и частицы породы не претерпевают дальнейшего разрушения (рис. 2.29).

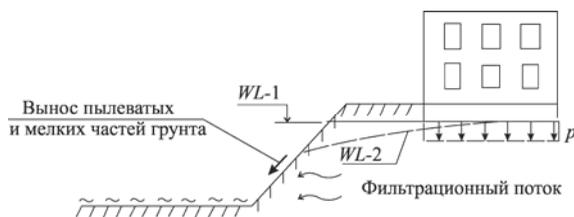


Рис. 2.29. Суффозия

6. Загнивание деревянных свай (рис. 2.30). В связи с понижением грунтовых вод конструкции деревянных свай начинают взаимодействовать с кислородом, что вызывает повышение активности различных микроорганизмов, провоцирующих загнивание конструкций свай.

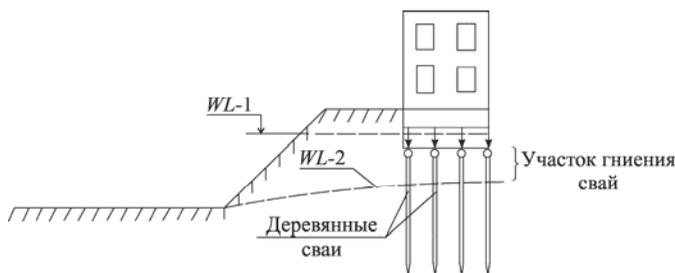


Рис. 2.30. Загнивание деревянных свай

При понижении уровня грунтовых вод при новом строительстве соседнее здание может получить неравномерные осадки. В.Г. Симгин, П.А. Коновалов приводят примеры данных ситуаций (рис. 2.31). Для ведения работ был огражден шпунтовой стенкой глубокий котлован, практически вплотную примыкающий к одной стороне здания столовой. Затем с помощью иглофильтров был понижен уровень грунтовых вод и начались земляные работы, а после – устройство бетонных конструкций подвальной части здания. В связи с продолжительностью работ шесть дней в неделю в выходной день иглофильтры выключали, подвал периодически затопливался подземными водами. В первый день рабочей недели вода отсасывалась и работы продолжались. Через месяц после начала данных работ у оконных проемов здания столовой появились трещины, оконные

рамы покосились, и здание стало осаживаться в сторону шпунтового ограждения котлована (см. рис. 2.31). Через полтора месяца ряд помещений первого этажа пришлось закрыть, так как эксплуатация здания стала небезопасной.

Анализ причин аварийных деформаций позволил установить, что крен здания был обусловлен снижением уровня подземных вод в толще его основания, в результате чего исчезало взвешивающее влияние подземной воды. Плотность грунта повышалась в два раза, основание претерпевало дополнительное уплотнение, сопровождающееся неравномерной осадкой здания. Если депрессионная кривая поверхности подземных вод быстро выполаживается по мере удаления от понижающего фильтра, то участки основания, где происходит уплотнение грунта, по глубине будут неодинаковыми даже в пределах пятна застройки. Этим объясняется наличие крена в сторону иглофильтров. Кроме того, периодические снижения и подъемы уровня подземных вод способствовали развитию обильного трещинообразования в надфундаментных конструкциях здания.

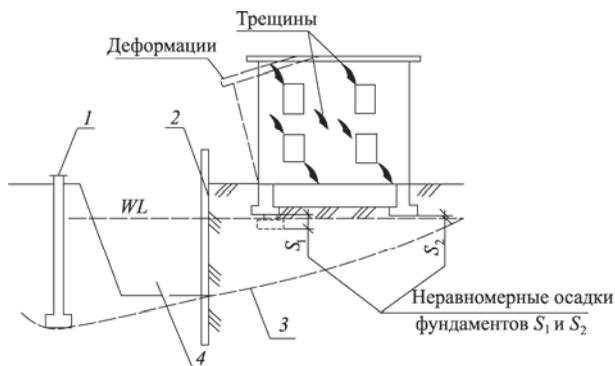


Рис. 2.31. Деформации здания вследствие понижения уровня подземных вод иглофильтровой установкой: 1 – иглофильтры; 2 – шпунт; 3 – уровень подземных вод после понижения (депрессия); 4 – котлован

Еще один пример. Пятиэтажное кирпичное здание с продольными несущими стенами на сборных ленточных фундаментах с глубиной заложения 3,3 м, построенное в г. Тюмени, эксплуатировалось в течение двух лет. В основании его залегали слои мягко- и текучепластичных суглинков с прослойкой мелкого водонасыщенного песка. Под-

земные воды располагались на глубине 2,2 м. В летний период в 5–6 м от здания параллельно его фасаду началась прокладка ливневой канализации. Для нее нужно было разработать траншею глубиной 4 м, при этом работы сопровождались откачкой воды из траншеи. Примерно в это же время в простенках здания практически на всех этажах и в стеновых блоках подвала появились трещины. Наблюдение за осадками здания и анализ поведения гипсовых маяков, установленных на трещинах в здании, привели к выводу, что именно работы по устройству ливневой канализации послужили причиной неравномерных осадок и деформации здания (рис. 2.32).

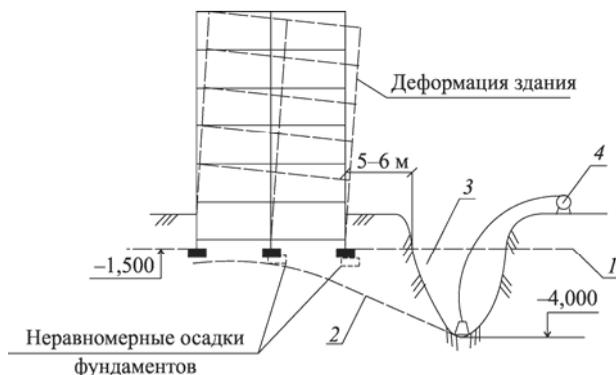


Рис. 2.32. Деформации жилого дома, вызванные открытым водоотливом из смежной с ним траншеи: 1 – уровень подземных вод до откачки; 2 – уровень подземных вод после откачки; 3 – траншея; 4 – насос

За счет изменения положения уровня грунтовых вод происходит нарушение равновесия системы «грунт – грунтовая вода». Последствия водопонижения проявляются в различной степени в зависимости от условий водопонижения и характеристик грунта.

В случае водонасыщенных грунтов ограждение котлована должно быть заглублено в подстилающий водоупор или, в отсутствие водоупора, его длина должна обеспечивать невозможность движения грунтовой массы из-под фундамента в котлован, что определяется специальным расчетом (рис. 2.33, 2.34). Необходимо также проверить устойчивость ограждения и не допустить горизонтального смещения верхней части стенки в сторону котлована.

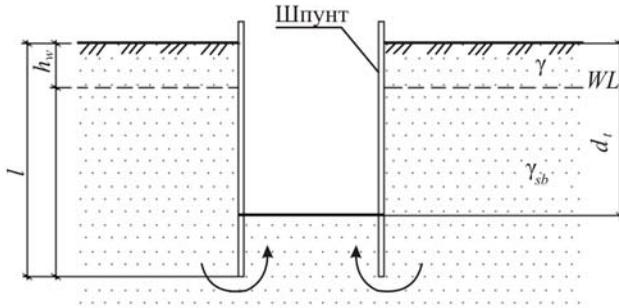


Рис. 2.33. Гидравлический прорыв: γ_{sb} – удельный вес водонасыщенных грунтов; γ – удельный вес грунта выше УГВ; d_t – глубина котлована; h_w – глубина залегания УГВ

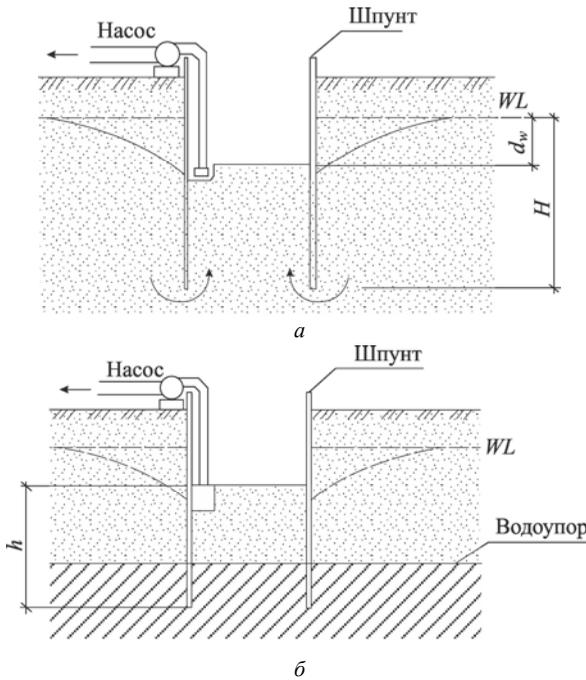


Рис. 2.34. Водоотлив из котлована: а – без водоупора ($H \geq 2,2d_w$); б – при наличии водоупора ($H \geq 1,2$ м); d_w – глубина залегания грунтовых вод относительно дна котлована; H – глубина погружения шпунта ниже УГВ; h – глубина погружения шпунта ниже дна котлована

Для обеспечения устойчивости грунта должно выполняться следующее условие:

$$I = \frac{d_t - h_w}{l - h_w} \leq 0,3,$$

где I – гидравлический напор; величина 0,3 – критическая.

2.8. Меры по уменьшению влияния нового здания на соседние

Специфика проектов фундаментов, расположенных возле существующих зданий и сооружений, состоит в том, что они должны обеспечить нормальную работу конструкций нового здания и не приводить к развитию деформаций основания соседних зданий.

Дополнительные расчетные деформации существующего здания не должны превышать половины предельных значений, устанавливаемых СП.

Принципиально уменьшение влияния может быть осуществлено при помощи планировочных, архитектурных, конструктивных, технологических и организационных мероприятий.

Планировочные мероприятия направлены на то, чтобы новое здание было отнесено от существующих на безопасное расстояние – обычно на 10–20 м. Тогда новое здание может рассматриваться как «отдельно стоящее» и специфических проблем с фундаментами не возникает.

Архитектурное решение может упростить задачу, если новое здание в зоне примыкания тем или иным способом облегчено. Допустим, в зоне примыкания располагают блок, высота которого меньше соседнего, новое здание облегчено проездами и т.п.

Конструктивные мероприятия являются основными и заключаются в следующем: 1) новое здание строится на фундаментах мелкого заложения; 2) новое здание возводится на свайных фундаментах; 3) под новым зданием предусмотрено строительство глубокого подземного объема (гараж, склад и т.п.).

Основная опасность для существующих зданий при строительстве вблизи них новых связана с развитием дополнительных осадок. При этом наибольшие повреждения возникают в пределах 2–7 м от границы примыкания старых зданий. Следовательно, если между смежными зданиями обеспечен достаточный разрыв, опасность дополнительных осадки резко снижается. Основываясь на этом, С.Н. Сотников в 1986 году предложил новый тип фундаментов с консолями для строительства в стесненных условиях.

Сущность этого решения сводится к следующему (рис. 2.35). Фундамент нового здания не доводится до его торца. Торцевая часть здания опирается на консоль, вылет которой определяется по расчету. Сама консоль рассчитывается и проектируется по правилам железобетонных конструкций. Она может выполняться как в виде плиты, так и в виде пространственной конструкции. В Санкт-Петербурге построены и нормально эксплуатируются несколько зданий с вылетом консолей 3–7 м. Данное мероприятие эффективно при выполнении двух условий: 1) между нижней гранью консоли и грунтом должен быть обеспечен воздушный зазор, размер которого назначается не менее двойной величины ожидаемой осадки нового здания; 2) между фундаментами и стенами нового и существующих зданий должен быть выполнен осадочный шов. Конструкции шва и его исполнению должно быть уделено особое внимание.

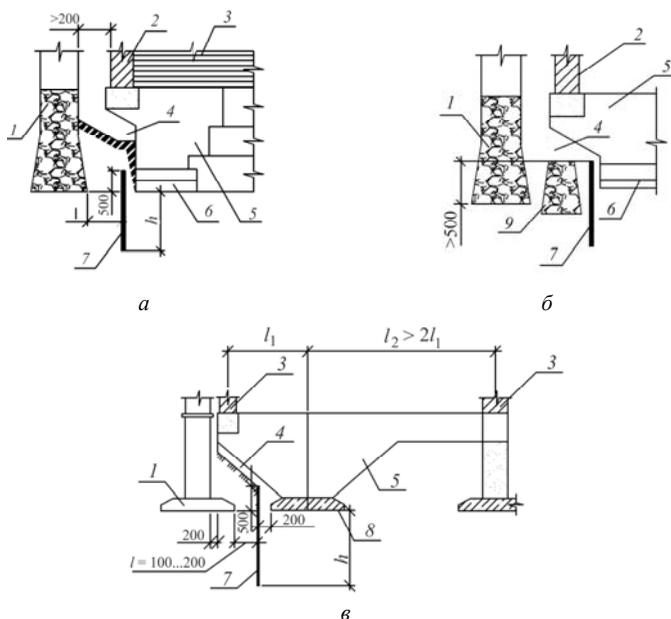


Рис. 2.35. Консольное примыкание к существующим фундаментам новых зданий: *а* – с продольными несущими стенками; *б* – с сохранением фундамента разобранного здания; *в* – с поперечными несущими стенками: 1 – фундамент существующего здания; 2 – ограждающая стенка нового здания; 3 – несущая стенка; 4 – зазор между балкой с консолью и грунтом; 5 – фундаментная балка с консолью; 6 – уширение подошвы фундамента; 7 – разъединительный шпунт; 8 – поперечный ленточный фундамент; 9 – фундамент разобранного здания

Другим надежно апробированным способом является устройство между зданиями разделительной стенки, изготавливаемой в виде шпунтового ряда, бурозавинчиваемых или набивных свай, «стены в грунте». Назначение разделительной стенки – изменить напряженное состояние грунта так, чтобы напряжения в основании старого здания от влияния нового не получили опасного развития, а вызванная ими дополнительная осадка не имела опасных последствий или была нулевой.

Таблица 2.7

Расчетные сопротивления грунта f_b , кПа,
по боковой поверхности забивных свай

Средняя глубина располо- жения слоя грунта z_i , м	f_i для песчаных грунтов средней плотности								
	Крупных и средней плотности	Мелких	Пылеватых	–	–	–	–	–	–
f_i для глинистых грунтов с показателем текучести I_L									
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания: 1. Для промежуточных глубин z_i и промежуточных значений показателя текучести I_L значения f_i определяют интерполяцией.

2. Для плотных песков значения f_i необходимо увеличить на 30 %.

3. Толщину слоев при членении толщи грунтов для определения f_i следует принимать не более 2 м.

Стенка заделывается на глубину h_2 в более прочные подстилающие грунты ниже перекрывающих их слабых грунтов или ниже сжимаемой толщи в основании проектируемого фундамента h_1 . Расчет глубины заделки стенки производится исходя из условия

$$tu \sum f_{1i} l_{1i} \leq 2u \sum f_{2j} l_{2j},$$

где m – коэффициент условий работы, применяемый для разделительной стенки, погружаемой в грунт на глубину менее 4 м – 0,6, на глубину более 4 м – 0,8;

u – длина участка разделительной стенки, принимаемая равной 1 м;

f_{1i}, f_{2j} – расчетное сопротивление i -го или j -го слоя грунта соответственно на боковой поверхности стенки в пределах глубины h_1 и h_2 , определяемые по табл. 2.7;

l_{1i}, l_{2j} – толщина i -го или j -го слоев грунта в пределах глубины h_1 и h_2 соответственно.

Суммирование в левой части приведенного выше неравенства производится по всем слоям грунта в пределах h_1 , в правой части – в пределах h_2 .

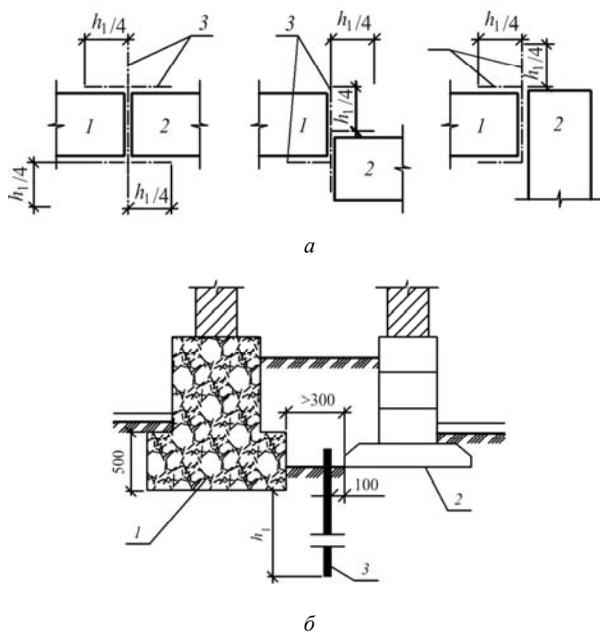


Рис. 2.36. Расположение разделительной шпунтовой стенки: a – план; b – разрез; 1 – существующее здание; 2 – строящееся здание; 3 – разьединительный шпунт; h_1 – длина шпунта (мощность сжимаемой толщи)

Разделительная стенка должна устраиваться по всей линии при-
мыкания фундамента нового здания к существующему и с каждой
стороны выходить за пределы существующего здания не менее чем на
 $h_1/4$ (рис. 2.36).

2.9. Деформации существующих зданий при строительстве рядом с ними новых зданий

Внешний вид и характер трещин в фундаментах и стенах здания позволяют достаточно точно выяснить природу их возникновения. На рис. 2.37–2.40 представлены характерные деформации зданий в зависимости от условий их строительства и эксплуатации.

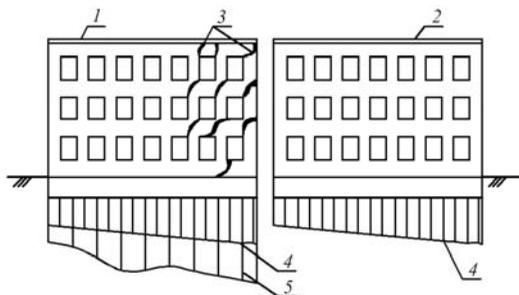


Рис. 2.37. Деформации при возведении зданий в несколько очередей: 1, 2 – соответственно здания первой и второй очередей строительства; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов

Причина повреждений – неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания зданий.

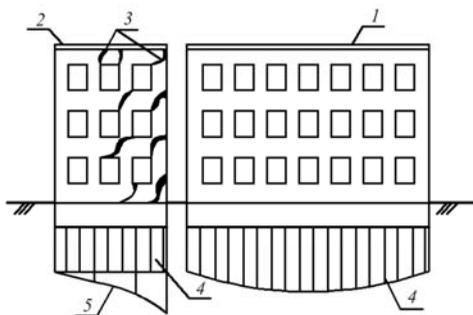


Рис. 2.38. Деформации при возведении нового здания вблизи существующего: 1 – возводимое новое здание; 2 – существующее здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов; 5 – эпюра дополнительных осадок фундаментов

Причина повреждений – неправильное конструктивное решение фундаментов в месте примыкания зданий

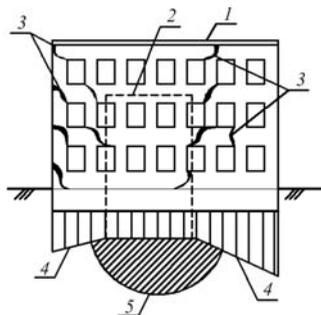


Рис. 2.39. Деформации при строительстве нового здания на месте снесенного: 1 – возводимое новое здание; 2 – существующее старое здание; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов нового здания; 5 – граница зоны уплотненного грунта

Причины повреждений:

- отсутствие предпостроечного уплотнения грунтов основания;
- отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания;
- неправильное конструктивное решение фундаментной части здания.

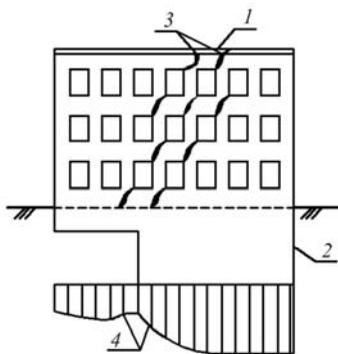


Рис. 2.40. Деформации при ступенчатом фундаменте здания: 1 – возводимое здание; 2 – фундаментная часть здания; 3 – места появления трещин и развития повреждений конструкций; 4 – эпюра осадок фундаментов

Причины повреждений:

- неправильное конструктивное решение фундаментной части здания;
- отсутствие конструктивных мероприятий, повышающих жесткость здания.

2.10. Мониторинг эксплуатируемых зданий и геологической среды

Целями мониторинга являются оценка воздействия нового строительства или реконструкции на расположенные вблизи здания или окружающую среду в период строительства и последующие годы эксплуатации, прогнозирование изменений состояния зданий и инженерно-геологических условий основания, современное выявление дефектов, предупреждение и устранение негативных процессов, уточнение различных прогнозов и корректировка проектных решений.

Реализация целей мониторинга технического состояния зданий и сооружений, попадающих в зону влияния нового строительства и природно-техногенных воздействий согласно ГОСТР 53778–2010, осуществляется на основе:

- определения абсолютных и относительных значений деформаций конструкций зданий и сооружений и сравнения их с расчетными и допустимыми значениями;
- выявления причин возникновения и степени опасности деформаций для нормальной эксплуатации объектов;
- принятия своевременных мер по борьбе с возникающими деформациями или устранению их последствий;
- уточнения расчетных данных и физико-механических характеристик грунтов;
- уточнения расчетных схем для различных типов зданий, сооружений и коммуникаций;
- установления эффективности принимаемых профилактических и защитных мероприятий;
- уточнения закономерностей процесса сдвижения грунтовых пород и зависимости его параметров от основных влияющих факторов.

Инструментальные наблюдения за сдвижением земной поверхности и сооружений проводят с помощью системы реперов, закладываемых в грунт и конструкции зданий и сооружений, а за сдвижением

толщи горных пород – с помощью глубинных реперов, закладываемых в скважины. На застроенных территориях, для исключения возможности повреждений подземных коммуникаций, места закладки реперов должны согласовываться с органами местной исполнительной власти. Закладка реперов и начальные наблюдения на них должны проводиться до начала строительства.

Наблюдения за сдвижением земной поверхности, а также за деформациями зданий и сооружений, попадающих в зону влияния строительства подземного сооружения, заключаются в периодическом инструментальном определении положения реперов с фиксированием видимых нарушений, а также всех факторов, влияющих на значения и характер сдвижений и деформаций. Для зданий и сооружений также проводят измерения их динамических параметров.

Определение точности измерения вертикальных и горизонтальных деформаций проводят в зависимости от ожидаемого расчетного значения перемещения. При отсутствии данных по расчетным значениям деформаций оснований и фундаментов допускается устанавливать класс точности измерений вертикальных и горизонтальных перемещений:

I – для следующих зданий и сооружений: уникальных, находящихся в эксплуатации более 50 лет, возводимых на скальных и полускальных грунтах;

II – для зданий и сооружений, возводимых на песчаных, глинистых и других сжимаемых грунтах;

III – для зданий и сооружений, возводимых на насыпных, просадочных, заторфованных и других сильно сжатых грунтах;

IV – для земляных сооружений.

Предельные погрешности измерения крена в зависимости от высоты H здания или сооружения не должны превышать следующих значений, мм:

– для гражданских зданий и сооружений – $0,0001H$;

– для промышленных зданий и сооружений – $0,0005H$;

– для фундаментов под машины и агрегаты – $0,00001H$.

По материалам измерений, вычислений и геолого-маркшейдерской документации составляют заключение, содержащее необходимую информацию о состоянии зданий и сооружений, попадающих в зону влияния крупного нового строительства и природно-техноген-

ных воздействий, изменении геомеханического состояния породного массива; степени опасности и скорости развития негативных процессов (если требуется). К заключению прикладывают документацию, подтверждающую сделанные в нем выводы.

Правильно построенная и неукоснительно исполняемая система мониторинга обеспечивает при новом строительстве и реконструкции максимальную сохранность расположенных вблизи зданий и окружающей среды.

2.11. Численные методы расчета осадок зданий и НДС оснований

В случае отдельно стоящих зданий и сооружений под действием нагрузки, приложенной к основанию через фундамент, в грунте основания возникает напряженное состояние, которое вызывает развитие деформаций, приводящих к перемещению (осадке) фундамента и поверхности вокруг него. При строительстве в стесненных условиях вследствие изменения напряженного состояния основания осадку получает не только возводимое здание, но и существующие здания и сооружения, попадающие в зону влияния нового строительства.

Проблемой возникновения и оценки дополнительных осадок зданий и сооружений в разное время занимались В.Н. Бронин, В.П. Вершинин, Б.И. Далматов, Н.А. Ибадильдин, В.А. Ильичев, П.А. Коновалов, Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова, В.В. Семенюк-Ситников, В.Г. Симагин, Г.М. Скибин, С.Н. Сотников, В.М. Улицкий, А.Л. Четвериков, А.Г. Шашкин, R. Katzenbach, E. Schultze и др.

Единые европейские нормы относят возведение зданий на структурно неустойчивых грунтах в условиях городской застройки к III наиболее сложной геотехнической категории сразу по двум позициям, указывая проектировщикам на сложность решаемых ими проблем. Анализ аварий последних лет, произошедших у нас в стране и за рубежом, показывает, что 70 % «отказов» зданий происходит по причине ошибок на стадии геотехнических работ.

В настоящее время в практике проектирования широко применяются следующие методы определения конечных осадок фундаментов: метод послойного суммирования, уточненный метод послойного суммирования, метод линейно деформируемого слоя, метод эквивалентного слоя Н.А. Цытовича и др. Однако приведенные даже в норматив-

ных документах (СНиП, СП, ТСН) методы расчета осадок дают существенно различные результаты. Это связано с тем, что значения осадок в первую очередь зависят от гипотезы, заложенной в основу расчетной модели грунта и тех допущений, которыми каждая из гипотез ограничена.

Метод послойного суммирования, основанный на законе линейно-деформируемого полупространства для одноразового нагружения, является на сегодняшний день основным расчетным методом СНиПов по определению осадок фундаментов. Однако прогноз осадок сооружений по схеме однородного упругого полупространства не вполне отражает деформативность грунтового основания, представляющего собой дискретную, многофазную, с выраженными реологическими свойствами систему. Применение данного метода целесообразно в том случае, если решаемые с его помощью задачи фундаментостроения отвечают интересам практики и не противоречат данным, полученным в результате натуральных наблюдений.

Уточненный метод послойного суммирования, предложенный В.Н. Брониным в 1983 году, позволяет учитывать дополнительные горизонтальные нормальные напряжения, возникающие при деформации грунтового массива, но данный метод также основан на линейной зависимости между деформациями и напряжениями.

Метод расчета осадки линейно деформируемого (упругого) слоя, разработанный К.Е. Егоровым (1958), не позволяет определять осадку с учетом нагружения соседних фундаментов.

Метод эквивалентного слоя Н.А. Цытовича (1983) рассматривает деформации грунтов в пределах бесконечного полупространства. Данным методом, как считает Н.А. Цытович, можно пользоваться при площади подошвы фундаментов менее 50 м^2 . Это ограничивает возможность использования метода для определения осадки фундаментов с учетом нагружения соседних площадей.

Метод ограниченной сжимаемой толщи, предложенный Б.И. Далматовым в 1968 году и впоследствии усовершенствованный А.А. Собениным (1974), позволяет с помощью кольцевых графиков учесть влияние одновременно возводимых фундаментов на осадку основания в любой заданной точке, расположенной на удалении от них. Однако необходимо отметить, что определение напряженно-деформированного состояния грунтов основания при помощи графических зависимостей изначально вносит погрешность в результаты расчетов.

Общим недостатком перечисленных выше методов расчета осадок фундаментов является постоянство значения модуля деформации или коэффициента относительной сжимаемости в пределах отдельного слоя. Фактически модуль деформации в значительной степени зависит от напряженного состояния грунта. В связи с этим были предложены следующие модели грунтового основания: с линейно возрастающим по глубине модулем деформации (Г.И. Покровский), с искусственно увеличенным модулем (М.И. Горбунов-Посадов), однородного слоя с жестким подстиланием (К.Е. Егоров), билинейная модель (В.Н. Широков, В.Г. Федоровский).

В.А. Ильичевым, П.А. Коноваловым, Н.С. Никифоровой введен дополнительный критерий деформаций для зданий вблизи глубоких котлованов – кривизна подошвы фундаментов, которая «используется для установления предельных деформаций основания по условиям прочности и трещиностойкости». Разработан экспериментально-аналитический метод расчета осадок зданий на ленточных фундаментах вблизи котлована, учитывающий жесткость и вес здания. При расчетах модель здания принималась в виде нагруженной равномерно распределенной нагрузкой полубесконечной балки.

Большой вклад в теорию нелинейного деформирования грунтов внесли такие зарубежные исследователи, как D.G. Drucker, R.M. Naythoruthwaite, J. Holubce, H.B. Poorooshasb, W. Prager, K.H. Roscoe, A.N. Sherbourue, R.T. Shield и др.

Расчет напряженно-деформированного состояния конструкций зданий и сооружений совместно с грунтовыми основаниями в последнее время выполняется с использованием численных методов. В исследованиях многих зарубежных и отечественных ученых, таких как С.М. Алейников, В.П. Дыба, Ю.К. Зарецкий, М.В. Мальшев, Ю.Н. Мурзенко, В.Г. Тер-Мартirosян, С.Б. Ухов, А.Б. Фадеев, В.А. Флорин, Н.А. Цытович, М.А. Biot, C.S. Desai, Y.C. Fung, R.J. Melosh, Y. Yamada, показано, что наиболее полно учесть пластические и реологические свойства материалов и грунтов можно с использованием хорошо разработанного аппарата механики сплошной среды. При этом целесообразно применять численные методы.

Наиболее распространенными среди численных методов являются метод конечных разностей и метод конечных элементов.

Моделирование методом конечных разностей заключается в замене дифференциальных коэффициентов уравнения на разностные коэффициенты, что позволяет свести решение дифференциального уравнения к решению его разностного аналога, т.е. построить его конечно-разностную схему. Достоинство метода конечных разностей состоит в том, что его можно применять практически к любой системе дифференциальных уравнений, но учет граничных условий задачи очень часто является трудно программируемой операцией.

Суть моделирования методом конечных элементов заключается в разбиении сплошной среды (конструкции или грунта в целом) на области (конечные элементы), в каждой из которых поведение среды описывается с помощью отдельного набора выбранных функций, представляющих напряжения и перемещения в указанной области. Подбор функции, удовлетворяющей дифференциальным уравнениям и краевым условиям, осуществляется с использованием специальных методов. Преимущество данного метода заключается в том, что можно эффективно формировать граничные условия и возможны представления совершенно нерегулярных и сложных конструкций и напластования грунтов. Поэтому при выполнении геотехнических расчетов широко используется метод конечных элементов.

2.11.1. Возможности программного комплекса Plaxis

Существует несколько специализированных геотехнических программных комплексов, в которых реализован метод конечных элементов: Plaxis, FEM models, GeoSoft, midas GTS, Z-soil и др.

Наиболее широко распространенным комплексом в России и зарубежом является программный комплекс Plaxis, основанный на методе конечных элементов.

Plaxis BV – голландская компания, образованная в 1993 году на базе Голландского технического университета Дельфта (Technical University of Delft). Программный код Plaxis 2D был создан в университете в 1986 году с использованием метода конечных элементов, а Plaxis 3D появился в 2000 году.

Программный комплекс Plaxis-8.0 позволяет производить двумерные (рис. 2.41) и трехмерные (рис. 2.42) расчеты напряженно-деформированного состояния, устойчивости и фильтрации сложных геотехнических систем.

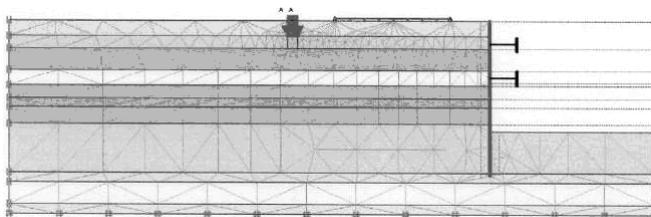


Рис. 2.41. Плоская задача. Расчетная схема с сеткой конечных элементов

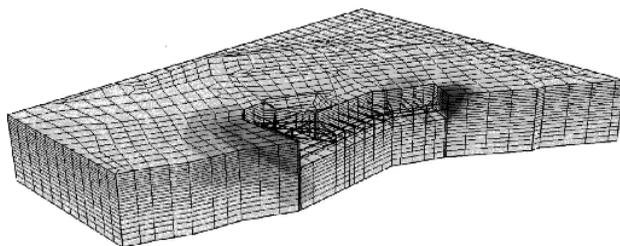


Рис. 2.42. Объемная задача. Изополю горизонтальных перемещений. Сечение

Plaxis 2D представляет собой двухмерную геотехническую программу, в которой реальная ситуация моделируется с помощью модели плоской деформации или осесимметричной модели.

Plaxis 3D Foundation предназначен для выполнения геотехнических расчетов в пространственной постановке задачи.

Расчет в Plaxis 3D более трудоемок, так как занимает больше времени при задании расчетной модели и выполнении непосредственно расчета по сравнению с Plaxis 2D. Его использование целесообразно при детальных расчетах с точным заданием всех исходных параметров, например после выбора конкретных технологий устройства котлована. Для предварительных расчетов достаточно решить задачу в плоской постановке.

При формировании расчетной схемы в программе Plaxis используются следующие элементы:

1. Балки – для моделирования изгиба подпорных стен, обшивок тоннелей и других тонкостенных структур. Балки могут использоваться совместно с контактной поверхностью для выполнения качественного анализа большого спектра геотехнических конструкций.

2. Контактные поверхности – для учета взаимодействия конструкций и грунтов. Используются для моделирования тонких участков интенсивного сдвига материала, контактирующего с фундаментом, сваей, геотекстилем, подпорной стеной и т.д.

3. Анкеры – для моделирования анкеров и распорок. Существует специальная функция для анализа предварительного напряжения анкеров и углубления распорок.

4. Геотекстиль – для моделирования георешеток. На практике георешетки часто используются для укрепления насыпей или сохранения структуры почвы.

5. Тоннели – для моделирования круговых и некруговых тоннелей, слагаемых из арок.

Из созданной геометрической модели программа в автоматическом режиме генерирует неструктурированную конечно-элементную сетку с возможностью глобального и локального изменения ее плотности. Инженеру предоставлен выбор между квадратичными 6-узловыми и 15-узловыми треугольными элементами четвертого порядка, которые можно использовать при моделировании деформации и нагрузок в грунте и осесимметричном анализе поведения массива грунта. Элементы высокого порядка позволяют работать с равномерным распределением напряжений в грунте и просчитывать величины предельных и недопустимых нагрузок.

Постпроцессор Plaxis имеет развитые возможности для графического представления результатов расчета – перемещений, напряжений, структурных воздействий.

Plaxis позволяет также создавать графики всех типов напряжений и перемещений в любом сечении. Существует специальный инструмент для черчения кривых «нагрузка – перемещение», траектории напряжения и диаграмм «напряжение – деформация».

Программа позволяет учесть пластические и реологические свойства грунтов (например, консолидацию). Целесообразность использования Plaxis-8.0 в научно-исследовательской работе объясняется также возможностью моделировать процессы поэтапного строительства и экскавации грунта путем активирования и деактивирования кластеров элементов, приложения нагрузок, изменения уровней воды и т.д.

2.11.2. Выбор модели грунтового основания для геотехнического моделирования в программном комплексе Plaxis

В настоящее время все более широко применяются методы численного моделирования для решения различных геотехнических задач. При этом достоверность полученных результатов во многом определяется правильным выбором модели грунта, а также правильным заданием входных параметров для этой модели.

Точность прогнозов в механике грунтов во многом определяется тем, с какой полнотой в уравнениях состояния отражаются особенности деформирования грунтов. При этом в практике проектирования для конкретных случаев используются расчетные модели грунта разной сложности.

Под моделью материала понимается система математических уравнений, описывающих зависимость между напряжениями и деформациями. Деформирование грунтов под нагрузкой – сложный процесс. Это обусловлено в первую очередь самой природой грунтов, свойства которых по своему многообразию резко отличаются от свойств конструкционных материалов. В рыхлых горных породах при действии внешней нагрузки возникают как общие деформации (присущие всем сплошным телам), так и деформации, вызванные взаимным перемещением твердых минеральных частиц. Грунтам даже при умеренных нагрузках свойственна нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями. В связи с этим модель линейно деформируемой среды в виде полупространства или слоя конечной толщины, используемая широко в инженерной практике, не может в полной мере описать напряженно-деформированное состояние грунтового массива. Это становится возможным при решении смешанных упругопластических задач с применением численных методов.

В программе Plaxis используется несколько моделей грунтов: Кулона – Мора, рыхлых грунтов, мягких ползучих грунтов и твердых грунтов.

Самая распространенная модель грунтов из используемых в Plaxis – модель Кулона – Мора. Данная модель использует те же характеристики грунта, что и модель линейно деформируемой среды, определяемые с помощью стандартных испытаний:

1. Параметры упругости:
 - модуль деформации;
 - коэффициент Пуассона.
2. Параметры пластичности:
 - угол внутреннего трения;
 - сцепление грунта.
3. Параметр дилатансии:
 - угол дилатансии.

Параметры модели Кулона – Мора:

E	Модуль деформации, кН/м ²
ν	Число Пуассона
C	Сцепление, кН/м ²
φ	Угол внутреннего трения, град
ψ	Угол дилатансии, принимает значения $0 \leq \psi \leq \varphi$, град

Основным недостатком модели Кулона – Мора является то, что для каждого слоя грунта задается постоянная средняя жесткость. В действительности жесткость с изменением напряженно-деформированного состояния меняется. Для модели Кулона – Мора можно задать жесткость, которая линейно изменяется с глубиной.

Достоинством модели Кулона – Мора является достаточно быстрое выполнение расчетов. Однако данную модель не стоит использовать при сложных траекториях нагружения. Например, при расчетах разработки глубокого котлована в данной модели может получиться слишком большое поднятие дна. Модель представляет интерес с точки зрения моделирования поведения конструкций, например толстых бетонных стенок или плит, у которых прочностные характеристики обычно намного выше, чем у грунта, а также для оценки неравномерности получения осадок.

Модель упрочняющегося грунта. Для задания ее параметров используются компрессионные трехосные испытания и испытания на сдвиг (табл. 2.8):

1. Параметры упругости:
 - секущий модуль деформации;
 - модуль деформации при разгрузке – повторном нагружении;
 - модуль деформации;
 - коэффициент Пуассона.

2. Параметры пластичности:

- угол внутреннего трения;
- сцепление грунта.

3. Параметр дилатансии:

- угол дилатансии.

Преимущества модели упрочняющегося грунта:

- применение гиперболической модели зависимости между деформациями и напряжениями;

- учитывает зависимость модулей деформации от напряжений (все входные параметры увеличиваются с увеличением давления), есть возможность контролировать эту зависимость;

- все три основных параметра жесткости задаются для одного эталонного значения давления $p_{ref} = 100$ кПа.

К недостаткам модели упрочняющегося грунта можно отнести более длительный расчет и невозможность моделирования циклического нагружения. Модель упрочняющегося грунта достаточно точно описывает поведение грунта при экскавации, устройстве подпорных стен, проходке туннелей, сопровождающейся уменьшением среднего эффективного напряжения и одновременно мобилизацией сопротивления пород сдвигу. Основная сложность использования модели упрочняющегося грунта заключается в том, что возникает необходимость проведения более полных инженерно-геологических изысканий.

Модель рыхлых грунтов используется для точного анализа логарифмической работы на сжатие нормально консолидированного рыхлого грунта.

Модель мягких ползучих грунтов (*Soft-Soil-CreepModel*) – это усовершенствованная версия модели мягких грунтов, включающая моделирование второй стадии ползучести.

Есть возможность использования и других моделей, таких как линейно-упругая модель (*LinearElasticModel*), модель слабого грунта типа *Cam-Clay*, реологическая модель с учетом ползучести грунта, упругопластическая модель анизотропного скального грунта. Для ученых имеется возможность поэкспериментировать и создать собственную модель (*User-DefinedModel*), описывающую работу и поведение грунтов основания.

Пример выполнения расчета в программном комплексе Plaxis представлен в прил. 1.

Таблица 2.8

Параметры модели упрочняющегося грунта

№ п/п	Символ, размерность	Название
<i>Основные параметры</i>		
1	E_{50}^{ref} , кН/м ²	Секущий модуль деформации при 50 % значений ($\sigma_1 - \sigma_3$)
2	C , кН/м ²	Эффективное сцепление
3	ϕ , град	Эффективный угол внутреннего трения
4	E_{oed}^{ref} , кН/м ²	Тангенциальный модуль деформации
<i>Параметры, принимаемые по умолчанию</i>		
5	E_{ur}^{ref} , кН/м ²	Модуль деформации при разгрузке – повторном нагружении из трехосных испытаний, по умолчанию $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$
6	ν_{ur}	Число Пуассона при разгрузке – повторном нагружении, по умолчанию $\nu_{ur} = 0,2$
7	m (power)	Показатель степени, для описания влияния ограничивающего давления на модуль деформации, по умолчанию $m = 0,5$
8	K_0	Коэффициент бокового давления (горизонтального напряжения при нормальной консолидации) грунта $K_0 = \frac{\sigma'_{xx}}{\sigma'_{yy}}$, при консолидации $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$, по Jaky (1944)
9	p^{ref} , кН/м ²	Опорный уровень напряжений, по умолчанию $p^{ref} = 100$
10	ψ , град	Угол дилатансии, обычно $\psi = \phi - 30^\circ$
11	R_f	Предельное соотношение $\frac{q_f}{q_a}$, по умолчанию $R_f = 0,9$
12	$\sigma_{tension}$, кН/м ²	Прочность на растяжение, по умолчанию $\sigma_{tension} = 0$

2.12. Роль экспериментальных исследований в области геотехники

Под экспериментальными исследованиями подразумевается практическая проверка разработанных теоретических положений в специально созданных условиях в зависимости от различных факторов. При этом эксперимент может быть математическим (например, проверка на ЭВМ по собственной программе предложенных теоретических решений для конкретных различных условий и факторов), лабораторным, на моделях, натурным и производственным.

Постановка эксперимента требует организационных усилий и материальных затрат и еще не говорит о творческом вкладе исследователя. Более существенным становится планирование эксперимента и разработка методики его проведения. Прежде всего следует четко сформулировать цели и задачи будущего эксперимента на основе предлагаемой теории и определить его характер.

Во многих случаях экспериментировать приходится на моделях, отражающих процесс или конструкцию лишь в определенном масштабе. При этом, естественно, встает вопрос о том, насколько получаемые на модели результаты применимы в действительности. Без ответа на него все результаты экспериментов могут оказаться под сомнением. Таким образом, при разработке методики испытаний существенны вопросы моделирования, которые отражают то, с каким масштабным соотношением, в какой форме и как результаты экспериментов на модели можно применять к действительным процессам, конструкциям, технологиям и т.п. В этом основная сложность экспериментирования на моделях. Вместе с тем достоинство модельных и лабораторных экспериментов состоит в возможности их многократного повторения.

Вопросам экспериментального моделирования, разработке критериев подобия во многих отраслях технических знаний посвящены специальные работы, которые должны быть тщательно изучены и максимально использованы.

При планировании натурных экспериментов, ценность которых обычно выше, чем модельных и лабораторных, необходимо помнить, что роль и значение эксперимента в научном исследовании заключаются в том, чтобы выявить функциональную зависимость только определенных факторов, влияющих на изучаемый процесс. Зачастую мы имеем целую комбинацию неотделимых друг от друга факторов, от которых зависит данное явление. Чтобы выделить какой-либо из них,

необходимо исключить или снизить влияние остальных, создав тем самым искусственную обстановку. Получение на практике такой обстановки обычно весьма затруднительно. Но даже создав ее, исследователь должен ответить на вопрос, насколько искусственная обстановка влияет на характер изучаемого явления или процесса.

В ряде случаев эксперимент может быть заменен проверкой результатов теоретического исследования на практике применительно к реальным процессам, технологиям, конструкциям и т.п. При такой постановке исследований должен быть обоснован целый ряд положений: возможность и область применения данного метода, оценка факторов, влияющих на достоверность, и др.

Планирование экспериментального исследования начинается с выбора базы эксперимента. Под этим подразумеваются приборы, стенды, экспериментальные площадки, объекты наблюдений и т.п., на которых предполагается проводить экспериментальные работы.

Следует особо подчеркнуть, что неверно ограничиваться существующей экспериментальной базой, если она не подходит к условиям предполагаемого исследования. В этом случае ее необходимо дооборудовать, переоборудовать или создать новую. Вопрос выбора экспериментальной базы в тексте диссертации должен быть тщательно обоснован и описан исходя из целей и задач как эксперимента, так и всего исследования.

Значительную роль при планировании следует уделить составлению подробной методики эксперимента, чертежей и планов размещения установок, приборов и оборудования, методике настройки, проверки и тарировки приборов и снятия показаний, установлению их точности и чувствительности, регулярности и последовательности измерений и т.п. Тщательная и обоснованная методика значительно облегчит проведение самого эксперимента и поможет получить надежные результаты, отвечающие целям работы.

Количество экспериментов для получения каждой зависимости должно быть достаточным для проведения анализа получаемых результатов методами математической статистики. Это тем более необходимо тогда, когда явление зависит от многих факторов. В таком случае проводится многофакторный анализ.

Методика проведения экспериментальных исследований песчаных оснований на примере штамповых модельных испытаний представлена в прил. 2.

Вопросы для самопроверки

1. Что такое дополнительная осадка здания (применительно к строительству в плотных городских условиях)?
2. Назовите причины возникновения дополнительной осадки здания.
3. Как нормируется дополнительная осадка? Основные проблемы, возникающие в процессе определения предельно допустимой дополнительной осадки.
4. Перечислите причины развития строительно-технологической осадки.
5. Почему желательно возводить новое здание с такой же конструкцией фундамента, как и у находящегося вблизи здания?
6. Как изменяется напряженное состояние грунта при устройстве котлована вблизи существующего фундамента?
7. Какие существуют технологии устройства котлованов в стесненных городских условиях?
8. Какие виды ограждения котлованов применяются в плотных городских условиях? Назовите область их применения, достоинства и недостатки.
9. Опишите технологию устройства котлована открытым способом.
10. В каких случаях при устройстве ограждения котлованов применяют грунтовые анкеры?
11. Опишите технологию устройства котлована полузакрытым способом.
12. Опишите технологию устройства котлована комбинированным способом.
13. Какие существуют способы водопонижения?
14. Какую опасность для зданий представляет водопонижение?
15. Какие мероприятия вы можете предложить при разработке котлована в обводненных условиях? Как данные мероприятия влияют на осадку окружающей застройки?
16. Назовите мероприятия по уменьшению влияния нового строительства на существующую застройку.
17. В чем заключается сущность устройства фундаментов с консолями?

18. В каких случаях применяют разделительную стенку между зданиями?

19. Каковы цели мониторинга существующих зданий?

20. Приведите примеры наиболее характерных деформаций зданий, возникающих при строительстве в стесненных городских условиях.

21. Назовите методы определения конечных осадок фундаментов.

22. Назовите недостатки аналитических методов определения осадок зданий и сооружений.

23. Какие методы численного моделирования и модели грунтового основания применяются для решения геотехнических задач?

24. В чем, по-вашему, заключаются основные сложности проведения натурного геотехнического эксперимента?

ГЛАВА 3. УДЕРЖИВАЮЩИЕ ПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И МЕТОДЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ*

3.1. Дом на склоне

Настоящую главу начнем с известного высказывания одного из ведущих архитекторов прошлого века Франка Ллойда Райта, работы которого не оставляют равнодушными многих и сегодня, являясь примером для потомков и будущих поколений строителей и архитекторов. Гармония жилья, по Райту, это прежде всего гармония окружающей среды и человека, и она связана не только с конкретной строительной задачей, но и с решением вечного вопроса: «Как жить?». Разумеется, сразу возникает вопрос: «Причем здесь гармония жизни, если собрались говорить про проблемное – про дом на склоне?». Дело в том, что дом на склоне (рис. 3.1) дает большие преимущества в отношении раскрытия пейзажа. Искусственное развитие участка, направленное на создание интересного ландшафта, может быть сведено к минимуму, так как с наклонного участка открывается прекрасный вид, и иных привлекающих внимание деталей, скорее всего, не потребуются. Наклонный участок характеризуется динамичностью ландшафта. Выразительным качеством склона является очевидное изменение уклона. Места смены уклона рельефа могут быть подчеркнуты и усилены за счет применения террас. Такой участок интересен уже сам по себе, выдаваясь выразительной трехмерностью, объемом, которая создает иные, чем на равнине, ощущения.

При строительстве на склоне из инженерно-технических мероприятий на первый план выступает защита склона от разрушения, а построек – от затопления. Необходимая организация поверхностного стока ливневых и талых вод включает в себя устройство водоотводящих и перехватывающих канав, лотков, а на некоторых участках предусматривается снижение скорости водных потоков. Откосы с уклоном меньше 30 см на 1 м не нуждаются в специальных укреплениях, для обеспечения их устойчивости достаточно прочности газона и корневой системы кустарников.

* При написании главы использовались материалы, предоставленные профессором Х. Брандлем из Венского технического университета.



Рис. 3.1. Дом на склоне

Для фиксации же более крутых склонов разрабатывают специальные мероприятия. Наклонный участок нуждается в дренаже: грунтовые воды и поверхностный сток воды сверху должны быть перехвачены и либо отведены, либо свободно пропущены под сооружение или сквозь него.

Учет изменения геологической обстановки и современные методы расчета устойчивости склонов, как мгновенной, так и длительной, позволяют наиболее рационально использовать неудобные в градостроительном отношении территории.

Территория г. Перми, безусловно, относится к склоновым территориям. Это прежде всего связано с географическим расположением (предгорье Уральских гор) и естественным рельефом местности, изрезанным многочисленными малыми, средними и крупными водотоками (реки Кама, Чусовая, Сылва и др.), поэтому вопрос строительства и эксплуатации зданий на склонах является для нашего города актуальным. В 2004 году учеными Пермского государственного технического университета в содружестве со специалистами Волгограда, Саратова, Уфы были разработаны территориальные строительные нормы «Строительство объектов на склонах» (ТСН 12-301-04). Данный нор-

мативный документ вобрал в себя основные строительные требования, которыми необходимо руководствоваться при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий на склонах (рис. 3.2).



Рис. 3.2. Строительство комплекса зданий в г. Уфе

Как бы ни было жаль денег и времени, достаточно серьезное внимание при строительстве дома на склоне придется уделить инженерно-геологическим и гидрологическим изысканиям. Во-первых, инженерные изыскания должны проводиться в соответствии с требованиями нормативных документов на изыскания и исследования строительных свойств грунтов. Во-вторых, результаты изысканий должны содержать данные, необходимые для обоснованного выбора типа основания и фундаментов, должны учитывать прогнозируемые изменения геологии площадки в процессе строительства и эксплуатации, а также влияние строительства на соседние сооружения. В-третьих, и это самое важное, проектирование оснований и типов фундаментов зданий и сооружений на оползнеопасных территориях без полного комплекса инженерно-геологических изысканий не допускается. В районах горных выработок при проектировании дома обязательно использовать данные маркшейдерской съемки и бурения разведочных скважин на глубину не менее 30 м. Грамотно проведенные инженерно-геологические изыскания позволят установить контур оползневого тела (по глубине

залегания и по площади распространения), выявить литологические разрезы и состав грунтов оползневого тела и подстилающей толщи, а также их прочностные и деформационные характеристики.

Наиболее серьезной проблемой при строительстве домов на склоне является возможное развитие оползневых явлений на застраиваемой территории (рис. 3.3). Если оползень возникает, это приводит к аварийной ситуации.



Рис. 3.3. Оползнеопасный участок в г. Перми

В общепризнанной специалистами классификации оползневые явления подразделяют на группы в соответствии с формой разрушения, видом движущихся материалов, возрастом или стадией развития. Выделяют пять основных групп оползневых явлений: обвалы, опрокидывания, оползни скольжения, оползни выдавливания и потоки. Шестая группа – сложные движения – включает комбинацию двух и более из вышеуказанных пяти типов. На основе определения формы движения склонов на стадии проектирования определяют метод расчета устойчивости склонов и необходимые противооползневые мероприятия.

Именно противооползневые мероприятия, с одной стороны, обеспечивают необходимую устойчивость склона и гарантируют условия нормальной эксплуатации здания, а с другой стороны, могут существенно удорожить строительство и эксплуатацию дома на склоне. Поэтому подбор таких мероприятий должен производиться тщательно, для каждого конкретного случая и обязательно компетентными в этом вопросе специалистами.

Ниже перечислены противооползневые мероприятия, которые наиболее часто применяются в инженерной практике – как отдельно, так и комплексно, в зависимости от условий конкретного участка.

Перепланировка поверхности оползня до устойчивого состояния. Суть метода состоит в следующем: грунтовую массу перемещают из зоны активного оползневого давления в зону пассивного сопротивления. Таким образом, в зоне активного оползневого давления искусственно уменьшается мощность оползневого тела путем срезки грунтов, а в пассивной зоне его мощность увеличивается путем насыпки грунта. Площадь, объемы и глубина возможного аварийного перемещения грунта определяется на основе инженерно-геологических изысканий и результатов расчетов устойчивости склона, которые выполняются специализированными лицензированными организациями.

Возведение удерживающих сооружений на пути движения оползня. В настоящее время наиболее распространенными видами заглубленных сооружений, предназначенных для удержания оползневых склонов, являются свайные ограждения и удерживающие стены на свайных фундаментах. В качестве материала конструкций в основном используется железобетон, способный воспринять значительные изгибающие моменты и сдвиговые усилия в грунте. Кроме того, могут использоваться железобетонные монолитные подпорные стенки, сборно-монолитные подпорные стенки, шпунтовые подпорные стенки, в том числе из легких полимерных материалов. Основной идеей устройства удерживающих сооружений является закрепление грунтов поверхностного слоя в зоне контакта оползневого тела с подстилающей поверхностью.

Армирование склонов и установка грунтовых анкеров. Как правило, грунтовые основания хорошо воспринимают сжимающие нагрузки, но в значительно меньшей степени работают на сдвиг на растяжение. Увеличить сопротивление грунтов сдвиговым усилиям и растяжению, а также снизить их деформативность можно с помощью *армирования*. В достаточно упрощенном случае можно рассматривать армирование грунтов в том же контексте, как и армирование бетонных строительных конструкций металлической арматурой. Армирование грунтов в строительной практике рассматривается как улучшение грунтовых оснований посредством введения в них искусственных армирующих элементов. Основными областями применения

армирования грунтов являются армирование откосов с целью обеспечения их устойчивости и армирование слабых оснований с целью повышения их несущей способности и обеспечения передачи значительных нагрузок. В качестве армирующих материалов могут использоваться нетканые синтетические материалы, полимерные, металлические полосы, пластины, металлические и синтетические сетки и решетки, геокомпози- ты, а также другие материалы. В настоящее время геосинтетические армирующие материалы широко применяются в строительной практике и имеют достаточно развитую номенклатуру применения – от транспортно- го строительства (армирование покрытий автомобильных дорог) до гидротехнического (устройство гидроизоляции). Применение того или иного геосинтетического армирующего материала, его объемы зависят от конкретных грунтовых условий, передаваемых проектных нагрузок, назначения конструкций и определяются расчетом.

Анкеры представляют собой устройства, служащие для передачи выдергивающих усилий от строительных конструкций на грунтовую толщу. Грунтовые анкеры применяют в промышленном, гражданском, транспортном и гидротехническом строительстве. Их используют для закрепления ограждений котлованов, стен подземных сооружений, откосов и склонов, фундаментов дымовых труб, мачт и башен и т.д. Широкое использование анкеров объясняется исключительно положительным эффектом их применения.

Регулирование поверхностного и подземного стока воды на оползневом участке и прилегающих к нему территориях. Возможное изменение водонасыщенности грунтов оползневой массы и подстилающей толщи – один из существенных факторов, определяющих устойчивое состояние склона. Поэтому важной мерой профилактики оползней считается ограждение оползневого участка от притока поверхностных вод из окружающей местности, отвод поверхностных вод с самого оползневого участка и понижение уровня грунтовых вод на оползневом участке на необходимую величину.

Водоотвод с оползневого участка обеспечивается системой водоотводных канав, устраиваемых на самом участке. Систему этих канав разделяют на следующие группы:

1) каптажно-отводные, предназначенные для сбора и отвода воды, накапливаемой в различных микропонижениях рельефа оползневого участка и каптажей в местах выхода подземных источников;

- 2) водосборные, предназначенные для сбора и отвода атмосферных осадков;
- 3) осушительные – для дренирования верхнего слоя грунта оползня;
- 4) водосбросные – для пропуска собранных вод по оползневому участку.

Из-за воздействия атмосферных осадков на поверхности оползневого участка образуются промоины, рытвины и овраги. В них обычно накапливается вода, которая постепенно проникает в оползневый массив, снижая устойчивость склона. Для предотвращения этого проводят специальные мероприятия, из которых наиболее эффективны следующие:

1. Планировка и трамбовка поверхности оползневого участка с целью обеспечения максимального стока воды в водосборные системы, устроенные на оползневом участке. Наибольший эффект достигается, если планировка и трамбовка выполнены в увязке с вертикальной планировкой поверхности оползня до устойчивого состояния;

2. Укрепление поверхностного слоя оползневого участка с целью уменьшения инфильтрации воды поверхностного стока и предохранения поверхностного слоя грунта от эрозионных процессов. Эти мероприятия могут быть выполнены несколькими способами (дренирование поверхности оползневого участка после его планировки; травосеяние в сочетании с насаждением кустарников; уплотнение поверхностного слоя оползня втрамбовыванием в него смеси глины, песка, шлака или щебенки; агролесомелиорация оползневых участков с целью предохранения поверхностного слоя от размывов и образования оврагов в период затяжных ливневых дождей и паводков; укладка противоэрозионных экранов из геосот и геоячеек).

При выполнении этих мероприятий необходимо, прежде всего, предусмотреть меры по сохранению существующей древесно-кустарниковой растительности на оползневом склоне и за его пределами. В местах, где в ходе строительных работ лесокустарниковый покров уничтожен, следует производить искусственное насаждение растительности с соблюдением необходимых условий ее сохранения.

Резюмируя сказанное выше, еще раз подчеркнем: строительство дома на склоне – это великолепная возможность использовать естественный рельеф и перспективу. Однако необходимо помнить и выполнять требования по обеспечению устойчивости и конструкционной

безопасности при строительстве зданий на склонах, заложенные в действующих нормативных строительных документах, и ни в коем случае не допускать развития аварийных ситуаций.

3.2. Современные методы обеспечения устойчивости оползневых склонов

Откосом называется искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь. Откосы образуются при возведении различного рода насыпей (дорожное полотно, дамбы, земляные плотины), выемок (котлованы, траншеи, каналы, карьеры) или при перепрофилировании территорий.

Оползневые подвижки грунта на склонах и откосах развиваются в результате увеличения активных сдвигающих сил или уменьшения сил сопротивления, что приводит к переходу в неравновесное состояние и потере устойчивости. Одним из наиболее эффективных способов повышения устойчивости откосов и склонов является их выполаживание. Хорошие результаты дает метод возведения уступчатого профиля с образованием горизонтальных площадок (берм) по высоте откоса. Однако это всегда связано с увеличением объемов земляных работ. Важнейшим мероприятием является регулирование гидрогеологического режима откоса или склона.

Когда же устойчивость откоса требуемой крутизны не обеспечивается, для его поддержания приходится устраивать подпорные стенки. Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и др.). В настоящее время при устройстве подпорных стен широко используют геосинтетические материалы, такие сооружения иногда называют подпорными стенками из армированного грунта.

Рассмотрим несколько современных методов обеспечения устойчивости опасных земляных откосов.

Метод колодезных стен

Колодезные стены работают по принципу подпорных стенок. Они состоят из отдельных эллиптических колодцев и достигают до 400 м в длину. Зазор между колодцами должен быть меньше большей оси поперечного сечения эллипса: $a_i \leq b$. Грунт или скалу между колод-

цами покрывают торкрет-бетоном, толщина и армирование которого зависят от качества грунта и сводчатых сил, которые вырабатываются в колодцах (рис. 3.4).

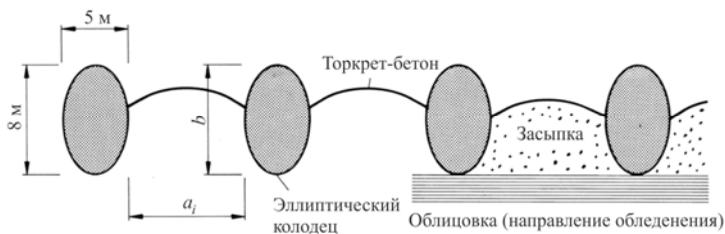


Рис. 3.4. Схематический план колодцевой стены (колодцы эллиптического сечения – 8,0×5,0 м)

Подобно свайным стенам стенки колодцев могут быть закреплены анкерно или с применением других предохраняющих или опорных мер. Анкерное закрепление, расположенное в нескольких плоскостях, особенно необходимо на критических и крутых склонах. Колодцевые стены, например, применяются на обрывистых сползающих склонах над проезжей частью автомагистрали (рис. 3.5).



Рис. 3.5. Комбинированная анкерно-колодцевая стена для автомагистрали под крутым спуском: глубина колодцев – 40 м, глубина погружения в грунт – 27 м; начальная стадия озеленения спустя 2 года после окончания строительства

Торкрет-бетонный свод между колодцами тянется вплоть до начала полотна автомагистрали. Имеется возможность озеленить свободное пространство между колодцами с целью пространственного сглаживания стены. Сверх того повышается способность стены к звукопоглощению.

Преимущества колодцевых стен:

- перенос нагрузки в плоскость подошвы (через моментную нагрузку и трение по подошве дополнительно к боковой передается часть сдвиговой нагрузки);

- возможность проведения большеформатных повторных испытаний в ходе выемки грунта и адаптации испытаний к местным неоднородным включениям без изменения нагрузки (например, путем углубления, расширения основания колодца, инъекции и/или иглопробивания грунта из шахты).

В отдельных случаях колодцы не полностью замоноличиваются, а снабжаются усиливающими (повышающими жесткость) железобетонными кольцами. Эти колодцы имеют эффективную и достаточно глубокую анкеровку и дренажную скважину, верх которой остается доступным для контроля и непрерывного техобслуживания (рис. 3.6). В дальнейшем в любое время возможно введение дополнительных анкеров для большей надежности. Кроме того, колодцы можно исследовать для целесообразного дренажа откосов.

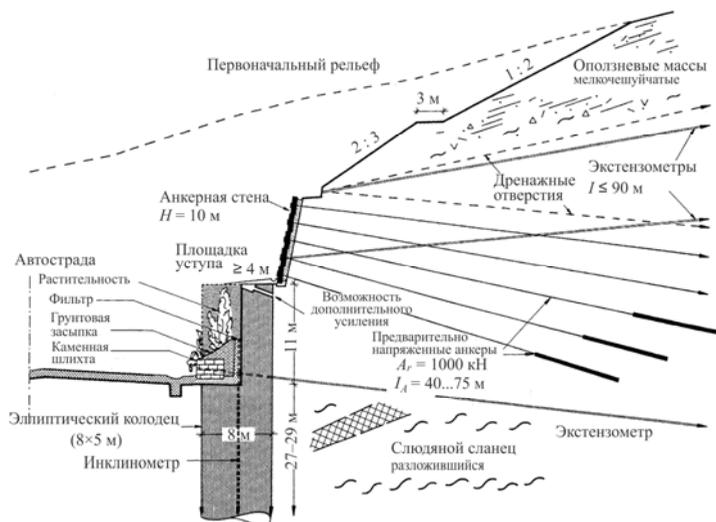


Рис. 3.6. Анкерная стена, колодцевая стена с озеленением между колодцами

В колодезных стенах, работающих при особенно больших боковых нагрузках, наряду с анкерными креплениями предлагается использовать расходящиеся конструктивные усилители из железобетона. Вот два примера из практики.

Если в разрезе оба откоса подвержены скольжению, можно под нижележащим грунтом от одной стены до другой проложить работающие на сжатие массивные ригели (рис. 3.7). Этот метод является наиболее надежным в тех случаях, где сдвиг стен должен быть практически исключен, например в непосредственном соседстве с мостами.

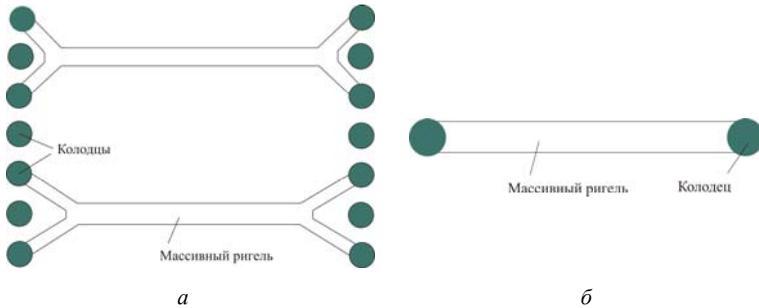


Рис. 3.7. Схемы вариантов расположения усиливающих массивных железобетонных ригелей: а – кустового; б – ленточного



Рис. 3.8. Противообвальная галерея на крутом склоне

В противообвальных галереях опорные сооружения нагружаются не только давлением насыпи, но и большими горизонтальными силами от лавинных и селевых потоков. Открытые подпорные конструкции

вместо массивных и глубоких в основании опорных дисков или стен предлагается усиливать наклонными ригелями (рис. 3.8). Речь идет о треугольных стропилах, благодаря которым боковой сдвиг от вершины склона лучше передается в основание фундамента. Между ригелями откос по необходимости можно облицовывать или защищать анкерными пластинами.

Метод «стена в грунте»

Метод «стена в грунте» – метод строительства подземных сооружений, состоящий в возведении вертикальных ограждающих и несущих стен в траншеях-щелях, удерживающих грунтовые стенки от обрушения. «Стена в грунте» отделяет массив, находящийся непосредственно под зданием или сооружением, от окружающего пространства, что позволяет увеличить несущую способность основания и уменьшить осадки, более эффективно использовать подземное городское пространство. Эти конструкции справедливо стали востребованными в последнее время.

Применение метода целесообразно и достаточно эффективно в следующих случаях:

– сложные гидрогеологические условия (высокое стояние уровня грунтовых вод, стена прорезает водоносные пласты и заглубляется в водоупорный слой). Использование метода позволяет производить работы в котловане без устройства водопонижения, замораживания и т.п.;

– стесненные условия существующей застройки (конфигурация котлована может быть достаточно сложной, расположение в непосредственной близости от подземных сетей – сложность в ограждении строительного котлована, а также при реконструкции действующих предприятий);

– возведение подземных сооружений на значительной глубине – устройство фундаментов тяжелых зданий, подземных этажей, гаражей, пешеходных переходов, транспортных тоннелей, водопроводно-канализационных сооружений, противодиффузионных сооружений и др.

Устройство «стен в грунте» можно подразделить на следующие этапы (рис. 3.9):

1. По контуру сооружения отрывается траншея для будущей форшахты, которая служит направляющей для землеройной машины

и обеспечивает устойчивость стенок в верхней части. Основание траншеи выравнивают и уплотняют, устанавливают щиты опалубки, укладывают арматуру и бетонируют форшахту. При высоком стоянии грунтовых вод для установки машин делается песчаная подсыпка.

2. Откапывается на полную глубину узкая траншея для сооружения секций стены захватками до 30–50 м каждая. По ее торцам устанавливаются ограничители, после чего в траншею закладывается арматура и она заполняется бетоном.

Возможно также изготовление «стены в грунте» из сборных элементов. Для того чтобы стенки траншеи не обваливались, в особенности при высоком стоянии грунтовой воды, ее заполняют глинистым раствором из бентонитовой глины, уровень которого должен быть выше уровня грунтовой воды.

Выемка грунта осуществляется грейфером двухчелюстного типа или многоковшовым экскаватором типа фрезы. Такими механизмами отрываются траншеи глубиной до 8 м. Зазоры между сборными элементами заполняются цементным раствором для придания стене монолитности. После возведения стены в грунте и твердения бетона из внутреннего замкнутого пространства удаляется грунт.

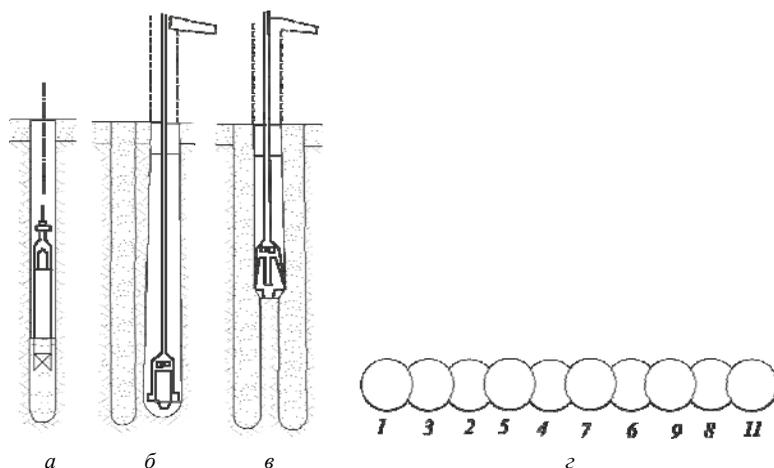


Рис. 3.9. «Стена в грунте»: а – выемка грунта из скважины; б – заполнение бетоном; в – разработка новой скважины между двумя забетонированными; г – порядок бурения скважины для устройства сплошной стены

Если заделки в основании для устойчивости и обеспечения прочности стены оказываются недостаточно, то предусматриваются распорные или анкерные крепления. Распорные крепления применяются, если расстояние между параллельными стенами менее 15 м. Анкерные крепления инъекционного типа предпочтительнее в одном или двух уровнях.

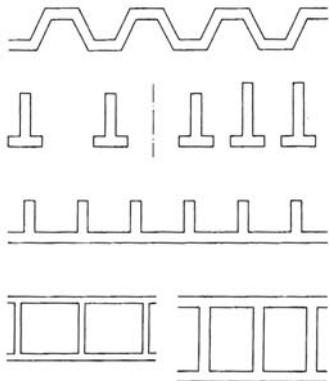


Рис. 3.10. Различные конфигурации стен в грунте в плане

При больших силах бокового давления оправдывают себя конструкции с большими моментами сопротивления по линии скольжения (рис. 3.10).

Метод «стена в грунте» для укрепления насыпей применяется относительно редко; главная причина этого в производстве работ. Исключение составляет, например, врезание в насыщенный влагой откос, когда стены котлована должны быть полностью интегрированы в сооружение.

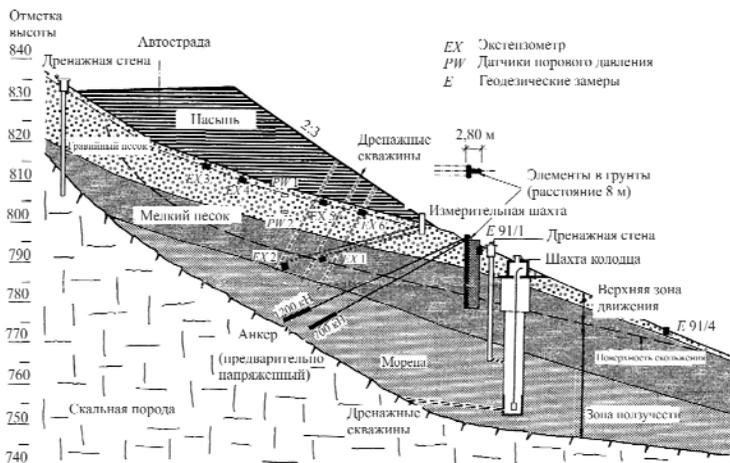


Рис. 3.11. Анкерные элементы «стены в грунте» и прочие мероприятия по опиранию насыпи автострада на нестабильном склоне: близкая к поверхности зона скольжения, ниже – глубокая зона скольжения

При переменном рельефе местности подходят стены из отдельных Т-образных элементов для закрепления насыпи. Рис. 3.11 показывает усиленные элементы траншейной стены на спуске насыпи, для стабилизации которой также необходимы многочисленные дренажные мероприятия.

На оползневых склонах с богатыми монтмориллонитом основаниями применения опорных инъекционных суспензий на основе бетона может оказаться недостаточно. В качестве альтернативы используются полимерные растворы.

Метод инъекционных стен

Инъекционные стены состоят из несущего модуля или колонны, которые изготавливаются по технологии реактивной струи (jet-grouting – струйная технология, инъекции высокого давления, цементация грунта под высоким давлением).

Практически тридцать лет струйная технология широко применяется в ряде стран для решения различных геотехнических задач, возникающих как при новом строительстве, так и реконструкции.

При этом методе в основание грунта при высоком давлении (примерно 1000 атм) подается цементный раствор через сопло буровой трубы. Режущая струя достигает в сопле скорости примерно 200 м/с. Грунтовый массив разрезается и по частям вымывается через межтрубное пространство буровой скважины на поверхность местности. Одновременно с этим растворенный грунт смешивается с введенной суспензией и затвердевает в виде однородной массы.

Порядок производства работ (рис. 3.12):

- 1) бурение лидерной скважины диаметром 112–132 мм до проектной отметки;
- 2) подъем буровой колонны с вращением и одновременной подачей струи цементного раствора под давлением до 500 атм (обратный ход);
- 3) погружение в тело незатвердевшей грунтобетонной колонны армирующего элемента.

По технологии различают три метода производства свай по методу jet-grouting: одноструйная, двухструйная и трехструйная технологии.

В результате струйной цементации в грунте образуются цилиндрические колонны диаметром 600–2000 мм. В зависимости от движения устройства сопла создают каркасы в форме диска или колонны, которые по необходимости также могут быть связаны в единую стену.

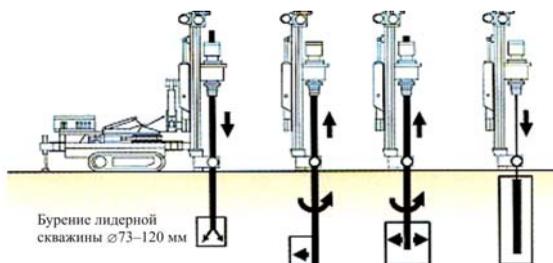


Рис. 3.12. Порядок производства работ при однострутной и двухструтной технологиях

Технология подходит практически для всех рыхлых, слабых грунтов и уже оправдала себя для искусственных оснований и насыпей (рис. 3.13). Глубина закрепления зависит от грунта в основании – примерно до 70 м.

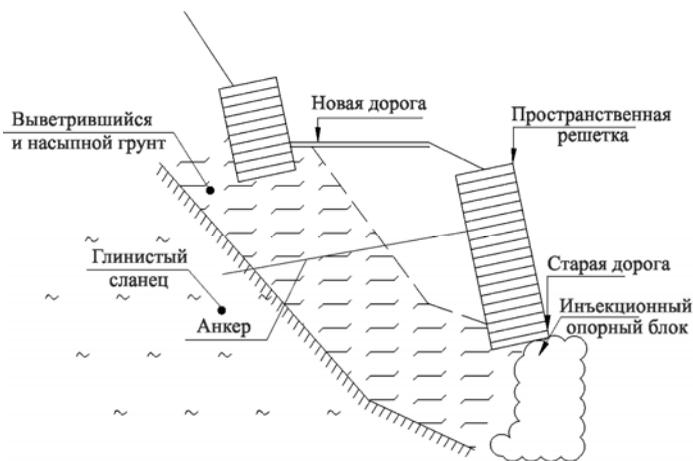


Рис. 3.13. Инъекционная стена – опорный блок (jet-grouting) для увеличения местного запаса прочности нестабильного крутого склона для строительства новой дороги

Безанкерное закрепление инъекционного элемента не подходит из-за значительных сил бокового давления. Этот же метод является экономичной альтернативой для простых случаев и оправдал себя уже в сочетании с другими мероприятиями поддержки и укрепления и в случаях возникновения критических плоскостей сдвига в теле.

На рис. 3.14 представлена анкерная инъекционная стена высотой 34 м, устраиваемая в неоднородном гравии при разработке котлована глубиной 30 м у подножья горы высотой более 1000 м. Выдерживающие усилия в анкерах составляет 628–754 кН. Длина анкеров колеблется от 21 до 29 м, с уклоном к горизонтальной плоскости 15–25°.

Верхняя часть стены (рис. 3.14) состоит из вертикальных колонн ($d \geq 1,5$ м), причем работы должны выполняться сверху вниз. При разработке следующего уровня котлована вскрывается следующий участок стены с анкерами, а поверхность стены защищается однослойным армированным торкрет-бетоном. Снятие бокового давления грунта осуществляется посредством напряженных анкеров в 11 уровней; для распределения нагрузки служит железобетонный пояс. Для закрепления подошвы подпорной стены устанавливаются дальнейшие инъекционные элементы, уходящие вглубь на 12 м ниже дна котлована. Вертикальное отклонение стены может составлять лишь $\Delta x \geq 1$ см.

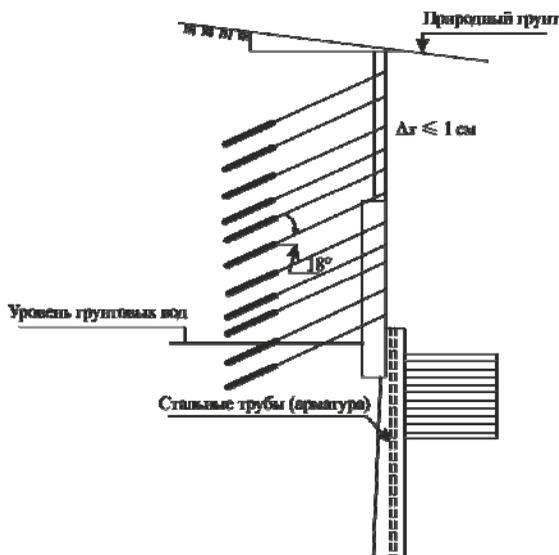


Рис. 3.14. Анкерная инъекционная стена

Инъекционные элементы могут устанавливаться с любым наклоном – вплоть до горизонтального расположения (или слегка наклоненные).

Метод ребристых стен

Ребристые стены проектировались из отработанных, местных скальных оснований, но в основном применяется для дополнительного укрепления откоса в рыхлых грунтах. Предпосылкой для этого метода защиты послужило то, что локальные участки склонов во время строительства по меньшей мере на краткий срок остаются неустойчивыми. Важнейшим несущим элементом являются жесткие ребра из монолитного бетона или сборных блоков; промежутки между ними должны закрепляться более или менее надежно в зависимости от следующих факторов:

- свойства горных пород или грунтов (характеристика грунтовых вод);
- высота и наклон стены;
- шаг ребер;
- геологические характеристики, эстетические аспекты.

Если массивная горная порода мало подвержена выветриванию (разрушению), то можно оставить свободную поверхность без обработки (закрепления); при небольшом наклоне ребер (в рыхлых грунтах) требуется озеленение. В обоих случаях речь идет о комбинированной подпорной конструкции, а не об опорной стене или массиве в естественном состоянии. Условием для этого служит то, что в грунте образуются своды между ребрами; последний должен принять полное давление грунта или распор свода.

При трещиноватой, ветхой горной породе, почве и/или крутом, обрывистом склоне нужно обеспечить свободную площадку между анкерными ребрами, чтобы опорная конструкция получила вид стены.

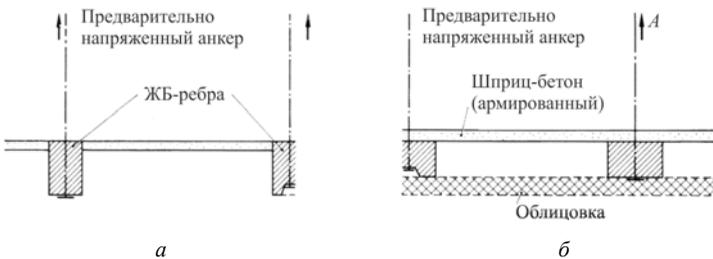


Рис. 3.15. Конструкции ребристых стен. Легкая конструкция укрепления участка с армированным торкрет-бетоном: а – без облицовки; б – с облицовкой

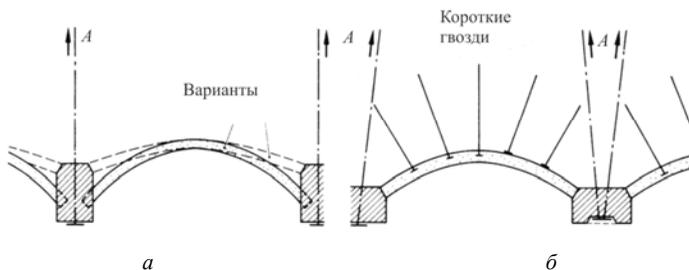


Рис. 3.16. Конструкции ребристых стен. Сводчатые конструкции:
а – арочные элементы; *б* – с гвоздевым армированием

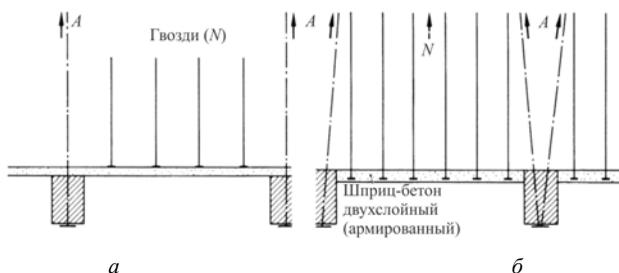


Рис. 3.17. Конструкции ребристых стен. Комбинированные конструкции:
а – гвоздевание ребер; *б* – совмещение сводчатых элементов и гвоздевания

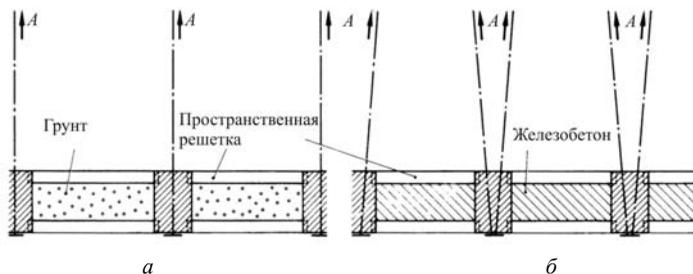


Рис. 3.18. Конструкции ребристых стен. Различные варианты заполнения решетки:
а – заполнение грунтом; *б* – заполнение бетоном

В первых двух случаях ребра должны полностью принимать давление грунта и, соответственно, обеспечивать, помимо этого, местный запас прочности (рис. 3.15, 3.16).

В третьем случае представлено комбинирование анкерных ребер со стеной с гвоздями различной несущей способности. Данный вид

конструкции облицовывают порой для того, чтобы защитить торкрет-бетон. В качестве облицовки применяют кирпичную кладку, сборные бетонные блоки, (озелененные) элементы пространственной решетки и т.д. (рис. 3.17).

В четвертом случае представлено комбинирование анкерных ребер с элементами ячеек. Внутреннее заполнение может осуществляться либо грунтом (рис. 3.18, *а*), либо бетоном (см. рис. 3.18, *б*). Заполнение ребристых стен с элементами решетки достаточно долговечно. Для производства ребер могут использоваться сборные элементы. Решетка передает поперечные нагрузки на основание.

Ребра различно анкеруются по необходимости: решающим для расчета является анализ оползнеопасного участка и величина давления грунта. Толщина и армирование торкрет-бетона соответствует геотехническим и статическим требованиям. Вместо торкрет-бетона может использоваться также монолитный бетон на усиленных заполнениях. Значительные по высоте ребра жесткости имеют от 5 до 10 анкеров. Если приходится рассчитывать на очень неравномерные движения голов анкера (гетерогенный грунт основания), рекомендуется создание швов для разделения ребер жесткости на статически определимые отрезки.

3.3. Удерживающие мероприятия и статически чувствительные конструкции на неустойчивых склонах

В странах с высокой плотностью населения хорошее грунтовое основание для новостроек встречается все реже и реже. Однако требования локальной и международной транспортной инфраструктуры вынуждают инженеров-геотехников представлять решения, которые зачастую должны достигать границ выполнимости. Строительство на неустойчивом основании включает в себя значительно более высокие расчетные риски, чем приняты другими направлениями гражданского строительства. В большинстве случаев, сложные теоретические модели и вычисления просто моделируют предельные состояния, которых практически не существует. Статистические исследования также в действительности не решают задачу. Это относится как к параметрам грунтового основания, так и к климатическим данным. Но параметрические исследования являются существенными для достоверной оценки риска и сопровождают концепцию наиболее вероятных и наиболее неблагоприятных условий. Это включает в себя проблемы проектирования, которые могут быть адаптированы во время строительства или даже в дли-

тельной перспективе в соответствии с методом наблюдений. Нестабильный рельеф требует «полуэмпирического» метода проектирования, основанного на всестороннем мониторинге и предварительно запланированных мероприятий по обеспечению безопасности, которые позволят усилить конструкцию в будущем, если это потребуется на основании результатов длительных измерений.

3.3.1. Влияние воды

Большинство оползней происходит под воздействием воды. Воздействие может быть прямым, обусловленным давлением трещинной воды или поровым давлением, фильтрационным давлением, вызванным просачивающейся водой, либо косвенным, обусловленным снижением сдвиговых параметров грунта основания.

На рис. 3.19 приведена гистограмма, которая ясно указывает на влияние погоды на количество и величину оползней в определенном регионе: проливные, продолжительные дожди в весенний период 1975 года вызвали многочисленные катастрофические оползни в некоторых областях Австрии, что ни разу не происходило в предшествующие 150 лет. Им благоприятствовали предыдущая очень дождливая осень и обильные снегопады в зимний период, в результате чего грунтовое основание напиталось водой как губка, а трещины в скальном основании были уже заполнены водой, прежде чем начались проливные весенние дожди.

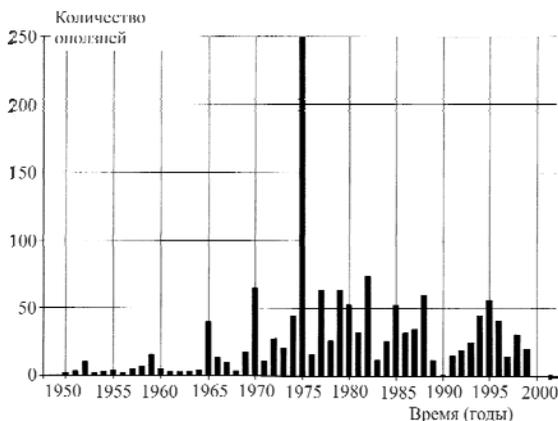


Рис. 3.19. Оползни в Нижней Австрии между 1950 и 1999 годом

Такие погодные условия вызывают серьезные проблемы на стройплощадке, если они совпадают со строительными работами, но именно тогда можно точно распознать слабые места и критические зоны и оптимально приспособить стабилизационные мероприятия уже в период строительства.

Таким образом дренаж склонов к скольжению откосов является необходимым мероприятием для их стабилизации, даже если преобладают структурные критерии. Они включают в себя (см. рис. 3.11):

- поверхностный и приповерхностный дренаж;
- глубокие дренажные траншеи;
- плоские дренажные системы в основании насыпи;
- обратный дренаж позади подпорных стенок;
- дренажные стены ниже поверхности грунта;
- дренажные скважины и установку фильтровальных труб;
- дренажные туннели или шахты, с помощью которых могут длительное время управляться и обслуживаться глубокие дренажные скважины.

Дренажные буровые скважины успешно применяются до глубины 200 м, при этом их устье должно быть размещено ниже уровня воды, чтобы минимизировать длительное засорение. Кроме того, дренажные трубы должны быть установлены в восходящем порядке.

Опыт показал, что можно считать успехом, даже если только 20–30 % буровых скважин попадают на воду (если не существует непрерывного уровня пласта грунтовой воды или ее крупномасштабного появления).

Эффективность дренажных буровых скважин в меньшей степени зависит от количества сдренированной от откоса воды, главным образом она зависит от снижения результирующего трещинного, порового и фильтрационного давления. Результирующая кривая имеет тогда более крутое очертание, что увеличивает устойчивость откоса.

3.3.2. Сдвиговые параметры. Их влияние и определение

Оценка риска и анализ устойчивости откоса должны всегда включать в себя определение не только обычных параметров сдвига, но и остаточного сопротивления сдвигу. Только принимая во внимание также и остаточное сопротивление сдвигу, возможно серьезно оценить риск. В случае сдвига скальных грунтов испытания должны сосредото-

точиться на мелкозернистых заполнениях трещин; с сильноветвистой скальной породой можно обращаться как с широкозернистым грунтом.

При определении остаточного сопротивления сдвигу в лабораторных или полевых испытаниях необходимо обращать внимание на следующее:

– Сдвиговое перемещение должно быть увеличено до минимальной предельной величины φ_r . Это может быть выполнено в круговом аппарате кольцевого сдвига или в коробчатом сдвиговом приборе (например, циклические испытания на сдвиг с переменными направлениями сдвига) более легко, чем в приборе трехосного сжатия.

– Уже в течении 40 лет доказывается приемлемость «Венских испытаний на сдвиг» для определения φ и φ_r . Первая фаза испытаний выполняется с постоянным коэффициентом пористости с целью достижения пикового значения внутреннего трения φ . Это требует непрерывного изменения эффективного вертикального напряжения, что является другой важной характеристикой грунта. Например, это раскрывается, если мелкозернистое заполнение скальных трещин или грунт демонстрируют расширяющееся (дилатационное) или сжимающееся сдвиговое поведение. После достижения «неповрежденного разрушения» продолжается переменный сдвиг до достижения минимального сопротивления сдвигу, что позволяет определить угол остаточного трения φ_r .

Внутреннее трение и остаточный угол сдвига заполнений скальных трещин камня или грунта зависят также от уровня эффективного нормального напряжения. Поэтому, если нормальное напряжение в начале испытаний на сдвиг слишком мало, измеренная величина φ_r не является теоретически минимальной (рис. 3.20). Поскольку φ_r главным образом уменьшается с увеличением нормального напряжения, необходимо принимать во внимание перегрузку при оценке приемлемого остаточного сопротивления сдвигу в полевых условиях. Глубоко расположенные плоскости скольжения более критичны, чем приповерхностные.

– При увеличении степени водонасыщения наблюдается тенденция к появлению плоскостей скольжения и снижению φ_r (см. рис. 3.20), поэтому сдвиговые или трехосные испытания должны быть выполнены на насыщенных водой образцах с целью получения минимальной величины φ_r для снижения границы анализа.

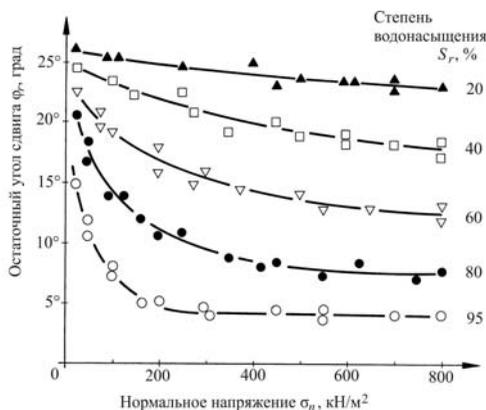


Рис. 3.20. Результаты испытаний на прямой сдвиг образцов пылевато-глинистого милонита

– Размер обоймы сдвига или трехосного прибора должен быть приспособлен к максимальному размеру зерен d_{\max} грунта, или заполнителя скальных трещин, милонитного материала, или выветрелой скальной породы. Многочисленный ряд испытаний на сдвиг показал, что обычно там существует линейная корреляция между логарифмом d_{\max} и внутренним трением ϕ (рис. 3.21). Экстраполяция обеспечивает безопасные величины, если кривая гранулометрического состава не имеет прерывистого очертания. Максимальный размер зерен не должен превышать 1/50 длины сдвиговой обоймы и 1/10 высоты образца, иначе будут замерены слишком большие величины ϕ и ϕ_r . Следовательно, зерна большего размера должны быть отсеяны от образца до выполнения сдвиговых испытаний. Это означает, что материал следует должным образом подготовить (перераспределить); обычно образцы ненарушенной структуры широкоассортированного материала не могут использоваться непосредственно. Корреляция между максимальной крупностью частиц и пиковым значением внутреннего трения признана соответствующей для оценки сопротивления сдвигу широкозернистого грунта, заполнения скальных трещин или выветрелой скальной породы.

Корреляция между логарифмом d_{\max} и ϕ_r нелинейна, как в случае ϕ , потому что ϕ_r является результатом внешнего трения вдоль плоскости сдвига, а не внутреннего трения между частицами (см. рис. 3.21). Поэтому требуется больше испытаний для того, чтобы определить функцию $\phi_r = f(d_{\max})$.



Рис. 3.21. Экспериментальные зависимости угла трения милонитов от размера частиц

– Вообще корреляционная зависимость $\phi = f(d_{\max})$ основана на испытаниях на сдвиг на перераспределенном грунте или выветрелой скальной породе, таким образом, обеспечиваются величины, характерные для внутреннего трения. Анизотропные, структурные и вязкие особенности этих материалов должны быть исследованы дополнительно (испытания на одноосное сжатие и/или испытания на трехосное сжатие, или прямые испытания на сдвиг на образцах ненарушенной структуры).

– Скорость смещения имеет влияние на остаточную прочность ряда типов грунта, заполнений скальных трещин выветрелой скальной породы с высоким соотношением мелких частиц. Это может быть обнаружено «Венскими испытаниями на сдвиг» с переменным сдвигом, так же как кольцевыми сдвиговыми испытаниями. В гранулированных грунтах или скальных частицах влияние скорости сдвига на предел прочности незначительно. В связном материале различное поведение может произойти, когда зона сдвига, сформированная при остаточном сопротивлении медленным дренированным сдвигом, затем подвергнута более быстрой скорости смещения.

Ползучие скальные или грунтовые откосы, близкие к предельному равновесию ($F = 1$) с малым остаточным сопротивлением сдвигу, имеют тенденцию к прогрессивному разрушению с постепенным переходом от ползучести до (внезапного) оползня. Риск третичной ползучести возрастает с уменьшением ϕ_r . Длительный мониторинг поэтому является важным для достоверной оценки рис-

ка и своевременного начала стабилизирующих или удерживающих мероприятий. Если существует достаточно данных, может быть выведен коэффициент ползучести и возможна будущая экстраполяция (рис. 3.22).

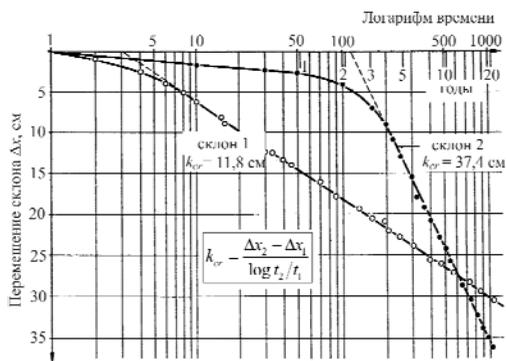


Рис. 3.22. Установившееся ползучее поведение двух неустойчивых склонов из выветрелого сланца. Определение фактора ползучести

Иногда встречается довольно нерегулярное поэтапное развитие длительной ползучести откоса, что очень затрудняет достоверную экстраполяцию и прогноз. В случае очень низкого ϕ_r риск внезапного обрушения откоса значительно увеличивается с нарастанием сдвиговых деформаций (рис. 3.23). Кроме того, в грунтах с высокой тенденцией к прогрессивному разрушению (малые ϕ_r) поверхности скольжения постепенно возникают на все больших глубинах и прогрессивно не распространяются. Таким образом, сползающая масса может со временем значительно увеличиться, поэтому такие откосы должны быть стабилизированы как можно раньше; отложенная стабилизация становится все более дорогой.

Время также может иметь существенное влияние на сопротивление сдвигу грунтов или скальных пород. Длительное ухудшение прочности грунтов (особенно во флишах, милонитных сланцах, переуплотненной глине) приводит со временем к существенному снижению запаса прочности (коэффициента безопасности) (рис. 3.24), порождая, таким образом, оползни первоначально устойчивых откосов.



Рис. 3.23. Неравномерная ползучесть неустойчивого склона с низким остаточным сопротивлением сдвигу. Возрастание риска внезапного обрушения с ростом деформаций



Рис. 3.24. Эволюция коэффициента безопасности склона во времени при снижении прочности материала

Если сопротивление грунта сдвигу начинает снижаться по отношению к остаточной величине, во избежание обрушения необходимы срочная стабилизация и удерживающие мероприятия. На рис. 3.25 проиллюстрирован такой случай, который типичен для метода наблюдений. Скоростная автомагистраль, запроектированная вдоль геологического сброса крутого откоса, должна была опираться на насыпь высотой 30 м. После отсыпки только первых 5 м началось оползневое перемещение, которое угрожало двум главным железным дорогам Центральной Европы (на бровке и носке откоса) и автомагистрали федерального значения.



Рис. 3.25. Конструкция шоссе на геологическом сбросе: стабилизация сползающего склона путем быстрого удаления первоначально отсыпанной запроектированной насыпи; новый проект состоит из заанкероанных ряжевых подпорных стен, заанкероанных элементных стенок и дренажных скважин

Быстрые грунтовые исследования выявили локально расположенные глинистые милониты с остаточным углом сдвига лишь $\phi_r = 4,5^\circ$. Поэтому была быстро удалена насыпь, а для стабилизации нижней части откоса были выполнены дренажные буровые скважины и анкерная стенка. Новая скоростная автомагистраль была тогда размещена на мультязанкероанных ряжевых подпорных стенах.

3.3.3. Давление ползучести на конструкции в неустойчивых откосах

Основные факторы, влияющие на скорость ползучести неустойчивого откоса:

- угол откоса;
- структура неоднородностей, заполнение скальных трещин;
- сдвиговые параметры;
- давление воды;
- внешние нагрузки или разгрузка.

В откосе, подверженном ползучести, на удерживающие конструкции может действовать боковое давление E_{cr} , которое значительно превышает теоретическое давление грунта в неподвижном состоянии E_0 .

Это давление ползучести E_{cr} может также рассматриваться как давление скольжения или давление торможения на удерживающее строение. При (квази)несвязной массе и предельном равновесии $\beta = \varphi$ давление ползучести становится особым случаем увеличенного давления грунта по Ранкину согласно рис. 3.26.

$$E_{cr} = m(\varphi)\gamma \frac{1}{2} h^2 \cdot \cos \varphi, \quad (3.1)$$

где $\beta =$ угол склона;

φ – фиктивный угол трения, включающего влияние давления воды (и малого сцепления).

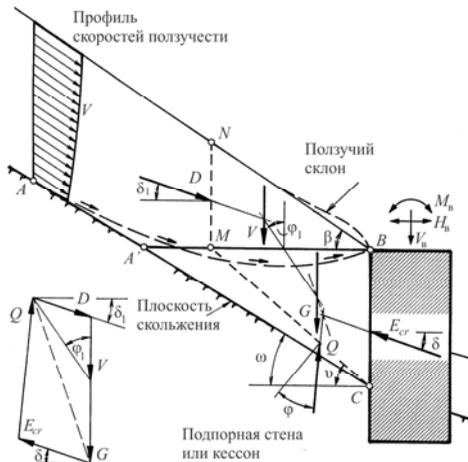


Рис. 3.26. Теоретические допущения при расчете давления ползучести E_{cr} на стаканы (кессоны) или подпорные конструкции сползающих склонов:

V_b, H_b, M_b – внешние нагрузки на бык моста, мачту и т.д.

Множитель $m(\varphi)$ также зависит от жесткости удерживающего строения. Из многочисленных полевых измерений были получены предельные величины (рис. 3.27). Они успешно использовались для практического проектирования в оползнеопасных альпийских регионах Австрии в течение 35 лет.

Дополнительно необходимо выполнить анализы устойчивости откоса для оценки действия сил ползучести на опоры мостов и мачт в соответствии с различными теориями.

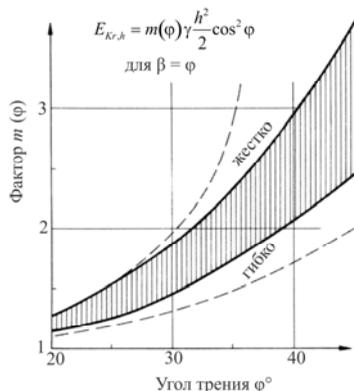


Рис. 3.27. Влияние жесткости конструкции на давление ползучести $E_{кр}$; β – угол склона; ϕ – (фиктивный) угол трения

3.3.4. Конструкции на неустойчивых и/или крутых склонах

В течении прошедших 35 лет в соответствии с принципами конструирования метода наблюдений в австрийских Альпах были построены несколько шоссе и железных дорог вдоль неустойчивых откосов (являющихся также сейсмоопасными зонами), которые за годы до этого считались не подходящими для таких трасс: есть многокилометровые участки шоссе, 75 % которых проходят по мостам и виадукам, расположенным на склонах. Однако видимая часть этих шоссе часто представляет только 20 % себестоимости строительства, тогда как другие 80 % невидимы – это фундаменты, удерживающие конструкции и преднапряженные анкеры (длиной до 120 м).

В гористых областях параметры грунтовых оснований часто характеризуются до такой степени значительным разбросом показателей (даже в пределах малой территории), что геотехнические методики проектирования являются рекомендательными и могут служить только для установления граничных значений. Среднее расчетное значение может быть только наиболее вероятной величиной, и его достоверность должна проверяться методом наблюдений. При строительстве на крутых откосах существуют также проблемы фильтрационного течения и, кроме того, сейсмические факторы. На результаты оценки устойчивости откоса или расчетного бокового давления на удерживаю-

шие конструкции методы расчета оказывают меньшее влияние, чем предположения о соответствующих свойствах грунта/скалы, условиях фильтрационного течения и сейсмических параметрах. Это является причиной того, почему вообще сложные методы проектирования намного менее информативны, чем параметрические исследования, включающие в себя учет геологической изменчивости, условия движения грунтовых вод и специфические конструктивные мероприятия.

Оптимальное решение для стабилизации оползней и удерживающих строений часто может быть достигнуто только шаг за шагом на основании полевых измерений. Было бы экономически неоправданно строить наиболее дорогую защитную конструкцию, заранее принимая самые неблагоприятные параметры. В гористой местности это было бы технологически невозможно.

Расчетные риски должны признаваться при проектировании автодорог, скоростных автомагистралей и железных дорог через долины в гористой местности, где потенциально оползнеопасные откосы простираются на расстояние нескольких километров. При оценке риска необходимо различать возможность локального оползня и устойчивость против общего, крупномасштабного разрушения. Для снижения себестоимости строительства и экономии времени необходимо рассматривать дополнительные мероприятия (главным образом анкеры).

Это требует детализированных планов действий в чрезвычайных обстоятельствах. Такие мероприятия – даже в сочетании с локальными ремонтными работами – менее дорогостоящи, чем абсолютно безопасная, окончательно запроектированная конструкция, расчет которой подчинен стремлению избежать возможности дополнительных мероприятий, принимаемых в более позднее время. Наконец, нужно принять во внимание, что абсолютная безопасность не может быть обеспечена при таких экстремальных топографических и геотехнических условиях.

В таких случаях свою успешность доказали гибкие удерживающие конструкции. Они приспособляемы шаг за шагом, как технологически так и экономически, к локальному противостоянию оползневому давлению, движению откосных частей и грунтовым условиям. Этот практический подход основан на непрерывных измерениях и наблюдениях за удерживающей конструкцией, подземным пространством и поверхностью подстилающего грунта / скального основания во время всего периода строительства (например, геодезическая съемка, экс-

тензометры и инклинометры, контролируемые анкеры, грунтовые/скальные датчики давления). После завершения строительства рекомендуется последующий случайный контроль. Расчеты и теоретические соображения – только базис для первоначального проектного решения и интерпретации полученных результатов измерений. «Полуэмпирический» метод, используемый в течение более чем 35 лет, доказал, что соответствует проектированию в наиболее сложных условиях.

На рис. 3.28 показан пример гибких удерживающих конструкций, которые были установлены при строительстве скоростной автомагистрали на крутом оползнеопасном склоне. Конструкция противостоит значительным неравномерным перемещениям и легко может быть усилена в любой момент. В результате подрезки склона начала перемещаться мачта соседней высоковольтной линии. Эта критическая ситуация была преодолена быстрой установкой преднапряженных анкеров, связанных с системой железобетонных элементов заводского изготовления (Н-элементы), которая работает по принципу балочной решетки.



Рис. 3.28. Несколько шоссе на крутом неустойчивом склоне: стабилизация с помощью мультизаанкерованных ряжевых и заанкерованных железобетонных стен

Рис. 3.29 поясняет использование метода полуэмпирического конструирования (метод наблюдений) для стабилизации 800 м высокого откоса. Зона носка должна была быть подрезана на длине 350 м до вы-

соты 45 м, что потребовало возведения двух заанкерowanych стен. Всесторонние исследования грунтов выявили широкий разброс свойств скалы и грунта. Параметрические изучения показали, что уже минимальные изменения параметров сдвига привели к существенным изменениям требуемых усилий анкеровки (рис. 3.30).



Рис. 3.29. Стабилизация верхней зоны неустойчивого склона высотой 800 м, который необходимо подрезать до высоты 45 м для строительства многополосной скоростной автомагистрали. Две анкерные стенки длиной 250 м с 800 преднапряженных анкеров (не изображены)

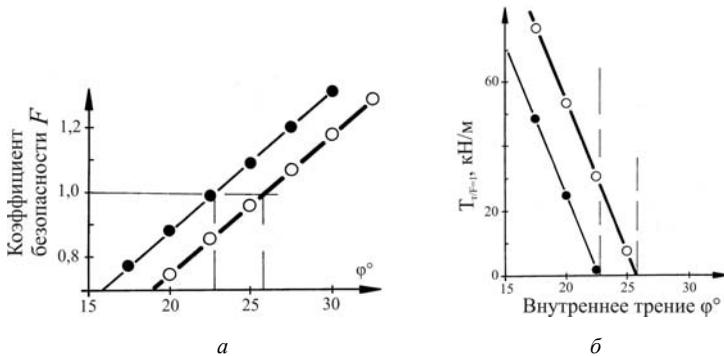


Рис. 3.30. Влияние сдвиговых параметров грунтового массива на коэффициент безопасности против обрушения склона F и на требуемое усилие анкеровки T : а – с учетом коэффициента безопасности против обрушения склона; б – с учетом усилия анкеровки

Фактически, внутреннее трение изменялось примерно до $\Delta\varphi = 15^\circ$, и кроме того, могло снизиться до очень малой остаточной величины φ_r . Поэтому, были установлены 800 преднапряженных анкеров длиной от 24 до 70 м, всего суммарной длиной $\sum l_A = 35000$ м.

Усилие анкеровки $\sum T_w$ вдоль 250 м стены изменялось между 2450 и 3700 кН/м, в зависимости от результатов измерений в период строительства (рис. 3.31). Процесс включал установку нескольких дополнительных и более длинных анкеров в некоторых секциях в связи с чрезвычайно неблагоприятными погодными условиями, которые восстановили ранее существовавшие поверхности скольжения в грунтовом массиве и вызвали локальное снижение сопротивления сдвигу. (Самая критическая фаза строительства была только весной 1975 года – см. рис. 3.19). Поэтому был разработан план действий в чрезвычайных обстоятельствах для наихудшего случая, при котором установленные анкерные усилия могли бы оказаться недостаточными в длительной перспективе (рис. 3.32). До сих пор, это уже спустя 37 лет после строительства, никаких свай или других укрепляющих мероприятий не потребовалось, что подтверждалось результатами мониторинга. Этот пример наиболее выразительно подчеркивает преимущество метода наблюдений, или «полуэмпирического» конструирования, над методом полностью законченного проекта, особенно если существует большая разница между самыми вероятными и наиболее неблагоприятными условиями.

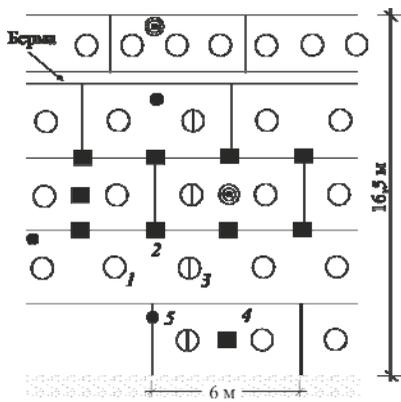


Рис. 3.31. Иллюстрация полуэмпирического метода и метода наблюдений: 1 – начальные анкеры; 2 – дополнительные анкеры; 3 – измерительные анкеры; 4 – разнообразные экстензометры; 5 – дренажные буровые скважины (длиной до 70 м)

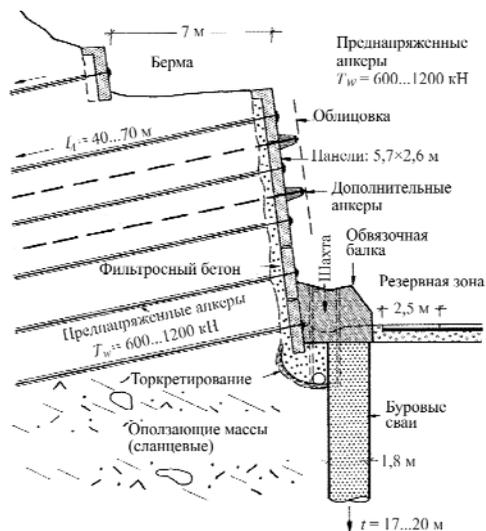


Рис. 3.32. Пример использования дополнительных анкеров, которые были необходимы в период строительства в соответствии с методом наблюдений

Скрепление шпонками неустойчивых откосов пригодно в случае, если допустимы большие перемещения, которые необходимы, чтобы активизировать достаточное сопротивление грунта. Если с помощью буровых свай большого диаметра не удастся достичь достаточного момента сопротивления, необходимо принимать во внимание стаканые или кессонные стены. Они устраиваются погружением шахтных стволов и заполнением их железобетоном и пригодны как видимые или полностью подземные сооружения (рис. 3.33, 3.34). Также возможна комбинация кессонных стен с элементами заанкерowanych стен или анкерровкой головной части кессонов (= стаканов) (см. рис. 3.34).

В случае статически очень чувствительных сооружений (например, наклонные мосты с пролетными строениями в виде неразрезной балки) фундаменты должны воспринимать большой момент (например, кессоны большого диаметра, иногда с разнообразной анкерровкой). Это означает, что должны быть запроектированы довольно жесткие (и глубокие) фундаменты. Однако даже такие строения должны быть защищены на склоне гибкими удерживающими конструкциями, которые работают как первый барьер («первичная» удерживающая сис-

тема) против чрезмерного оползневоего давления (рис. 3.35, 3.36). Поскольку последнее может измениться со временем, неизбежен длительный мониторинг чувствительных строений на оползнеопасных крутых склонах.



Рис. 3.33. Разрез по кессонной стене, на котором представлены железобетонные панели по верху кессонов на случай чрезвычайных обстоятельств для возможности дальнейшей установки преднапряженных анкеров

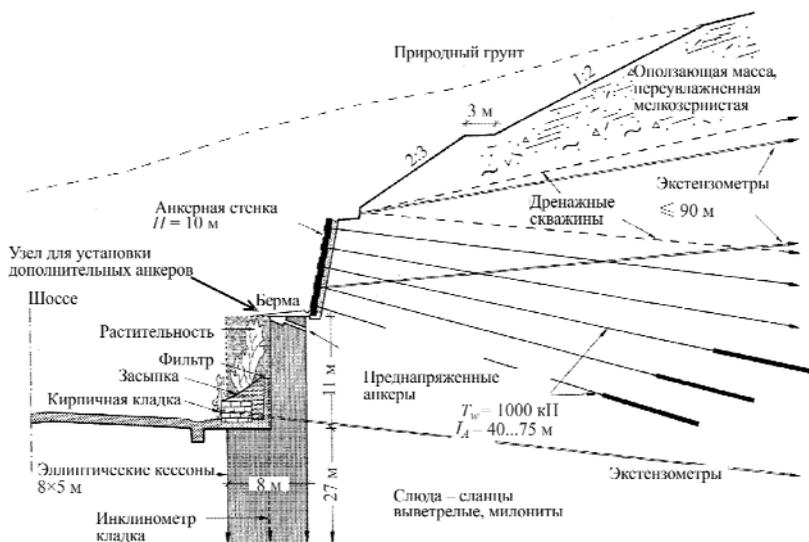


Рис. 3.34. Комбинированная кессонная стена и анкерная элементная стена для стабилизации глубокой выемки в неустойчивом склоне

Во многих случаях устройства основания в трудных условиях эта философия обеспечивает только техническое решение, не затрагивая снижения стоимости. Полностью спроектированная конструкция, т.е. конструкция, которая не требует никакого дальнейшего изменения после детализированного проектирования, едва ли возможна.

Потенциальная возможность внесения изменений во время строительства и усиления конструкции в любое время, в том числе и после строительства, является фундаментальным требованием метода наблюдений, или метода «полуэмпирического» проектирования. Это включает понятия наиболее вероятных и наиболее неблагоприятных условий. Излишнее упрощение технических решений может привести к аварийным ситуациям.

Оценка риска в связи с ползучестью грунтов и постепенным разрушением откосов особенно важна, если должны быть построены статически чувствительные мосты. Мониторинг необходимо начинать как можно раньше до начала строительства. С помощью многочисленных измерений в течение 35-летнего периода обнаружено, что давление ползучести на удерживающие строения и фундаменты значительно превышает статическое давление грунта, но едва приближается к пассивному граничному значению. Рис. 3.37 иллюстрирует, сколько удерживающих мероприятий требуется для восприятия этих боковых усилий устоем моста в верхней части долины на неустойчивом откосе. Конструкцию потребовалось скрепить в продольном и поперечном направлении преднапряженными инъекционными анкерами длиной до 55 м. Рис. 3.33 поясняет это для русловой опоры на неустойчивом крутом откосе. Железобетонная балка на вершине каждой пары кессонов позволяет установить дополнительные длинные анкеры, если по результатам длительного мониторинга потребуется последующее усиление.

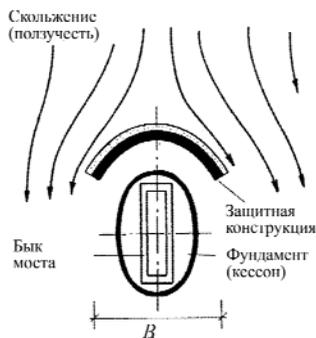
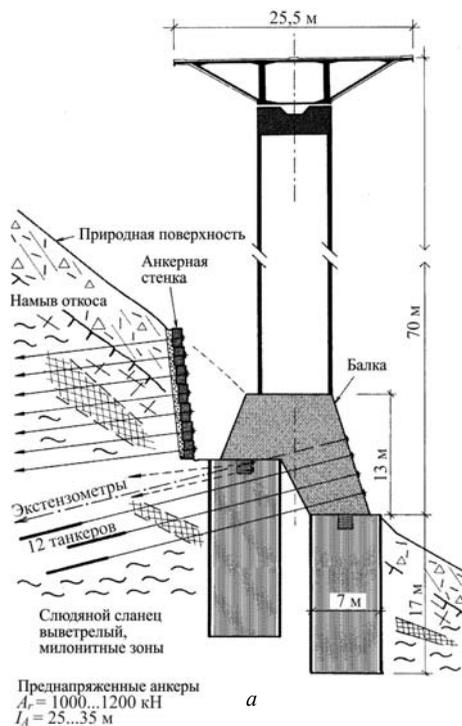
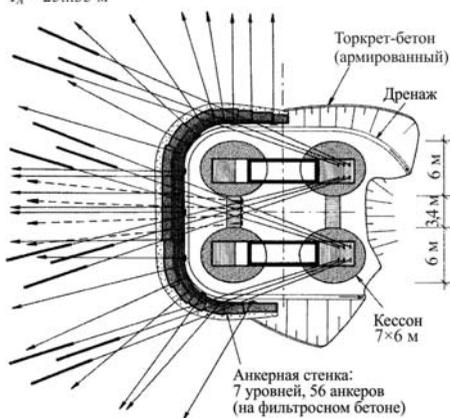


Рис. 3.35. Схема удерживающей конструкции для защиты структурно чувствительного строения (например, бык моста, мачта) от оползневого давления на неустойчивом откосе



a



б

Рис. 3.36. Типичный фундамент и анкеровка быка моста на крутом оползающем склоне: *a* – разрез; *б* – план на нулевой отметке

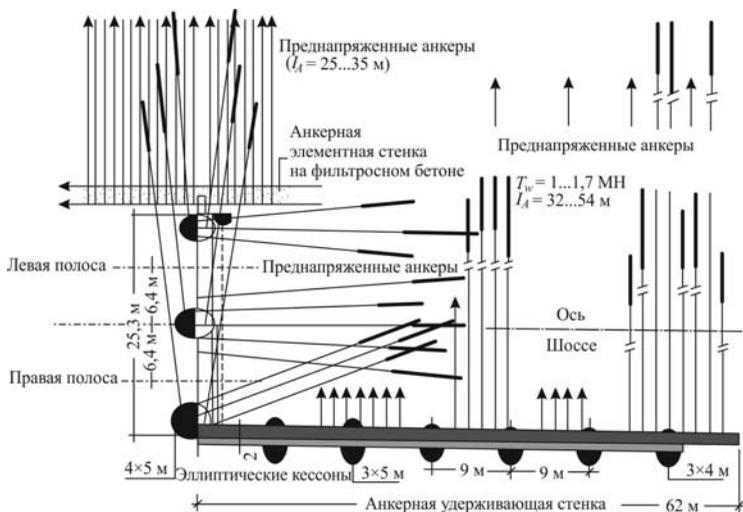


Рис. 3.37. План на нулевой отметке устоя моста скоростной автодороги на крутом неустойчивом склоне

На рис. 3.38 показана более низкая часть полумоста, который был запроектирован, чтобы минимизировать подрезку откоса в неустойчивой зоне. Его фундамент намного глубже, чем видимая часть выше грунтовой поверхности. Кроме того, пылеватые наклонные отложения слюдяного сланца потребовали интенсивной анкеровки всей конструкции. На полумосте представлены мультианкерованные кессоны (стаканы) с дистанционным контролем анкерных сил. В верхней зоне кессонов и в подпорных стенках были установлены трубы, чтобы в случае опасности в любое время обеспечить возможность быстрого выполнения последующего укрепления (план действий в чрезвычайных обстоятельствах).

Другой полумост представлен на рис. 3.39, он иллюстрирует дизайн, который минимизирует подрезку откоса с одной стороны и нагрузку на откос от отсыпанной насыпи с другой стороны. Такие полумосты доказали свою исключительную пригодность на оползнеопасных и/или крутых склонах.

Такие конструкции облегчают строительные работы, обслуживание и интерпретацию данных мониторинга. Кроме того, достигается более высокий запас прочности, чем в случае обычных поперечных сечений многополосных шоссе, которые являются причиной большего воздействия на рельеф местности.

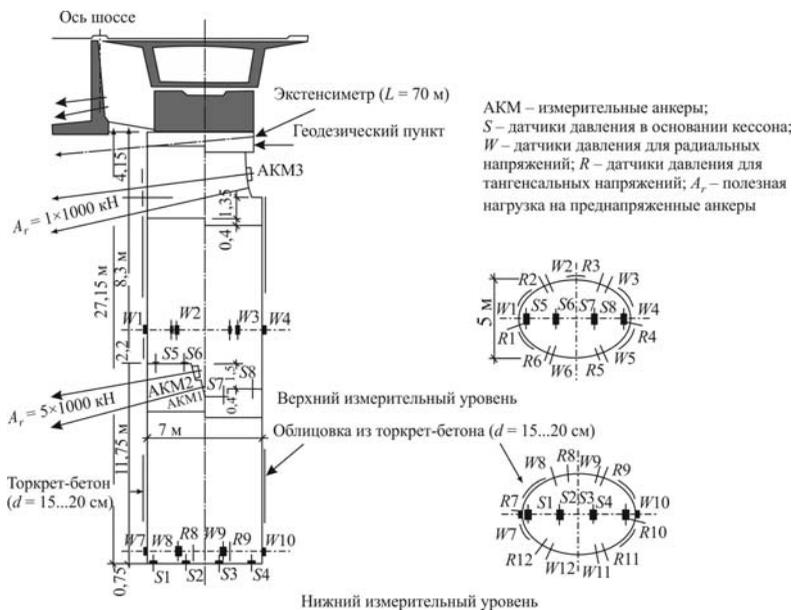


Рис. 3.38. Разрез полумоста на глубоких стаканных фундаментах на неустойчивом склоне с всесторонней мониторинговой системой



Рис. 3.39. Полумост на неустойчивом глубоком склоне с целью минимизации подрезки склона и отсыпки насыпи

Основные факторы, оказывающие влияние на проектирование мостов на неустойчивых склонах, можно обобщить следующим образом:

- глубина поверхности скольжения;
- горизонтальные усилия;
- длина неустойчивой зоны;
- скорость ползучести;
- сдвиговые параметры и условия воздействия воды;
- геоморфология;
- доступность строительной площадки;
- статическая система пролетного строения.

Если поверхность скольжения располагается неглубоко, береговые устои моста и фундаменты (обычно стаканы) могут быть защищены от воздействия сил ползучести подвижными/гибкими шахтами, которые в большей или меньшей степени деформируются в течение срока службы (так называемый петельный фундамент). Устой моста опирается на устойчивое основание и расположен эксцентрично в пределах шахты. Расстояние в свету между шахтой и располагающейся вверх по склону крепью шахтного ствола (x_0) должно быть по крайней мере равно горизонтальным перемещениям шахты, ожидаемым в течение срока службы моста. При устройстве шахтной конструкции необходимо выполнять открытый стык с зазором вдоль поверхности скольжения. Постепенно зазор x_0 снижается до x_1 , и при $x_1 \rightarrow 0$ срок службы конструкции заканчивается, если не выполнены никакие стабилизирующие мероприятия. Такие петлевые фундаменты мостов (или мачт) представляют экономичное решение, но должны проектироваться, только если сползающий откос имеет не слишком низкие значения φ_r и скорость и ползучести не более 2 см/год (в исключительных случаях до 3 см/год).

Геотехнический статико-экономический предел для таких петлевых решений обычно приблизительно соответствует сползающей массе толщиной 20 м. В исключительных случаях гибкие шахты с эксцентрично расположенными в них быками мостов были построены при толщине сползающей массы около 30 м.

В случае возросших геотехнических и/или статических рисков или увеличивающейся скорости ползучести склона должно быть возможно укрепление. Такие мероприятия должны быть включены в ранее разработанные планы действия в чрезвычайных обстоятельствах.

В результате длительного мониторинга может потребоваться установка в шахте железобетонных ребер с преднапряженными анкерами.

Если зона ползучести не достигает большой глубины, можно построить подпорные стенки, которые предохранят бык моста (устой моста) от воздействия чрезмерных горизонтальных усилий. Такие оболочки (см. рис. 3.29) должны воспринять силы ползучести, что в обычном случае требует установки длинных преднапряженных анкеров (см. рис. 3.30).

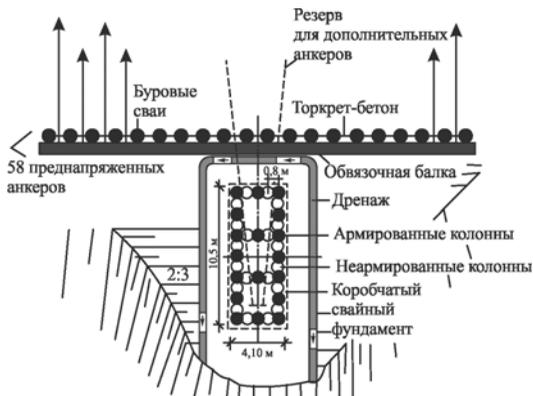


Рис. 3.40. Свайный фундамент коробчатого сечения для устоя моста на неустойчивом откосе в сейсмоопасной зоне. Мультизаанкеренная подпорная стена

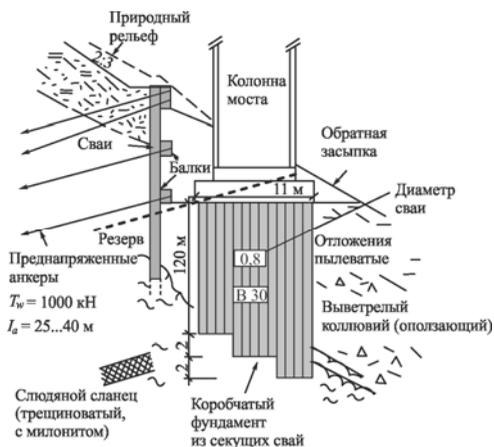


Рис. 3.41. Разрез к рис. 3.37

В случае высокого уровня грунтовых вод или слабого подстилающего грунта свайные основания более пригодны, чем кессоны, но зачастую сопротивление поперечным усилиям в неустойчивых откосах у традиционных свайных кустов недостаточно. Однако доказано успешное применение свайных фундаментов коробчатого сечения (рис. 3.40, 3.41).

Несущая способность, сопротивление сейсмическим нагрузкам и поперечным усилиям (от оползающих склонов или от насыпей на слабых основаниях) таких фундаментов коробчатого сечения значительно выше, чем у традиционных свайных кустов с тем же количеством свай, потому что система работает как сложное тело: ядро огражденного грунта не может передвигаться поперечно и принимает участие в восприятии внешних нагрузок. Фундаментную систему можно сравнить с заполненным баком, перевернутым вверх дном.

Оценка риска неустойчивых откосов и надлежащее строительство на таких площадках требуют детальных инженерно-геологических изысканий, всесторонних параметрических исследований, длительного мониторинга и конструкций, которые могут или воспринимать чрезмерные боковые усилия, или «плавать» в оползающей массе. Кроме того, такие конструкции должны быть запроектированы и построены способом, позволяющим быстрое последующее усиление в любой момент. Для этого требуются детальные знания об остаточном сопротивлении сдвигу и план действий в чрезвычайных обстоятельствах. Жесткость конструкции оказывает значительное влияние на поперечные усилия. Дренажные мероприятия зачастую столь же важны, как удерживающие конструкции. Наконец, необходимо подчеркнуть, что все откосы и сооружения находятся в постоянном движении: они сезонно «дышат». Этот фактор зависит только от точности и чувствительности контрольного оборудования. Мультисенсорные системы и плотная геодезическая сеть, так же как специальные трубчато-шланговые выравнивающие системы, преобразователи перемещений, трещиномеры и т.д. облегчают регистрацию даже очень малых перемещений. Могут встретиться местные дефекты, и оборудование может показать неправильные данные, поэтому на критических участках необходимо «переопределение» данных, с одновременным использованием различных измерительных систем, полностью независимых друг от друга.

3.4. Анализ устойчивости оползневого склона и проектирование армированной подпорной стенки

Пермь относится к территориям со сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями. Влияние техногенных факторов, связанных с жизнедеятельностью и инженерной деятельностью населения, приводит к более интенсивному развитию негативных геодинамических процессов. В апреле 2007 года в жилом районе г. Перми произошел оползень объемом 70–80 тыс. м³. Вблизи склона стоят три жилых дома. Для анализа причин возникновения оползня было выполнено обследование всех близлежащих жилых домов и инженерных коммуникаций, а также подробные инженерно-геологические изыскания и расчеты общей устойчивости склона.

3.4.1. Анализ физико-механических свойств грунтов

Для анализа причин возникновения оползня были выполнены инженерно-геологические изыскания и проведено их сравнение с архивными данными. В геологическом строении исследуемой площадки принимают участие аллювиально-делювиальные и элювиальные отложения четвертичного возраста, представленные суглинками, супесями и пылеватými песками, подстилаемые скальными грунтами (аргиллитами, алевролитами и песчаниками верхнепермского возраста). Грунтовые воды в пределах исследуемой площадки выработками, пройденными глубиной до 30 м, не встречены. Из физико-геологических явлений следует отметить эрозионную работу временных водотоков протекающих по оврагам, имеющих направление в сторону р. Ивы. Архивные данные свидетельствуют о том, что участок осложнен засыпными оврагами, пересекающими склон в меридианальном направлении. По склону насыпи растет молодой лес саблевидной формы – «пьяный лес», имеются участки крутых уступов по склонам, что свидетельствует об оползнеопасном характере склона.

Грунты выше кромки склона обладают различной консистенцией – от среднепластичной до твердой, но ниже отметки 121,5 м наблюдается увеличение числа пластичности до 0,61. Эта отметка соответствует глубине заложения инженерных коммуникаций (хозяйственно-бытовая канализация).

Грунты, расположенные в теле склона, обладают в основном мягкопластичной консистенцией. На отметке 112,55–112,68 м показатель консистенции грунтов увеличился с 0,54 до 0,71. Ниже кромки склона в теле оползня на отметке 112,23 м выявлены грунты текучей консистенции.

На основании архивных данных и отчета об инженерно-геологических изысканиях было выполнено сравнение физико-механических свойств грунтов по времени. Сравнились близкорасположенные в координационной сетке скважины и шурфы выше кромки склона, находящиеся на теле склона. Физико-механические характеристики грунтов участка за прошедшие 30 лет ухудшились. Произошло обводнение грунтов тела склона на отметке 112–113 м.

3.4.2. Обследование территории вблизи оползня

В пределах оползнеопасного участка находятся три жилых дома:

– первое здание панельное, 9-этажное, построено по серии 1.464-Д–83.

– второе здание 14-этажное, с внутренним железобетонным каркасом;

– третье здание 5-этажное, бескаркасное, с наружными и внутренними продольными несущими кирпичными стенами.

При визуальном осмотре жилых домов их состояние оценивается как удовлетворительное.

В процессе строительства домов была выполнена искусственная отсыпка территории из насыпного техногенного грунта с подъемом отметок поверхности земли на 4–6 м и планировка откоса.

В непосредственной близости (на расстоянии 10–15 м) от оползневого склона находится хозяйственно-бытовая канализация из асбоцементных труб диаметром 400 мм, а также водопровод диаметром 300 мм на расстоянии 20 м. Хозяйственно-бытовая канализация расположена на отметке 121,8–121,94 м. При первоначальном обследовании местности было выявлено, что два ближайших к откосу канализационных колодца засыпаны грунтом. Позже один из них был вскрыт обслуживающей организацией. Осмотр этого колодца выявил смещение верхних железобетонных колец на величину до 10–12 см в сторону откоса (рис. 3.42). Это свидетельствует о сдвиге грунтового массива, который мог повредить подземные коммуникации. Второй канализационный колодец не был найден.

При обследовании склона была выявлена инфильтрация воды из тела оползня и отобраны пробы воды в нижней части оползня. Результаты анализа показали, что отобранная на участке оползня вода характеризуется высокой минерализацией и повышенным содержанием хлоридов аммония, натрия и калия. Такой химический состав указывает на утечки из канализационных коммуникаций и, возможно, утечки из водоводов. Сток поверхностных вод в районе оползневого склона не организован, в результате чего имеются промоины на склоне, что усугубляет ситуацию по обрушению склона откоса.



Рис. 3.42. Смещение колец колодца

На стадии выполнения строительного-монтажных работ не были выполнены предусмотренные рабочим проектом мероприятия по устройству лотков, перехватывающих поверхностные воды.

3.4.3. Расчет общей устойчивости склона

Анализ устойчивости склона был выполнен с использованием программного комплекса Plaxis.

При создании геометрической модели расчета грунтовой массив разбивался на 15-узловые треугольные изопараметрические конечные элементы, в которых перемещения определяются во всех 15 узлах, а напряжения – в 12 точках. Для моделирования работы грунта под нагрузкой была использована упругопластическая модель Кулона – Мора, которая включает пять основных исходных параметров: модуль Юнга E ;

коэффициент Пуассона ν ; угол внутреннего трения φ ; сцепление C ; угол дилатансии (угол увеличения объема грунта при увлажнении) ψ .

При оценке общей устойчивости склона пользуются коэффициентом общей устойчивости, который может определяться как отношение фактической прочности грунта на сдвиг к прочности на сдвиг в предельном состоянии. Если в качестве условия предельного равновесия принято условие прочности Кулона – Мора, то коэффициент общей устойчивости определяется выражением

$$\xi = \frac{C + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi}{C_r + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_r}, \quad (3.2)$$

где C и φ – прочностные характеристики грунтов в основании; σ_n – фактическое нормальное напряжение; C_r и φ_r – значения прочностных характеристик грунтов в предельном состоянии.

Для оценки общей устойчивости в Plaxis реализован метод *Phi-c-reduction* (снижение φ , C), при котором выполняется пропорциональное снижение прочностных характеристик до тех пор, пока не произойдет разрушение. Устойчивость при этом определяется коэффициентом $\sum M_{sf}$:

$$\sum M_{sf} = \frac{C}{C_r} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_r}. \quad (3.3)$$

Для анализа было рассмотрено три расчетных сечения: 1–1, 2–2 и 3–3. Сечение 1 проходит через 9-этажный жилой дом, сечение 2 – по центру оползня и сечение 3 включает 14-этажный жилой дом. Физико-механические характеристики грунтов основания были приняты по результатам инженерно-геологических изысканий.

Анализ устойчивости склона по сечению 1–1

Для сечения 1 ранее был выполнен анализ устойчивости склона в естественном состоянии, а также состояния склона после возведения насыпи.

Было рассмотрено текущее состояние склона с учетом фактических физико-механических свойств грунтов, слагающих склон при передаче проектных нагрузок от 9-этажного дома. Рельеф склона был принят по данным геодезической съемки. Коэффициент устойчивости $\sum M_{sf} = 1,0179$. Графически результаты расчета представлены на рис. 3.43.

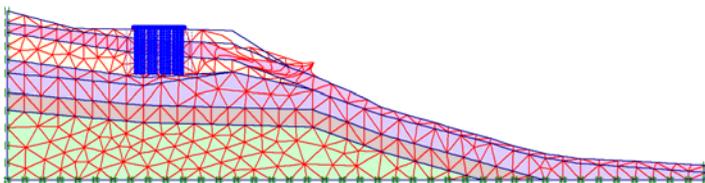


Рис. 3.43. Деформированная схема откоса по сечению 1 при возможной потере устойчивости

Также был смоделирован случай возможной утечки воды из коммуникаций. При расходе $0,1 \text{ м}^3/\text{сут}$ коэффициент устойчивости $\sum M_{sf} = 0,9337$. Графически результаты расчета представлены на рис. 3.44.

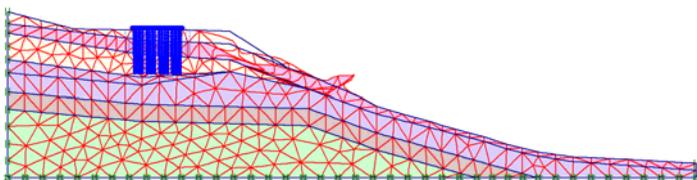


Рис. 3.44. Деформированная схема откоса по сечению 1 при потере устойчивости при нарушении условия предельного равновесия в случае возможной утечки из коммуникаций

Анализ устойчивости склона по сечению 2–2

Рельеф откоса принят по результатам геодезической съемки. Коэффициент устойчивости $\sum M_{sf} = 0,9334$. Графически результаты расчета представлены на рис. 3.45.

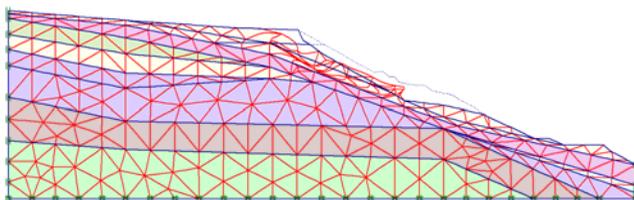


Рис. 3.45. Деформированная схема откоса по сечению 2–2 при нарушении условия предельного равновесия при современном рельефе

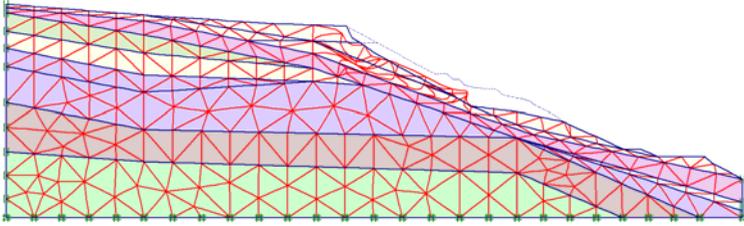


Рис. 3.46. Деформированная схема откоса по сечению 2–2 при потере устойчивости при нарушении условия предельного равновесия в случае возможной утечки из коммуникаций

Также был смоделирован случай возможной утечки воды из коммуникаций. При расходе $0,1 \text{ м}^3/\text{сут}$ коэффициент устойчивости $\sum M_{sf} = 0,6318$. Графически результаты расчета представлены на рис. 3.46.

Анализ устойчивости склона по сечению 3–3

Для сечения 3 было рассмотрено текущее состояние склона с учетом фактических физико-механических свойств грунтов при передаче проектных нагрузок от 14-этажного здания. Согласно технической документации фундаменты под здание свайные, сваи марки СЦ9-30, расчетная нагрузка на сваю 40 тс. Рельеф склона был принят по данным геодезической разведки. Графически результаты расчета представлены на рис. 3.47. Коэффициент устойчивости $\sum M_{sf} = 1,056$.

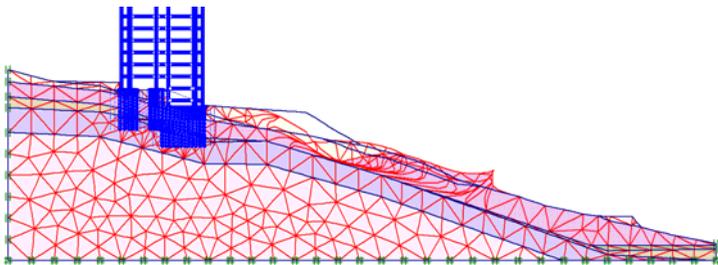


Рис. 3.47. Фрагмент деформированной схемы откоса по сечению 3–3 при возможной потере устойчивости

Также был смоделирован случай возможной утечки воды из коммуникаций. При расходе $0,1 \text{ м}^3/\text{сут}$ коэффициент устойчивости $\sum M_{sf} = 0,8998$. Графически результаты расчета при расходе $0,1 \text{ м}^3/\text{сут}$ представлены на рис. 3.48.

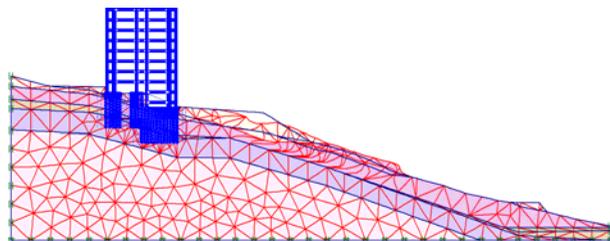


Рис. 3.48. Фрагмент деформированной схемы откоса по сечению 3–3 в случае нарушения условия предельного равновесия при возможной утечке из коммуникаций

Проведенные расчеты по устойчивости оползнеопасного участка показывают, что откос находится в состоянии предельного равновесия. Коэффициенты устойчивости составляют $0,9934–1,056$. Однако при насыщении склона водой (протечки из водонесущих коммуникаций, поверхностные и ливневые воды) коэффициент устойчивости становится меньше $1,0$ и склон теряет устойчивость. Требуемый коэффициент устойчивости склона $K_{тр}$ согласно нормативным документам для рассматриваемых категорий сооружений должен составлять не менее $1,47$.

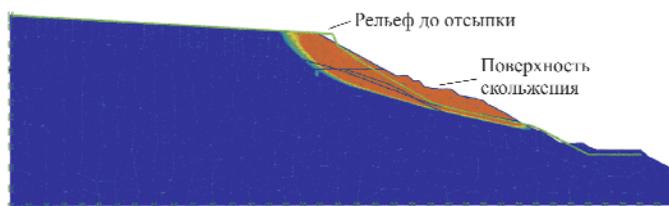


Рис. 3.49. Сравнение поверхности скольжения и рельефа откоса до отсыпки

Анализ рельефа местности после обрушения показывает достаточно хорошую сходимость с полученной в результате расчета предельной поверхностью скольжения откоса при воздействии на него техногенных факторов (рис. 3.49).

3.4.4. Мероприятия по обеспечению устойчивости склона

Для дальнейшей безопасной эксплуатации домов и инженерных коммуникаций в первую очередь необходимо предотвратить замачивания откоса и тела склона поверхностными и техногенными водами. Для этого необходимо обеспечить герметичность хозяйственно-бытовой канализации и устроить организованный поверхностный водоотвод.

Для обеспечения общей устойчивости откоса могут применяться различные удерживающие конструкции, но во многих случаях наиболее эффективно использование подпорных стен из армированного грунта.

Было рассмотрено четыре варианта подпорных стен из армированного грунта: с одной, двумя, тремя и четырьмя банкетами, обеспечивающими устойчивость откоса.

Наибольшим коэффициент устойчивости оказался для варианта с тремя банкетами, изображенный на рис. 3.50.

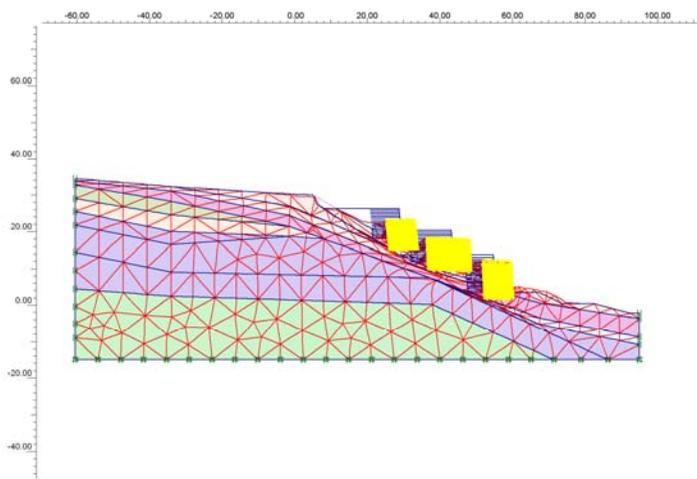


Рис. 3.50. Фрагмент деформированной схемы откоса по сечению 2–2 с тремя банкетами

Анализ результатов выполненных исследований и расчетов устойчивости склона позволяет сделать следующие выводы:

– В процессе строительства жилых домов была выполнена искусственная отсыпка территории из насыпного техногенного грунта с подъемом отметок поверхности земли на 4–6 м и планировка откоса.

– Откос находится в состоянии близком к предельному равновесию. Коэффициенты устойчивости составляют 1,0158–1,4316.

– При насыщении склона водой коэффициент устойчивости становится меньше 1,0 и склон теряет устойчивость.

– Предложенная авторами конструкция подпорной стенки из армированного грунта с банкетами обеспечивает устойчивость откоса склона.

3.5. Методы расчетов устойчивости откосов, армированных геосинтетическими материалами

Армирование грунта придает ему дополнительные положительные свойства (рис. 3.51). Армирующие прослойки, работая совместно с грунтом, вызывают перераспределение напряжений между участками массива, обеспечивая передачу напряжений с перегруженных зон на соседние недогруженные, вовлекая их в работу.

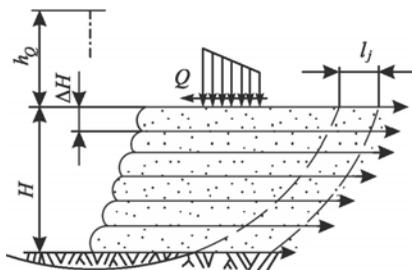


Рис. 3.51. Армогрунтовая насыпь: h_Q – высота нагрузки; Q – нагрузка; H – высота откоса; l_j – глубина поверхности скольжения; ΔH – величина армированного слоя

Существуют две основные схемы расчета армогрунтовых конструкций:

1. Расчет насыпей по плоской поверхности скольжения.
2. Расчет насыпей по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Оба метода относятся к первой группы расчетных методов и предполагают определение коэффициента запаса устойчивости $K_{уст}$. При этом необходимо, чтобы вычисленный коэффициент запаса устойчивости был больше либо равен значению, которое принимают в

соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию.

При проведении расчетов устойчивости в армогрунтовой насыпи необходимо знать значение удельного сцепления грунта C на контакте с армоэлементом.

Исследования контактной прочности показали, что прочность в плоскости контакта армоэлемента и грунта подчиняется закону Кулона, применимому для грунтов, следовательно, прочностные характеристики контакта могут быть установлены в результате испытаний на сдвиг, и результаты этих испытаний могут быть использованы инженерами при проектировании армогрунтовых сооружений.

Для проведения испытаний на определение контактной прочности между грунтом и геосинтетическим материалом можно использовать методику сдвиговых испытаний между грунтами с помощью прибора одноплоскостного сдвига. Необходимо лишь использовать специальную конструкцию, позволяющую проводить испытания с различными геосинтетиками различной структуры и грунтами.

Контактная прочность связана с законом Кулона.

$$\tau_n = \operatorname{tg}\varphi \cdot \sigma_n + C, \quad (3.4)$$

где σ_n – нормальное напряжение на поверхности сдвига, кПа;

C – удельное сцепление грунта в плоскости контакта с армоэлементом;

$\operatorname{tg}\varphi$ – коэффициент трения, или тангенс угла внутреннего трения;

τ_n – предельное касательное напряжение;

φ и C – прочностные характеристики контакта, их значения могут быть получены из результата эксперимента, коэффициент трения может быть вычислен по следующей формуле:

$$\operatorname{tg}\varphi = (\tau_{n_2} - \tau_{n_1}) / (\sigma_{n_2} - \sigma_{n_1}), \quad (3.5)$$

где τ_{n_1} и τ_{n_2} – значения предельных касательных напряжений при соответствующих значениях нормальных напряжений σ_{n_1} и σ_{n_2} .

Значение сцепление грунта в плоскости контакта с армоэлементом вычисляется по формуле

$$C = \tau_{n_1} - \operatorname{tg}\varphi \cdot \sigma_{n_1}. \quad (3.6)$$

По данным испытаний установлено, что значения контактной прочности между различными материалами отличаются, поэтому кон-

тактную прочность целесообразно определять экспериментальным способом для конкретного материала и грунта, это позволит наиболее точно оценить устойчивость армогрунтовых сооружений, а следовательно, запроектировать оптимальную конструкцию, позволяющую эффективно применять геосинтетические материалы.

Метод расчета устойчивости армированных откосов, предложенный фирмой Naue Fasertechnik (рис. 3.52, 3.53), основан на сравнении моментов:

$$M_D \leq M_{RS} + M_{RR},$$

где M_{RS} – вес пригруза на откос;

M_{RR} – собственный вес грунта;

M_D – сдвигающий момент.

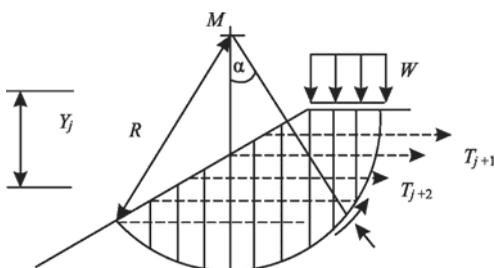


Рис. 3.52. Круглоцилиндрическая поверхность скольжения. Силы, действующие в укрепленном массиве

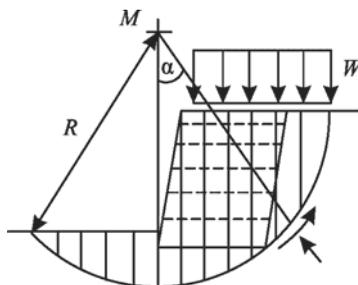


Рис. 3.53. Круглоцилиндрическая поверхность скольжения. Силы, не зависящие от укрепления откоса

$$M_D = \sum_{i=1}^n [(f_{fs} W_i + f_g b_i w_{si}) \sin \alpha_i] R_d; \quad (3.7)$$

$$M_{RS} = \sum_{i=1}^n \frac{C' b_i + (f_{fs} W_i + f_g b_i w_{si} - b_i u_i) \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{f_{ms}} \sec \alpha_i R_d}{x_j + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_p}{f_{ms}} \operatorname{tg} \alpha_i}; \quad (3.8)$$

$$M_{RR} = \sum_{j=1}^m T_j Y_j, \quad (3.9)$$

где f_{fs} – частичный фактор пригруза;

W_i – собственный вес i -й части участка;

f_g – частичный фактор внешнего пригруза;

b_i – ширина i -го участка;

w_{si} – равномерно распределенная дополнительная нагрузка;

α_i – угол наклона откоса;

R_d – радиус криволинейной линии скольжения;

C' – удельное сцепление грунта;

f_{ms} – частичный материальный фактор грунта;

u_i – среднее поровое давление, действующее на i -ю часть основания склона;

φ' – угол действия силы трения;

x_j – горизонтальная составляющая момента, возникающая на j -м участке армированного склона;

T_j – максимальное сопротивление растяжению j -го слоя армирования;

Y_j – вертикальная составляющая момента, возникающая в j -м участке армированного склона.

Кроме аналитических методов расчета армированных откосов, существует ряд программных комплексов, основанных на методе Бишопа – Петтерсона или методе Сарма, таких как Talren, GGU Software International, Intermas®, SLOPE/W, геотехнический Software GEO5, GeoStab, комплекс «Кредо», «Откос» и др.

Рассмотренные комплексы обладают рядом общих свойств, таких как:

- встроенная база данных физико-механических свойств грунтов;
- возможность постепенного возведения откоса в рамках одной задачи (этапа проектирования);
- любое количество расчетов на одном этапе проектирования;

- воздействие воды моделируется уровнем грунтовой воды или изолиниями порового напряжения;
- возможность учета воды над территорией;
- любое количество вертикальных и горизонтальных пригрузок;
- простое моделирование твердых тел;
- возможность моделирования сейсмических воздействий;
- возможность задавать слоистость грунтов;
- оптимизация круглоцилиндрической и полигональной поверхности скольжения;
- расчет по группам предельных состояний и коэффициента запаса;
- возможность введения в расчет геосинтетических материалов;
- возможность ограничения оптимизация поверхности скольжения.

Достоинством программных комплексов является наглядность и возможность расчета статически неопределимых задач, т.е. учет большинства возможных факторов влияния.

На основании вышеизложенного можно сделать вывод, что при выборе метода расчета устойчивости армированного откоса должны учитываться все факторы, влияющие на устойчивость системы «основание – сооружение», что не всегда возможно при использовании аналитических методов.

3.6. Разработка вариантных решений по обеспечению устойчивости подпорной стенки

Площадка строительства подпорной стенки находится в одном из центральных районов г. Перми. В геоморфологическом отношении площадка строительства расположена в пределах III левобережной надпойменной террасы р. Камы, осложненной долиной р. Егошихи. Участок площадки спланирован насыпными грунтами, мощность которых достигает на отдельных участках 4,6 м. Отметки поверхности площадки строительства изменяются в пределах от 112,6 до 119,5 м. В геологическом строении площадки принимают участие верхнепермские породы, представленные песчаниками, алевролитами, аргиллитами, перекрытые четвертичными аллювиальными и аллювиально-делювиальными отложениями, представленные супесями и суглинками, по подошве гравелистые и гравийные грунты. В качестве грунтового основания под подпорную стенку выбраны суглинки от полу-

твёрдой до мягкопластичной консистенции с включением гравия по подошве, с удельным весом $\gamma = 18,3 \dots 19,2 \text{ кН/м}^3$, модулем общей деформации $E_0 = 14 \text{ МПа}$, удельным сцеплением $C = 23 \text{ кПа}$, углом внутреннего трения $\varphi = 21^\circ$, обладающие пучинистыми свойствами.

Обратная засыпка подпорной стенки выполняется из песчано-гравийной смеси. Определение характеристик грунта засыпки, согласно ГОСТ 25100–95, показало, что он может быть классифицирован как грунт крупнообломочный, дресвяный. Характеристики грунта засыпки следующие: удельный вес в уплотнённом состоянии $\gamma = 16,0 \text{ кН/м}^3$; удельный вес частиц грунта $\gamma_s = 26,0 \text{ кН/м}^3$; коэффициент пористости $e = 0,695$; угол естественного откоса $\psi = 36^\circ$; удельное сцепление $C = 0 \text{ кПа}$, угол внутреннего трения $\varphi = 38^\circ$.

При проектировании вариантов подпорной стенки приняты следующие характеристики грунтов:

– по первой группе предельных состояний для грунта обратной засыпки $\gamma_1^1 = 15,2 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_1^1 = 34^\circ$, $C_1^1 = 0 \text{ кПа}$; для грунта основания $\gamma_1 = 19,7 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_1 = 24^\circ$, $C_1 = 15,3 \text{ кПа}$;

– по второй группе предельных состояний для грунта обратной засыпки $\gamma_{II}^1 = 16 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_{II}^1 = 38^\circ$, $C_{II}^1 = 0 \text{ кПа}$; для грунта основания $\gamma_{II} = 18,8 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_{II} = 21^\circ$, $C_{II} = 23 \text{ кПа}$.

Временные нагрузки от подвижного транспорта приняты в соответствии со СНиП 2.05.03–85* в виде нагрузки НК-80 (нормативная нагрузка, состоящая из одной машины на колесном ходу весом 785 кН). Нагрузка НК-80 размещалась на призме обрушения не ближе 1 м от края ограждения подпорной стенки. Наиболее невыгодное расположение нагрузки – вдоль края подпорной стенки.

Минимальная глубина заложения подошвы подпорной стены принята 1,5 м. Под подошвой подпорной стены устраивается щебеночная подготовка толщиной не менее 200 мм и шириной на 400 мм больше подошвы.

Конструкция подпорной стены разделяется на всю высоту, включая фундаменты, температурно-усадочными швами. Расстояния между швами не более 20 м. Швы выполняются путем постановки антисептированной (просмоленной) доски толщиной 30 мм.

Поверхность подпорной стены, контактирующая с грунтом, должна быть защищена окрасочной гидроизоляцией. Со стороны засыпки необходимо устройство дренажа. Для исключения замачивания

грунта обратной засыпки необходимо устройство поверхностного организованного водоотвода.

Для выбора оптимальной конструкции были запроектированы четыре варианта конструкций подпорной стены:

1. Массивная подпорная стенка из бетонных блоков.
2. Угловая консольная подпорная стенка из монолитного бетона.
3. Подпорная стенка из армированного грунта.
4. Подпорная стенка на свайном основании.

Массивная подпорная стенка (рис. 3.54) запроектирована из бетонных фундаментных блоков по ГОСТ 13579–78*. В качестве фундаментов подпорной стенки используется монолитная плита из бетона класса В-15. Под фундаментными плитами предусмотрено устройство щебеночной подготовки толщиной 200 мм. Бетонные блоки укладываются на цементно-песчаный раствор М100 с перевязкой швов не менее 40 см. В местах перевязки рядов необходимо укладывать сплошные арматурные сетки из проволоки В-I диаметром не менее 5 мм, шагом 50 мм. Высота в максимальном сечении, с учетом фундаментных подушек, 11 м. В грунте обратной засыпки предусмотрен дренаж.

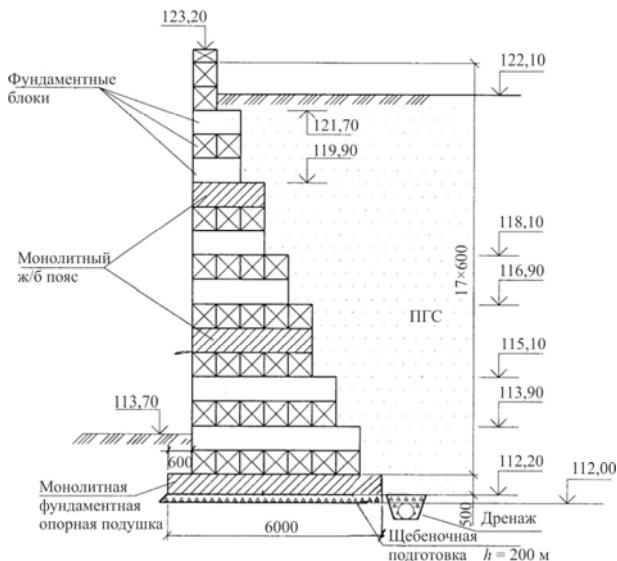


Рис. 3.54. Массивная подпорная стенка из бетонных блоков

Угловая консольная подпорная стенка из монолитного железобетона класса В-25 (рис. 3.55). Под подошвой стены предусмотрено устройство щебеночной подготовки толщиной 200 мм. Для отвода грунтовой воды из обратной засыпки устраивается пристеночный дренаж с водопропускными трубками диаметром не менее 50 мм, устанавливаемыми с шагом 3–6 м. Дренажный коллектор выполняется из щебня или гравия крупностью 10–25 мм, который устраивается с продольным уклоном не менее 0,04.

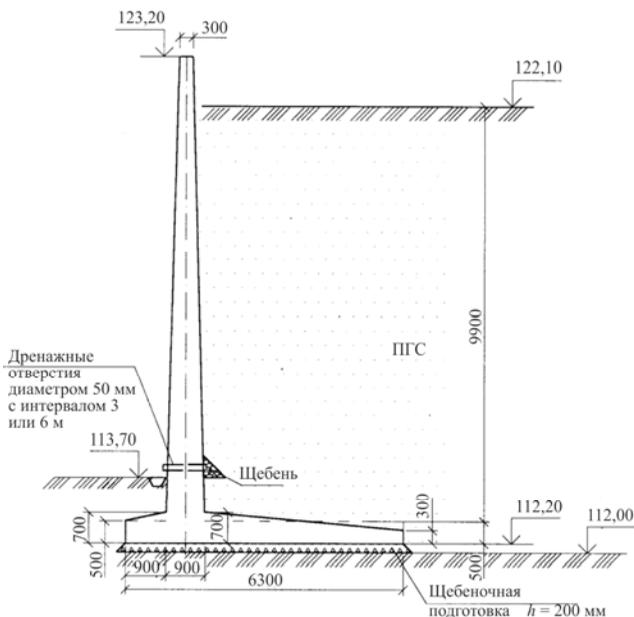


Рис. 3.55. Угловая консольная подпорная стенка

Конструкция подпорной стенки из армированного грунта приведена на рис. 3.56. Облицовка подпорной стенки выполнена из бетонных фундаментных блоков по ГОСТ 13579–78*. В качестве армирующих элементов применяется сетка из стержней А-I диаметром 10 мм, шагом 100 мм; распределительная арматура из стержней А-I диаметром 6 мм, шагом 250 мм. Армирующие элементы заанкериваются за блоки облицовки (см. рис. 3.56). Засыпка предусмотрена из тщательно уплотненной песчано-гравийной смеси. Длина армирующих элементов переменная – от 8 м в нижней зоне до 10,5 м

в верхней зоне армированного грунта. Шаг армирующих элементов принят равным 0,6 м, кроме верхней зоны, где расстояние между армирующими элементами уменьшается до 0,3 м. Для предотвращения коррозии стальная арматура должна быть покрыта антикоррозийным слоем (например оцинковка). Возможно применение синтетической арматуры с прочностью на разрыв не менее 50 кН/м. Блоки облицовки опираются на фундаментную подушку из монолитного бетона класса В-15. Под фундаментной подушкой устраивается щебеночная подготовка толщиной 200 мм. В грунте обратной засыпки предусмотрен дренаж.

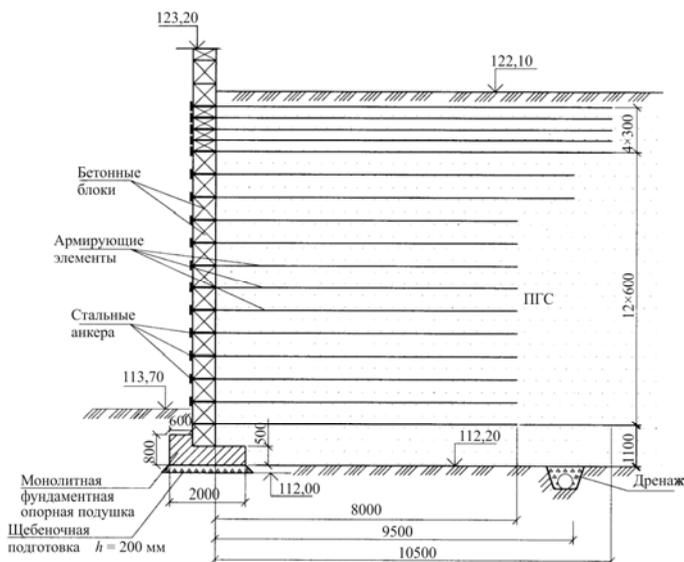


Рис. 3.56. Подпорная стенка из армированного грунта

Конструкция *подпорной стенки на свайном основании* из буровых свай приведена на рис. 3.57. Стенка из монолитного железобетона класса В-25 запроектирована аналогично второму варианту. Расчеты несущей способности буровых свай показали, что минимально необходимый диаметр свай составляет 1,2 м и расстояние между ними 2,4 м.

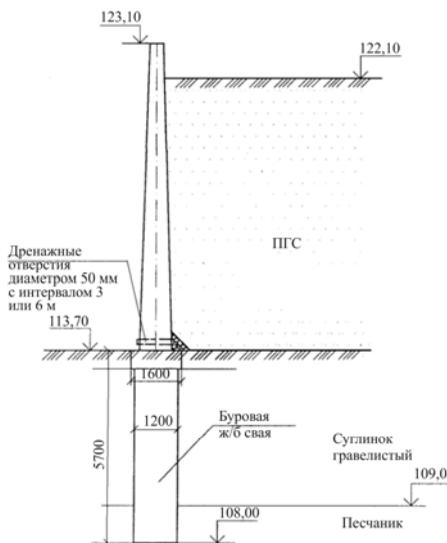


Рис. 3.57. Подпорная стенка на свайном основании

Проведенные технико-экономические расчеты показали, что самым экономичным является вариант 3 (армированный грунт), затем следуют монолитная стена уголкового типа (вариант 2) и массивная подпорная стенка из фундаментных блоков (вариант 1). Наихудшие показатели у подпорной стенки на свайном основании. Наиболее технологичными следует считать варианты 1 и 3. Конструкция подпорной стенки из армированного грунта является самой оптимальной, но следует обратить внимание на возникающие значительные сложности, связанные с обеспечением защиты металлических элементов от коррозии. Применение же синтетических армирующих материалов затрудняется из-за отсутствия отечественных высокопрочных материалов, а зарубежные материалы имеют довольно высокую стоимость.

3.7. Обеспечение устойчивости стен котлована при строительстве подземной автостоянки

Для строительства двухуровневой подземной автостоянки в г. Перми потребовалось разработать котлован глубиной 6,5 м. Ситуация осложнялась тем, что под строительство была выделена площадка с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями и работы необходимо было вести в стесненных условиях.

Инженерно-геологические условия площадки строительства были представлены следующими грунтами: суглинок легкий пылеватый, от мягкопластичного до текучепластичного с прослоями текучего, глубина залегания до 12 м; супесь пластичная, глубина залегания 10–16 м; аргиллит плотный, сильновыветрелый (рухляк), глубина залегания от 16 до 20 м.

Грунтовые воды были зафиксированы на глубине 2,5–3 м.

Первоначальным проектом предусматривалось устройство котлована с откосом 1:1 без дополнительного крепления. Однако при разработке котлована откосы начали терять устойчивость.

Для укрепления откоса подрядная организация возвела подпорную двухрядную свайную конструкцию. Сваи марки С8-35 были забиты по периметру котлована с шагом 1,5–1,7 м, расстояние между рядами составило 3 м. Между сваями внутреннего ряда была устроена заборная стенка из досок. Но при дальнейшей разработке грунта эти сваи получили наклон на угол до 10° (рис. 3.58).



Рис. 3.58. Наклон свай внутреннего ряда подпорной стенки

В связи с создавшейся аварийной ситуацией исправить положение попытались с помощью закрепления грунтов откосов методом низконапорного (2,5–3 МПа) инъецирования цементного раствора. Данный способ закрепления грунтов не дал положительных результатов. При дальнейшей откопке котлована в отдельных местах угол наклона свай достиг 40° (рис. 3.59). Давления нагнетания цементного раствора оказалось недостаточно для его проникновения в водонасыщенные глинистые грунты. Большая часть цементного раствора осталась на поверхности грунта (рис. 3.60).



Рис. 3.59. Обрушение подпорной стенки



Рис. 3.60. Отсутствие зоны закрепленного грунта вокруг иньектора

Для выявления причин потери устойчивости стен котлована был выполнен расчет устойчивости откосов с помощью метода конечных элементов (МКЭ) по программе Plaxis. Расчеты показали, что заложенный в проекте уклон откосов 1:1 обеспечивал их устойчивость без учета гидравлического давления грунтовых вод. Анализ полученного решения привел нас к выводу, что потеря устойчивости откосов могла произойти из-за того, что фактические гидрогеологические условия площадки оказались отличными от проектных, кроме того, разработка котлована проводилась весной, когда напор грунтовых вод наибольший.

Проведенные нами расчеты показали, что решение укрепить откосы с помощью свай было ошибочным. Поверхность скольжения откоса проходит на 4–6 м ниже уровня острия забитых свай. Фактически сваи находились в призме обрушения откоса.

По просьбе заказчика строительства нами были проведены расчеты четырех вариантов устройства подземной стоянки:

1. Погружение опускного колодца. В этом случае требовалось сооружение колодца сложного профиля и больших размеров. Для обеспечения устойчивости и жесткости стен опускного колодца внутри предусматривалась система распорок из металлических конструкций.

2. Устройство удерживающей конструкции из стального шпунта. Шпунты предполагалось использовать не только для крепления стенок котлованов по всему периметру, но и в качестве опалубки для возведения монолитной стены подземной части гаража. Расчетная длина шпунта составила 15 м без распорок и 12 м с распорками.

3. Устройство распорок из металлического двутаврового профиля в двух уровнях для удержания существующей двухрядной свайной конструкции. В дальнейшем распорки предполагалось использовать в качестве несущих конструкций здания.

4. Устройство «стены в грунте».

Проведенные технико-экономические расчеты показали, что наиболее целесообразен третий вариант.

В заключение нужно отметить, что возведение сооружений на городских территориях часто заставляет строителей использовать площадки с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями и вести работы в стесненных условиях. Это требует от проектировщиков более точного учета физико-механических характеристик грунтов и гидрогеологических условий площадки строительства, а от строителей неукоснительного соблюдения технологии производства работ. Недооценка этих факторов может привести к аварийным ситуациям, а ликвидация их последствий – к резкому удорожанию строительства.

3.8. Оценка устойчивости оползнеопасного склона в условиях городской застройки

Анализ устойчивости склонов и откосов является весьма важной задачей гражданского и промышленного строительства. Это особенно актуально для г. Перми, где большое количество жилых домов построено вдоль бровок оврагов, склонов долин рек Данилихи и Егошихи, откосов выемки Транссибирской магистрали.

В настоящее время для оценки устойчивости откосов широкое распространение получили программные комплексы, основанные на методе конечных элементов. Для обоснованности применения МКЭ в решении задач устойчивости откосов был выполнен анализ устойчивости склона в жилом районе г. Перми с использованием МКЭ и проведено сравнение полученных результатов с традиционными методами круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

В геоморфологическом отношении рассматриваемый участок приурочен к IV левобережной надпойменной террасе р. Камы, осложненной долиной р. Малая Язвая. Угол падения склона варьирует от 15 до 30°.

По результатам инженерно-геологических изысканий на изучаемом участке выделены следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ), слагающие площадку строительства (сверху вниз):

ИГЭ–1. Глина полутвердая и твердая, с редким гравием.

ИГЭ–2. Гравийный грунт с песчаным и суглинистым заполнителем.

ИГЭ–3. Глина элювиальная полутвердая и твердая, с дресвой и щебнем.

ИГЭ–3а. Дресвяный грунт с глинистым заполнителем.

ИГЭ–3б. Суглинок элювиальный твердый, с редкими дресвой и щебнем.

ИГЭ–4. Аргиллит сильновыветрелый с прослоями песчаника сильновыветрелого и алевролита сильновыветрелого.

В период проведения инженерно-геологических изысканий на рассматриваемом участке встречены трещинно-грунтовые воды на глубине ≈ 15 м.

Численный анализ устойчивости склона был выполнен с использованием программного комплекса Plaxis, реализующего метод конечных элементов в перемещениях. Расчетный комплекс Plaxis ориентирован на решение сложных геотехнических задач, возникающих на этапах строительства, эксплуатации и реконструкции сооружения и представляет собой пакет прикладных вычислительных программ для конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния системы «основание – фундамент – сооружение».

Расчетная конечно-элементная схема откоса приведена на рис. 3.61. Графически результаты расчета представлены на рис. 3.62–3.67.

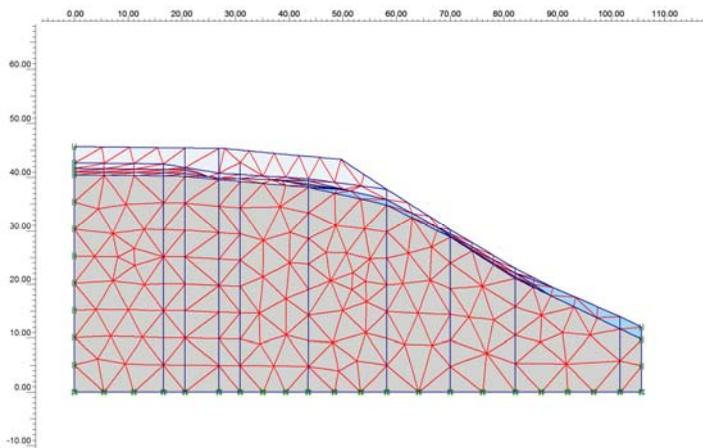


Рис. 3.61. Расчетная конечно-элементная схема склона

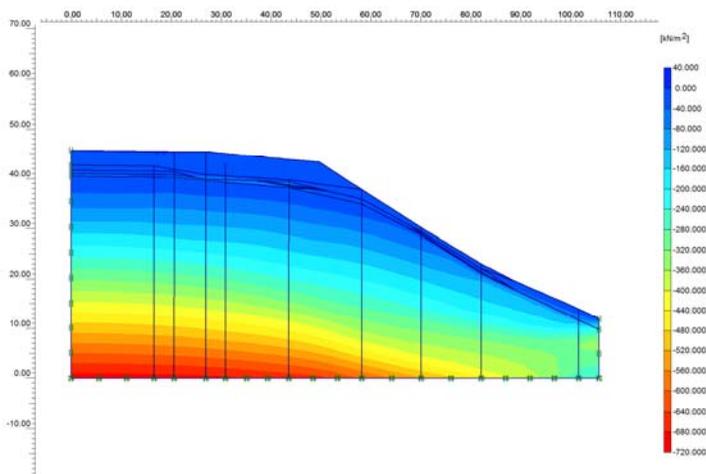


Рис. 3.62. Изополя нормальных вертикальных напряжений σ_v , кПа

Как показали выполненные расчеты, коэффициент устойчивости откоса по выбранному сечению $\sum M_{sf} = 0,9998$. Возможная поверхность скольжения близка к круглоцилиндрическому очертанию с радиусом 77,58 м с координатами центра скольжения $X_O = 85,28$ м; $Y_O = 86,54$ м.

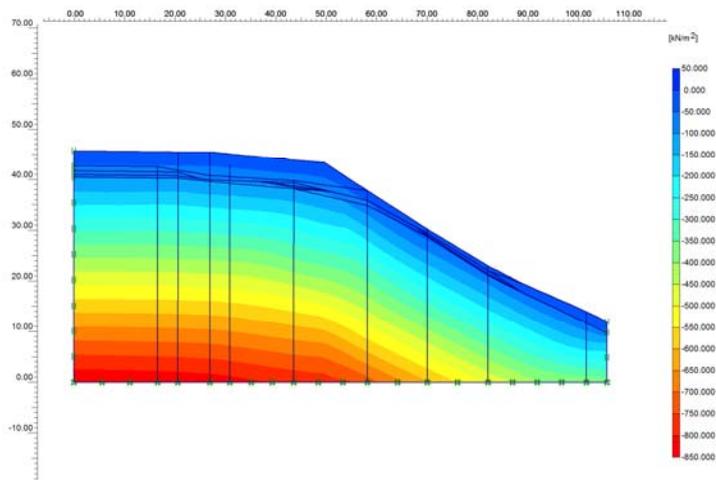


Рис. 3.63. Изополя нормальных горизонтальных напряжений σ_x , кПа

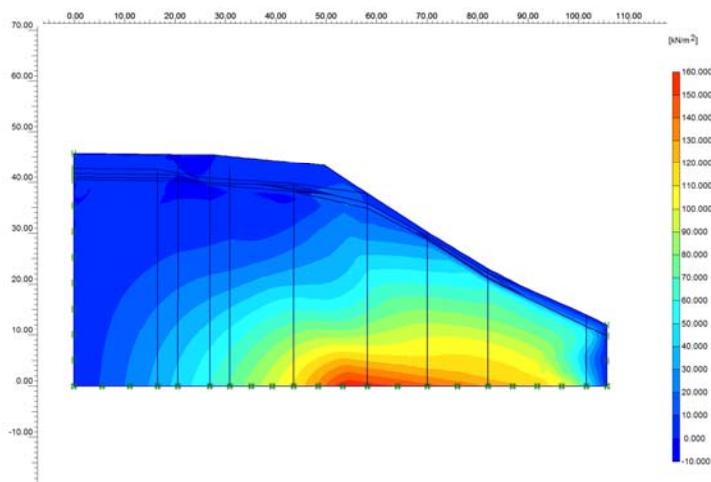


Рис. 3.64. Изополя касательных напряжений τ , кПа

Также был выполнен расчет устойчивости откоса по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения.

При расчете методом круглоцилиндрической поверхности скольжения (рис. 3.68) предполагается, что потеря устойчивости откоса мо-

жет произойти в результате вращения грунтового массива относительно некоторого центра O . Поверхность скольжения в этом случае будет представлена дугой окружности с радиусом R , очерченной из центра в точке O . Смещающийся массив рассматривается как недеформируемый отсек, все точки которого участвуют в общем движении.

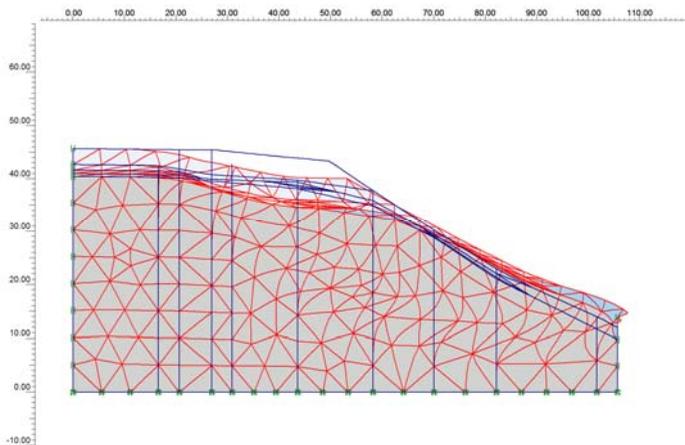


Рис. 3.65. Деформированная схема склона при возможном оползне

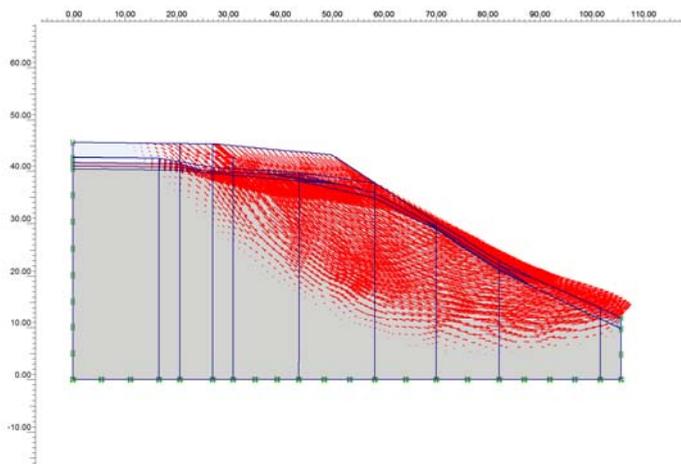


Рис. 3.66. Векторы полных перемещений грунтового массива в момент возможного разрушения склона

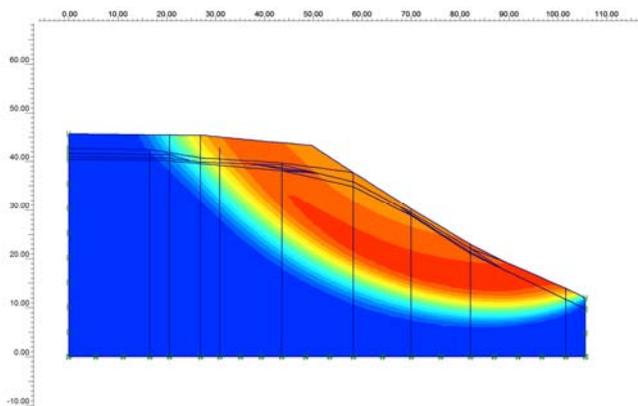


Рис. 3.67. Изополя полных перемещений грунтового массива при возможном оползне, иллюстрирующие форму поверхности скольжения

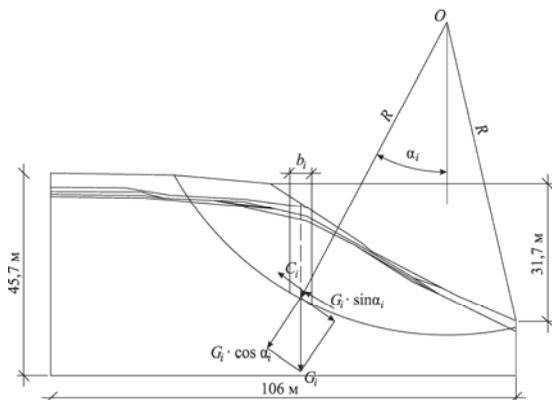


Рис. 3.68. Схема откоса при расчете по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения

Степень устойчивости откоса оценивается различными методами. Наибольшее распространение получили методы Г. Крея, К. Терцаги, метод «весового давления».

Коэффициент устойчивости по методу Г. Крея:

$$K_y = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (G_i \cdot \sin \alpha_i)} \sum_{i=1}^n \frac{G_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + C_i b_i}{\cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i)} \quad (3.10)$$

Коэффициент устойчивости по методу К. Терцаги:

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^n (G_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + C_i b_i / \cos \alpha_i)}{\sum_{i=1}^n (G_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (3.11)$$

Коэффициент устойчивости по методу «весового давления»:

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^n (G_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + C_i b_i / \cos \alpha_i)}{\sum_{i=1}^n (G_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (3.12)$$

где G_i – вес i -го отсека;

φ_i – угол внутреннего трения i -го отсека;

C_i – удельное сцепление i -го отсека;

b_i – ширина i -го отсека;

α_i – угол наклона i -го отсека и вертикальной плоскости.

Результаты расчета устойчивости откоса по методам круглоцилиндрических поверхностей скольжения и с использованием МКЭ представлены в табл. 3.1.

Коэффициент устойчивости откоса, полученный по различным методикам, изменяется в пределах $K_y = 0,933 \dots 0,999$, т.е. грунтовый массив находится в предельном состоянии.

Таблица 3.1

Методы расчета	K_y	R , м	X_0 , м	Y_0 , м
Метод Г. Крея	0,9801	71,03	90,00	81,11
Метод К. Терцаги	0,9331	71,03	90,00	80,00
Метод «весового давления»	0,9952	71,03	90,80	80,00
МКЭ, в Plaxis	0,9998	77,58	85,28	86,54

Выполненные расчеты показали сходимость результатов, полученных с использованием МКЭ в программном комплексе Plaxis, с результатами, полученными по традиционным методам круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Таким образом, использование МКЭ позволят выполнять расчет устойчивости грунтовых откосов с достаточной для инженерной практики точностью.

р. Егошихи, Ивы, Толожанки, Большой Моговилихи (рис. 3.70); район № 3 – территория Дзержинского административного района – устье р. Мулянки и долина взятой в трубу Пермьки (рис. 3.71); район № 4 – Индустриальный административный район – долины р. Мулянки и Пыж (см. рис. 3.71).

3.9.2. Анализ современных инструментальных методов мониторинга склоновых процессов

В настоящее время разработано и производится множество автоматизированных комплексов для мониторинга технического состояния зданий и сооружений («Стрела», «Струна-3», «Геотек», SisGeo и др.).

Применение полностью автоматизированных комплексов мониторинга склоновых территорий возможно только по некоторым из контролируемых параметров. Наибольшее распространение получили две технологии для измерения величины смещения естественных массивов грунта.

Измерительные системы, выполненные по первой технологии, позволяют определить начало движения грунта и вектор перемещения по трем возможным направлениям. В этом случае используются различные типы датчиков, устанавливаемые в предварительно пробуренные скважины глубиной до 30 м. Устройство, которое погружается в скважину и в котором находится датчик, называется инклинометром. Возможно объединение нескольких инклинометров в единую цепь с выводом сигналов на поверхность грунта. Далее сигналы передаются по проводной или беспроводной связи на компьютер.

Вторая технология использует измерительные системы, способные зафиксировать начало движения грунта и относительную величину перемещения без оценки направления движения. Для обнаружения глубины раздела смещаемого и неподвижного массива грунта (положения поверхности скольжения) применяется коаксиальный кабель, который погружается в грунт задавливанием полый штангой или устанавливается в предварительно пробуренную скважину с ее последующим тампонированием раствором воды, портланд-цемента и бентонитовой глины. Этот метод позволяет определить местоположение зоны сдвига в массиве грунта. В иностранной литературе этот метод имеет сокращенное обозначение TDR (Time Domain Reflectometry). TDR имеет преимущества по сравнению с инклинометрами: низкую стои-

мость установки, отсутствие ограничений на глубину скважины, непосредственное определение начала движения. Недостаток заключается в том, что этим методом невозможно определить направление движения массива грунта.

Для оценки направления и глубины смещаемого массива грунта склона необходимо устраивать сеть скважин с различным размещением их в плане и по глубине. Информация с каждой скважины передается по проводной или беспроводной связи на центральный процессор, где обрабатывается по специальным алгоритмам.

В последнее время для передачи информации широкое распространение получила радиосвязь на частотах от 400 Гц до 2,5 ГГц. Датчики подключаются к устройству, которое усиливает сигналы, преобразует их в цифровой код и передает по радиочастоте. Это устройство называется сенсорным узлом. Поскольку скважин может быть достаточно много, то сенсорные узлы в совокупности образуют сеть. При мониторинге склонов размер сенсорной сети зависит от количества скважин и числа датчиков, размещаемых в каждой скважине. К каждому сенсорному узлу подключается определенное количество датчиков. На скважине устанавливается, как правило, один сенсорный узел. Количество датчиков определяется задачами, решаемыми при мониторинге склона.

При сборе информации с датчиков используются в основном две процедуры. При первой информация с датчиков (сигналы в дискретной форме) передается периодически с заданным интервалом времени на удаленный компьютер с целью последующей обработки. Вторая процедура отличается тем, что сигналы с датчиков передаются на компьютер только после наступления определенного события, например изменения угла наклона датчика. Возможно использование обеих процедур одновременно.

Обобщая вышесказанное, можно сделать следующие основные выводы:

- в настоящее время технически возможно решить задачу мониторинга склонов с использованием как проводной, так и беспроводной системы передачи информации и различных типов датчиков;
 - выбор системы мониторинга определяется конкретной задачей.
- Наиболее перспективным направлением является использование сис-

тем мониторинга с датчиками, которые позволяют определять как ускорение колебаний грунта, так и углы наклона по трем взаимно перпендикулярным осям.

3.9.3. Анализ современных методов прогноза развития склоновых процессов

Современные методы прогноза развития склоновых процессов включают:

- прогноз развития склоновых процессов на данной территории на предстоящий год;
- оценку достоверности прогнозов склоновых процессов на данной территории за прошедший год.

Для составления временных прогнозов активности склоновых процессов в основном применяются две группы методов:

1) методы с использованием математического анализа экстраполяции временных рядов основных изменяющихся параметров развития склонового процесса;

2) методы экспертных прогнозных оценок активности склоновых процессов на основе сравнительно-геологического анализа закономерностей распространения и условий развития проявлений склоновых процессов.

Методы математического анализа используются для составления долгосрочных прогнозов развития склоновых процессов.

Метод экспертных прогнозных оценок активности склоновых процессов в настоящее время является основным при составлении краткосрочных региональных и локальных прогнозов (на год, сезон).

3.9.4. Содержание мониторинга склонов

Система инструментального мониторинга склоновых территорий включает в себя:

– Геодезические измерения, в том числе маршрутно-визуальное обследование, аэрофотосъемку, определение наклона и деформаций с использованием глубинных реперов, гидрогеологические наблюдения с использованием режимных скважин. Измерения выполняются с помощью традиционной нивелировки или с использованием современных цифровых датчиков, спутниковых GPS-технологий и лазерного сканирования объекта.

– Инженерно-геологические (геофизические) наблюдения состояния грунтового массива склона представляют собой комплекс от работ по измерению в отдельных скважинах (уровень грунтовых вод, физические свойства пород и др.) до работ, проводящихся в системе скважин, расположенных по специально разработанной схеме (оценка интегральных показателей глинистости и увлажненности, степени уплотненности и контрастности; межскважинное просвечивание и др.).

– Анализ временных рядов быстроменяющихся факторов, данных наблюдений и измерений, прогнозирование дальнейшего развития ситуации.

Разработка оптимальной схемы мониторинга ведется на основе результатов инженерно-геологических и геофизических исследований. Эти исследования позволяют картировать оползневую структуру склона, конкретизировать параметры оползневого склона, выделить зоны, требующие последующего укрепления, определить места оптимальной установки датчиков.

Общая модель и основные требования к системе мониторинга и прогнозирования опасных геологических явлений и процессов регламентированы ГОСТ Р 22.1.06–99 «Мониторинг и прогнозирование опасных геологических явлений и процессов». В соответствии с этими требованиями при выполнении мониторинга оползневых процессов основными контролируруемыми параметрами являются:

- площадная пораженность территории, %;
- площадь проявления на одном участке, км²;
- объем сместившейся массы, тыс. м³;
- скорость смещения, м/с;
- частота проявления, ед/год;
- уровни грунтовых и подземных вод;
- режим быстроменяющихся факторов;
- физические свойства пород, анизотропия физических свойств;
- коэффициент устойчивости склона;
- интегральные показатели глинистости, увлажненности, трещиноватости, уплотненности, контрастности;
- вероятностная оценка геодинамического и техногенного воздействий.

Оценка геодинамического и техногенного воздействий производится на стадии комплексного анализа данных наблюдений и измерений и прогнозирования дальнейшего развития ситуации.

При наличии необходимого обоснования система мониторинга склоновых процессов может быть дополнена контролем состояния зданий и сооружений, расположенных в потенциально опасной зоне.

Инструментальное оснащение мониторинга склоновых процессов может меняться в зависимости от конкретной ситуации. *Основными приборами мониторинга склонов являются:*

- нивелиры (нивелирование II и III класса);
- уровнемеры, пьезометры (измерение уровня грунтовых вод, порового давления жидкости);
- датчики перемещения (контроль величины перемещения грунта);
- инклинометры (датчики наклона).

Комплексный инструментальный мониторинг склоновых территорий должен включать:

- изучение геологических процессов и их изменений при помощи геофизических методов (электропрофилирование, вертикальное электрическое зондирование, сейсморазведка, метод преломленных волн);
- контроль за поведением массива грунта при помощи поверхностных геодезических марок;
- контроль осадок грунтового массива в скважинах при помощи глубинных марок;
- контроль величины перемещения массива грунта и направление этого перемещения при помощи инклинометров;
- контроль уровня грунтовых вод с помощью уровнемеров и порового давления в режимных скважинах с помощью пьезометров;
- контроль за осадками и кренами зданий и сооружений, входящих в зону влияния работ, с помощью маяков и экстенсометров, установленных на осадочных швах, существующих трещинах.

Наблюдения могут вестись непрерывно или с определенной периодичностью при необходимости слежения за особенностями динамики развития склонового процесса. Следует вести регулярные наблюдения с опросом не реже одного раза:

- в год – для долгосрочного прогноза;
- месяц – для среднесрочного прогноза;
- день, час – для краткосрочного прогноза (в зависимости от критичности ситуации).

Единовременно проводимые наблюдения не позволяют описать развитие ситуации во времени.

3.9.5. Прогнозируемые параметры

К прогнозируемым параметрам склоновых процессов относятся:

- площадная пораженность территории, %;
- площадь проявления на одном участке, км²;
- объем сместившейся массы, тыс. м³;
- скорость смещения, м/с;
- коэффициент устойчивости склона.

Прогнозирование параметров основано на анализе временного ряда быстроменяющихся факторов, а также на результатах математического моделирования развития склонового процесса.

На основе значений прогнозируемых параметров с учетом их критических значений принимается экспертное решение об опасности возникновения оползневой процесса. Критерием установления критических значений контролируемых параметров является превышение безопасных уровней их фоновых значений и значений, отвечающих принятым моделям развития оползневой процесса.

Экспертная оценка степени риска оползневого события принимается в соответствии со следующими критериями:

- прогнозируемый интервал времени;
- комплексность прогнозной оценки;
- обоснование необратимости или оценка вероятности ожидаемого события.

Интегральная оценка вероятности должна быть не менее: 0,3 – для долгосрочного прогноза, 0,5 – для среднесрочного, 0,7 – для краткосрочного.

В случае использования других методов прогнозирования следует указать, на основании какой группы методов составлялся представленный прогноз. При необходимости следует кратко изложить особенности применявшейся методики.

На основе значений прогнозируемых параметров составляются долгосрочный, среднесрочный или краткосрочный прогнозы.

Долгосрочный прогноз включает:

- 1) районирование территорий
 - по степени опасности проявления оползневых процессов во времени;
 - характеру режима быстроменяющихся факторов;

- степени геодинамической активности на текущий период;
- степени устойчивости склонов к оползневым явлениям;

2) интегрированный анализ пространственно-временного распределения аномалий контролируемых параметров на региональном уровне.

Среднесрочный и краткосрочный прогнозы включают:

1) детальное районирование по степени оползневой опасности;

2) детерминированные расчеты устойчивости, объемов и дальности перемещения разрушенных пород;

3) интегрированный анализ пространственно-временного распределения аномалий контролируемых параметров на локальном уровне и на уровне отдельных форм проявления процесса.

Для прогнозирования развития оползневого процесса во времени применяются методы математического моделирования с использованием современных сертифицированных геотехнических программных комплексов.

Оценку устойчивости склонов необходимо вести в соответствии с требованиями приложения 1 ТСН 12-304–04 «Строительство объектов на склонах».

Вопросы для самопроверки

1. Что называется откосом?
2. Что такое заложение откоса? Где находится бровка откоса?
3. Для чего устраиваются бермы?
4. От каких факторов зависит устойчивость откосов?
5. Какой вид имеет поверхность, по которой сползает откос?
6. Какие основные причины могут вызвать нарушение устойчивости откосов? Какими мероприятиями можно увеличить устойчивость откосов?
7. Какой откос называется предельно устойчивым?
8. Каким образом производится расчет устойчивости откосов по методу круглоцилиндрических поверхностей? Как рассчитать разнородный откос по методу круглоцилиндрических поверхностей?
9. В каких случаях можно обойтись без расчетов устойчивости откосов?
10. Что такое «прислоненный откос» и каковы предпосылки его расчета?

11. С какой целью применяются подпорные стены?
12. Чем гравитационные подпорные стены отличаются от облегченных гибких подпорных стен?
13. Что называется активным давлением грунта на стену и когда оно проявляется?
14. Что называется пассивным давлением грунта на стену и когда оно проявляется?
15. Что называется «давлением покоя» и когда оно проявляется?
16. Какие усилия действуют на подпорную стенку и как рассчитывается ее устойчивость?
17. Каким образом удельное сцепление в грунте влияет на величину активного и пассивного давлений на стену?
18. Каким образом наклон задней грани стены влияет на величину равнодействующей активного давления грунта на подпорную стенку?
19. Каким образом увеличение шероховатости задней грани влияет на величину равнодействующей активного давления грунта на подпорную стенку?
20. В чем суть предложений Кулона по расчету давления грунта на подпорную стену?
21. Какой вид имеет эпюра реактивных давлений под подошвой стенки и с помощью какого приема ее можно сделать более равномерной?
22. Для какой цели нужно иметь более равномерную эпюру реактивных давлений?
23. Что представляет собой явление «навала» подпорной стенки на грунт и от чего он возникает? Всегда ли следует его учитывать?
24. Какой вид приобретает эпюра активного давления грунта с учетом явления «навала» и после трамбования засыпки? Использование какого грунта для засыпки уменьшает активное давление на стенку?
25. Для чего нужен дренаж за стенкой и каким образом влияет наличие воды в засыпке на общее активное давление грунта на стенку?
26. Каким образом давление грунта на стенку «по Кулону» отличается от давления по теории предельного равновесия (активное и пассивное)?
27. С какой целью необходимо выполнять мониторинг склонов?

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сергеев Е.М. Инженерная геология: учебник для вузов. – М.: Альянс, 2011. – 248 с.
2. Калошина С.В., Пономарев А.Б. Технология строительного производства. Устройство фундаментов в условиях плотной городской застройки. – Пермь: Изд-во Перм. гос. техн. ун-та, 2009. – 99 с.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие для вузов / С.Б. Ухов [и др.]; под ред. С.Б. Ухова. – 4-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2007. – 566 с.
4. Пономарев А.Б. Реконструкция подземного пространства: учеб. пособие для вузов / Перм. гос. техн. ун-т. – Пермь, 2005. – 235 с.
5. СНиП 22-01–95. Геофизика опасных природных воздействий / Произв. и науч.-исслед. ин-т по инж. изысканиям в стр-ве. – Введ. 1996-01–01. – М.: Минстрой России, 1996. – 8 с.
6. СП 11-105–97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. 1: Общие правила производства работ / Гос. комитет Рос. Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу; Произв. и науч.-исслед. ин-т по инженерным изысканиям в строительстве; Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений; Моск. гос. строит. ун-т. – М.: Госстрой России, 1997. – (Система нормативных документов в строительстве). – 47 с.
7. ТСН 12-304–04. Строительство объектов на склонах Пермской области / Комитет стр-ва, архитектуры и градостр-ва Перм. обл.; Перм. гос. техн. ун-т. – Введ. 2004–12–29. – Пермь, 2005. – 45 с.

Пример выполнения расчета в программном комплексе Plaxis

Формулировка задания: Необходимо смоделировать процесс устройства ограждения и разработки котлована. Ширина котлована 30 м, конечная глубина 20 м. Котлован простирается на большое расстояние в продольном направлении, так что в расчетах применима модель плоской деформации. Котлован укреплен ограждающими стенками высотой 30 м, с горизонтальными распорками в верхней части, размещенными с интервалом 5 м. Вдоль котлована на расстоянии 2 м от стенок приложена внешняя нагрузка по ширине 5 м величиной 5 кН/м/м. Верхние 20 м грунта представлены в модели слоем однородной глины. Под глиной залегает более плотный песчаный слой, простирающийся вниз на значительную глубину.

Нижняя граница основания взята на глубине 40 м ниже поверхности земли. С учетом симметричности геометрии для анализа берется только ее одна (левая) половина. Процесс выемки грунта рассматривается как трехэтапный. Ограждающая стенка моделируется с помощью плиты. Взаимодействие между стенкой и грунтом моделируется с обеих сторон с помощью интерфейсов. Интерфейсы позволяют задать меньшее поверхностное трение о стенки, чем это имеет место в грунте. Распорка моделируется как пружинный элемент, для которого обязательным входным параметром является нормальная жесткость.

Геометрия. Для создания геометрической модели (рис. П1.1) необходимо следовать приведенным ниже указаниям:

Задание общих параметров (General settings):

- Запустить программу Input и выбрать *New project* в диалоговом окне *Create / Open project*.

- В разделе *Project* окна *General settings* ввести название проекта и проверить, чтобы *Model* была выставлена на *Plane strain*, а *Elements* на *15-node*.

- В разделе *Dimensions* сохранить параметры по умолчанию (*Length* = м; *Force* = кН; *Time* = day) и ввести для горизонтальных размеров (*Left*, *Right*) соответственно 0.0 и 45.0, а для вертикальных размеров (*Bottom*, *Top*) – соответственно 0.0 и 40.0. Сохранить выставленные по умолчанию параметры шага сетки (*Spacing* = 1 м; *Number of intervals* = 1).

- Нажать на <OK>, после чего появится планшет.

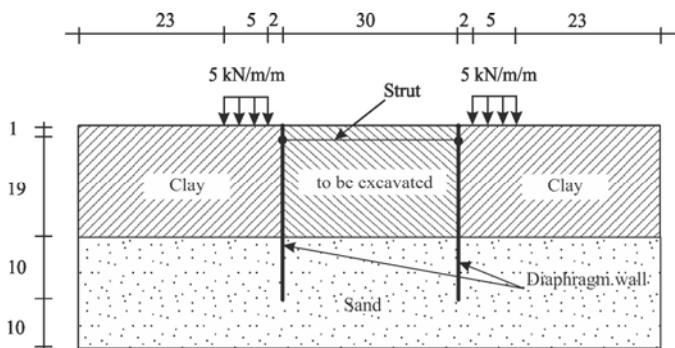


Рис. П1.1. Геометрическая модель ситуации с подтопляемым котлованом

Геометрические контуры, слои и конструкции:

–  Геометрический контур. Выбрать на панели инструментов кнопку *Geometry line* (фактически она уже должна быть выбрана, как для любого нового проекта). Переместить курсор в начало координат (0.0; 0.0) и щелкнуть левой клавишей мыши. Сдвинуться на 45 м вправо (45.00; 0.0) и снова щелкнуть левой клавишей. Сдвинуться на 40 м вверх (45.00; 40.0) и щелкнуть левой клавишей. Сдвинуться на 45 м влево (0.00; 45.0) и щелкнуть левой клавишей. Наконец, вернуться в начало и снова щелкнуть. Кластер очерчен. Щелкнуть правой клавишей мыши, чтобы выйти из режима черчения.

– Разделение между двумя слоями. Кнопка *Geometry line* все еще выбрана. Переместить курсор в положение (0.0; 20.0). Щелкнуть по существующей вертикальной линии. Появится новая точка (4). Сдвинуться на 45 м вправо (45.00; 20.0) и щелкнуть на второй существующей вертикальной линии. Появится еще одна новая точка (5), после чего будут очерчены уже два кластера.

–  Ограждающая стенка. Выбрать на панели инструментов кнопку *Plate*. Переместить курсор в положение (30.0; 40.0) на верхней горизонтальной линии и щелкнуть мышью. Сдвинуться на 30 м вниз (30.00; 10.0) и снова щелкнуть. В добавление к точке в основании стенки появляется еще одна точка на пересечении со средней горизонтальной линией (разделение слоев). Щелкнуть правой клавишей мыши, чтобы выйти из режима черчения.

–  Разделение этапов земляных работ. Снова выбрать на панели инструментов кнопку *Geometry line*. Переместить курсор в положение (30.0; 38.0) на стенке и щелкнуть мышью. Переместиться на 15 м вправо (45.0; 38.0) и снова щелкнуть. Щелкнуть правой клавишей мыши, чтобы закончить чертить первый этап экскавации. Теперь установить курсор в положение (30.0; 30.0) и щелкнуть. Переместить курсор в точку (45.0; 30.0) и щелкнуть снова. Щелкнуть правой клавишей мыши, чтобы выйти из режима черчения.

–  Интерфейсы. Щелкнуть на кнопке *Interface* на панели инструментов или выбрать опцию *Interface* из меню *Geometry*. Курсор примет форму креста, в каждом из квадрантов которого располагается стрелка. Стрелки указывают, с какой стороны будет генерироваться интерфейс при перемещении курсора в том или ином направлении.

– Переместить курсор (его положение определяется серединой креста) к верху стенки (30.0; 40.0) и щелкнуть левой клавишей мыши. Переместиться к низу стенки (30.0; 10.0) и снова щелкнуть. В соответствии с положением направленной вниз стрелки курсора интерфейс будет генерироваться с левой стороны стенки. Аналогичным образом направленная вверх стрелка находится с правой стороны курсора, так что, если вы передвинетесь вверх, к верху стенки, и снова щелкнете мышью, интерфейс будет генерироваться с правой стороны стенки. Для выхода из режима черчения щелкнуть правой клавишей мыши.

–  Распорка. Щелкнуть на кнопке *Fixed-end anchor* на панели инструментов или выбрать опцию *Fixed-end anchor* в меню *Geometry*. Переместить курсор в точку (6) позиции (30.0; 39.0) и щелкнуть левой клавишей мыши. Появится окно свойств, в котором можно указать угол ориентации и эквивалентную длину распорки. Ввести напротив *Equivalent length* 15 м (половина ширины котлована) и щелкнуть на кнопке <OK> (угол ориентации остается равным нулю).

–  Внешние нагрузки. Щелкнуть на *Distributed load – load system A*. Поместить курсор в точку (23.0; 40.0) и щелкнуть мышкой. Перетащить курсор на 5 м вправо в точку (28.0; 40.0) и щелкнуть снова. Нажать правую клавишу мыши для завершения рисования. Нажать на

пиктограмму *Selection*, дважды щелкнуть на распределенной нагрузке и выбрать *Distributed load (system A)* из списка. Ввести значение 5 кН/м в поле *Y-values*.

Граничные условия:

–  Для задания граничных условий щелкнуть по кнопке *Standard fixities* на панели инструментов. Программа сгенерирует полную заделку элемента по дну и скользящую заделку по боковым сторонам. В нашем случае такие граничные условия могут быть использованы для моделирования условий симметрии по правой границе (ось котлована). Соответствующая геометрическая модель показана на рис. П1.2.

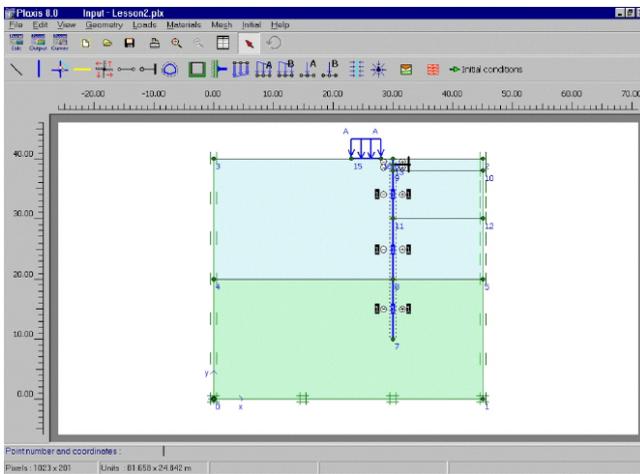


Рис. П1.2. Геометрическая модель в окне ввода данных

Свойства материала. После задания граничных условий в наборы данных должны быть введены сведения по свойствам материала в кластерах грунта и прочих геометрических объектах. Свойства интерфейсов включены в наборы данных для грунта (наборы данных для *Soil & interfaces*). Необходимо создать два набора данных: один для слоя глины и один – для слоя песка (табл. П1.1). Кроме того, набор данных типа *Plate* (табл. П1.2) создается для стенки и набор данных типа *Anchor* – для распорки (табл. П1.3).

Таблица П1.1

Свойства материалов для слоев глины и песка и для интерфейсов

Параметр	Наименование	Слой глины	Слой песка	Ед. измерения
Модель материала	<i>Model</i>	Кулон – Мор	Кулон – Мор	–
Тип поведения материала	<i>Type</i>	Дренарованный	Дренарованный	–
Удельный вес грунта	γ_{unsat}	16	17	кН/м ³
Удельный вес насыщенного грунта	γ_{sat}	18	20	кН/м ³
Проницаемость в горизонтальном направлении	k_x	0,001	1,0	м/сут
Проницаемость в вертикальном направлении	k_y	0,001	1,0	м/сут
Модуль Юнга (константа)	E_{ref}	10 000	40 000	кН/м ²
Коэффициент Пуассона	ν	0,35	0,3	–
Сцепление (константа)	c_{ref}	5,0	1,0	кН/м ²
Угол трения	φ	25	32	град
Угол дилатансии	ψ	0,0	2,0	град
Коэффициент снижения прочности в интерфейсах	R_{inter}	0,5	0,67	–

Таблица П1.2

Свойства материала ограждающей стенки (плиты)

Параметр	Наименование	Значение	Ед. измерения
Тип поведения	<i>Material type</i>	Elastic	
Нормальная жесткость	EA	$7,5 \cdot 10^6$	кН/м
Изгибная жесткость	EI	$1,0 \cdot 10^6$	кНм ² /м
Эквивалентная толщина	d	1,265	м
Вес	w	10,0	кН/м/м
Коэффициент Пуассона	ν	0,0	–

Таблица П1.3

Свойства материала распорки (анкера)

Параметр	Наименование	Значение	Ед. измерения
Тип поведения	<i>Material type</i>	Elastic	
Нормальная жесткость	EA	$2 \cdot 10^6$	кН
Шаг анкеров	L_s	5,0	м
Максимальное усилие	$F_{max, comp}$	$1 \cdot 10^{15}$	кН
	$F_{max, tens}$	$1 \cdot 10^{15}$	кН

Генерирование сетки. Для того чтобы сгенерировать сетку, следует выполнить следующее:



– Щелкнуть по кнопке *Generate mesh* на панели инструментов. Через несколько секунд в окне *Output* появится крупная сетка. Щелкнуть по кнопке *<Update>* для возвращения в режим геометрического ввода.

– В меню *Mesh* выбрать опцию *Global coarseness*. Комбинированное окно *Element distribution* установлено на *Coarse* (крупная), что является выставляемым по умолчанию значением параметра. Для того чтобы уменьшить общую крупность, нужно выбрать следующий пункт в комбинированном окне (*Medium*) и щелкнуть по кнопке *<Generate>*. Как вариант, вместо этого можно выбрать опцию *Refine global* в меню *Mesh*. В результате указанного действия в выходном окне появится более мелкая сетка. Для выхода из режима измельчения щелкнуть по кнопке *<Update>*.

– В угловых точках элементов конструкции могут развиваться значительные градиенты напряжений. Следовательно, эти участки желательно рассматривать в более мелкой сетке по сравнению с остальными частями геометрической модели. Щелкнуть один раз в середине нижней части стенки. Выбранная геометрическая линия теперь показана красным цветом. В меню *Mesh* выбрать опцию *Refine line*. В результате этого действия локальное измельчение указанной линии становится видимым на представленной сетке. Для выхода из режима измельчения щелкнуть по кнопке *<Update>*.

Начальные условия. Начальные условия настоящего проекта требуют генерирования давления воды, деактивирования конструкций и генерирования начальных напряжений. Давление воды (поровое давление и давление воды на внешних границах) может быть сгенерировано двумя различными способами: напрямую, путем введения данных по уровням и напорам грунтовых вод, или косвенным образом, на основе результатов расчета фильтрации грунтовых вод. В настоящем уроке рассмотрена только процедура прямой генерации давления воды.

При прямой генерации водный режим может быть задан несколькими способами. Наиболее простой из них состоит в установлении

уровня грунтовых вод, ниже которого распределение давления воды имеет гидростатический закон, основанный на вводе удельного веса воды. Уровень грунтовых вод используется для генерирования внешнего давления воды. Он автоматически присваивается всем кластерам при генерации порового давления. Вместо общего уровня грунтовых вод отдельные кластеры могут иметь свой уровень или интерполированное распределение порового давления. В нашем случае задан только общий уровень грунтовых вод на отметке 2 м ниже поверхности земли.

Для генерирования начальных условий необходимо выполнить следующие шаги:

 Initial conditions

Щелкнуть по кнопке *Initial conditions* на панели инструментов.

–  Щелкнуть по кнопке <OK>, чтобы принять заданную по умолчанию величину удельного веса воды (10 кН/м^3). Система активирует режим *Groundwater conditions*, в котором уже выбрана кнопка *Phreatic level*. По умолчанию, общий уровень грунтовых вод генерируется на нижней границе геометрической модели.

– Переместить курсор в позицию (0.0; 38.0) и щелкнуть левой клавишей мыши. Переместить его вправо на 45 м (45.0; 38.0) и снова щелкнуть. Для выхода из режима черчения щелкнуть правой клавишей мыши. На модели теперь будет показан новый *General (общий)* уровень грунтовых вод, проходящий на отметке 2 м ниже поверхности земли.

–  Щелкнуть по кнопке *Generate water pressure* (синие крестики) на панели инструментов. Появится окно *Water pressure generation* (генерирование давления воды).

– В окне *Water pressure generation* выбрать селекторную кнопку *Phreatic line* в окне *Generate by* и нажать кнопку <OK>.

После генерации давления воды полученные результаты выводятся в выходном окне. Щелкнуть по кнопке <Update> для возвращения в режим *Groundwater conditions*. После генерирования давления воды и до того, как будут сгенерированы начальные эффективные напряжения, необходимо деактивировать те части геометрической модели, которые не являются активными на начальной стадии. Эта опция изначально используется для деактивации тех геометрических частей (кластеров или

элементов конструкции), которые должны быть построены на более поздних этапах расчета. Plaxis автоматически деактивирует нагрузки и элементы конструкций в начальной геометрической конфигурации.

В нашем случае ограждающая стенка и распорка не присутствуют на начальных стадиях проекта и должны быть деактивированы в начальной геометрической конфигурации. Процедура *K₀-procedure* для генерирования начальных напряжений не будет учитывать деактивированные геометрические кластеры.



– Перейти в режим *Geometry configuration*, нажав на «выключатель» на панели инструментов

– Проверить, чтобы стенка и распорка в геометрической модели были деактивированы. Деактивированные элементы имеют серый цвет. Убедитесь, что все грунтовые кластеры остались активными.



– Щелкнуть по кнопке *Generate initial stresses* на панели инструментов. Появится диалоговое окно *K₀-procedure*.

– Оставить общий множитель для веса грунта равным 1.0. Принять присвоенные по умолчанию величины для *K₀* и нажать кнопку *<OK>*.

– После генерации начальных эффективных напряжений полученный результат выводится в выходном окне. Щелкнуть по кнопке *<Update>* для возвращения в режим *Initial configuration*.

– Щелкнуть по кнопке *<Calculate>*. Выбрать *<Yes>* в ответ на заданный вам вопрос, надо ли сохранить данные, и ввести название файла.

Расчеты. На практике строительство котлована является процессом, который может состоять из нескольких стадий. Прежде всего устанавливается стенка на нужную глубину. После этого производится выемка грунта для того, чтобы обеспечить место для установки анкера или распорки. После этого грунт постепенно выбирается до окончательной глубины котлована. Обычно принимаются специальные меры для того, чтобы не допустить попадания в котлован воды. Могут также устанавливаться подпорки для укрепления подпорной стенки.

В программе Plaxis эти процессы могут быть смоделированы с помощью опции расчета *Staged construction*. Эта опция позволяет активировать или деактивировать вес, жесткость и прочность выбранных компонентов конечноэлементной модели. В данном примере рассматриваем использование этой опции для моделирования строительства котлована.

В рассматриваемом примере строительство котлована производится в пять этапов. Разделение между этапами было учтено при создании геометрической модели путем введения в нужном месте геометрической линии. Для того чтобы определить пять расчетных этапов, необходимо выполнить следующее:

Этап 1. Внешняя нагрузка

– В дополнение к начальной стадии программа уже автоматически создала первый этап. В закладке *General* принять все величины по умолчанию.

– В закладке *Parameters* сохранить заданные по умолчанию величины для *Control parameters* и *Iteractive procedure*. В окошке *Loading input* выбрать *Staged construction*.

– Щелкнуть по кнопке *<Define>*, после чего появится окно *Staged construction*, показывающее активную в настоящее время часть геометрической модели (вся модель за исключением стенки, распорки и нагрузки). Щелкнуть по стенке для того, чтобы активировать ее (стенка должна поменять цвет на синий). Кроме того, активируйте нагрузку, щелкнув по ней. Значение нагрузки было определено в *Input 5 кН/м*. Вы можете поменять эту нагрузку, щелкнув на кнопку *<Change>*.

– Щелкнуть по кнопке *<Update>* для завершения задания этапа строительства.

– В результате окно *Staged construction* закроется и появится окно *Calculations*. Первый расчетный этап определен и сохранен.

Этап 2. Первая выемка грунта

– В окне *Calculations* щелкнуть по кнопке *<Next>*. В списке появится новый расчетный этап.

– Помните, что программа автоматически подразумевает, что текущее состояние должно вытекать из предыдущего.

– В закладке *Parameters* оставить заданные по умолчанию величины. В окошке *Loading input* выбрать *Staged construction*. Щелкнуть по кнопке *<Define>*. Появится окно *Staged construction*, показывающее «текущую» геометрическую конфигурацию, в которой стенка и нагрузка должны быть активными. Щелкнуть по верхнему правому кластеру, чтобы деактивировать его для моделирования первого этапа экскавации.

– Щелкнуть по кнопке *<Update>*, чтобы закончить определение первого этапа экскавации.

Этап 3. Установка распорки

– Создать третий расчетный этап, щелкнув *<Next>*. Снова нажать *<Define>* для появления окна *Staged construction*. Теперь активировать распорку, щелкнув на горизонтальной линии. Распорка должна поменять цвет на черный.

– Щелкнуть по кнопке *<Update>* для возврата в программу расчетов и определения другого расчетного этапа.

Этап 4. Вторая (заполненная) выемка грунта

– Сохранить все настройки по умолчанию и войти в окно *Staged construction*. Этот этап моделирует выемку второй части котлована здания. Деактивировать второй кластер. Нажать *<Update>* и определите последнюю стадию.

Этап 5. Третья выемка грунта

– Заключительный этап моделирует экскавацию последнего слоя глины в котловане. Деактивировать третий кластер. Нажать *<Update>* для возвращения в окно *Calculation*.

Задание расчетных параметров закончено. Перед началом расчета предлагается выбрать узлы или точки напряжений для последующего создания кривых зависимости перемещения от нагрузки или построения эпюр напряжений и деформаций. Для выполнения этого необходимо следовать приведенным ниже указаниям:

– Щелкнуть по кнопке *Set points for curves* на панели инструментов.

– Выбрать ряд узлов на стенке, где можно ожидать больших прогибов (например, 30.0; 30.0), и затем щелкнуть по кнопке *<Update>*.

– В окне *Calculations* щелкнуть по кнопке *Calculate*.

Просмотр выходных результатов. Кроме определения напряжений и перемещений в грунте программа *Output* может быть использована для просмотра усилий, возникающих в строительных объектах. Для просмотра результатов необходимо выполнить следующее:

– В окне *Calculations* щелкнуть на последнем расчетном этапе.

– Щелкнуть по кнопке *<Output>* на панели инструментов. Будет запущена программа *Output*, которая в конце расчетного этапа выведет на экран деформированную сетку (в масштабе) с указанием максимальной деформации (рис. П1.3).

– В меню *Deformations* выбрать *Total increments*. Приращения перемещений во всех узлах показаны с помощью стрелок, длина которых показывает соответствующую величину.

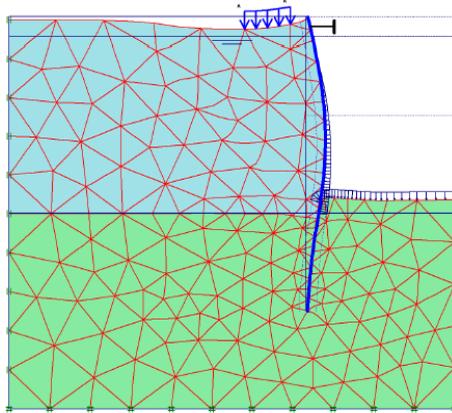


Рис. П1.3. Деформированная сетка после строительства подтопленного котлована

– Демонстрационное комбинированное окно на панели инструментов в настоящее время показывает *Arrows*. Выбрать в нем *Shadings*. Теперь должно быть показано цветное затенение (заливка) для приращений перемещений. Из рисунка следует, что за стенкой имеет место зона интенсивного сдвига.

– В меню *Stresses* выбрать *Effective stresses*. Будут показаны величины и направление главных эффективных напряжений. Ориентация главных напряжений указывает на наличие большой пассивной зоны под дном котлована и небольшой пассивной зоны за распоркой (рис. П1.4).

Для построения сдвиговых усилий и изгибающих моментов в стенке необходимо выполнить следующее:

– Дважды щелкнуть на стенке. Откроется новое окно, показывающее изгибающие моменты в стенке с указанием максимального момента (рис. П1.5).

– В меню *Forces* выбрать *Shear forces*. Диаграмма теперь показывает сдвиговые усилия в стенке.

– Из меню *Window* выбрать первое окно, показывающее эффективные напряжения во всей геометрической модели. Дважды щелкнуть по распорке. Откроется новое окно, показывающее распорное усилие (в кН/м). Это значение надо умножить на расстояние между распорками, чтобы рассчитать усилие в отдельной распорке.

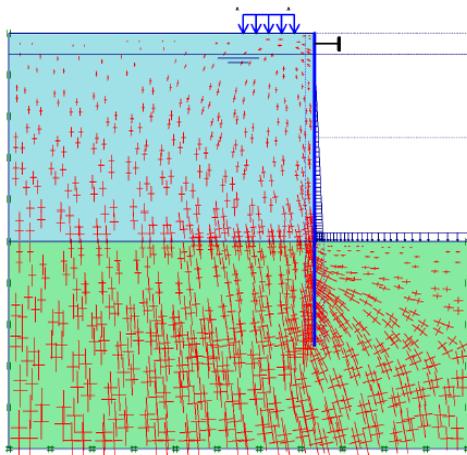


Рис. П1.4. Главные напряжения после строительства котлована



Рис. П1.5. Изгибающие моменты в стенке

– Щелкнуть по кнопке *Go to curves* на панели инструментов, чтобы запустить программу построения кривых зависимости перемещения от нагрузки.

– Выбрать *New chart* в диалоговом окне *Create/Open project* и выбрать название файла рассматриваемого проекта с помощью запросчика файлов.

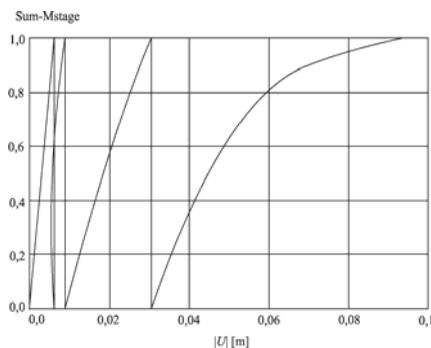


Рис. П1.6. Кривая зависимости перемещения от нагрузки для прогиба стенки

– В окне *Curve generation* выбрать для оси *X* (*X-axis*) селекторную кнопку *Displacement* и точку *A* (30.00/30.00). В комбинированном

окошке *Type* выбрать позицию */U/*. Выбрать для оси *Y* (*Y-axis*) селекторную кнопку *Multiplier* и в комбинированном окошке *Type* – позицию $\sum Mstage$.

– Щелкнуть по кнопке *<OK>*, чтобы принять введенные данные и перейти к генерированию кривой зависимости перемещения от нагрузки. В результате будет построена кривая, показанная на рис. П1.6.

Кривая показывает этапы строительства. На каждом из этапов параметр $\sum Mstage$ изменяется от 0.0 до 1.0. Уменьшение наклона кривой на последнем этапе указывает на возрастание пластической деформации. Тем не менее результаты расчета показывают, что стенки котлована остаются устойчивыми и в конце строительства.

Штамповые модельные испытания песчаных оснований

Модельные эксперименты позволяют изучить качественные зависимости основных закономерностей механики грунтов в лабораторных условиях.

Оборудование для штамповых испытаний представляет собой стендовую установку размерами 480×720×156 мм, предназначенную для проведения лабораторных и научно-исследовательских работ. Стенд позволяет проводить в условиях плоской и осесимметричной деформации испытания модели ленточного фундамента. В качестве модели фундамента используется жесткий прямоугольный металлический штамп размерами 156×50 мм.

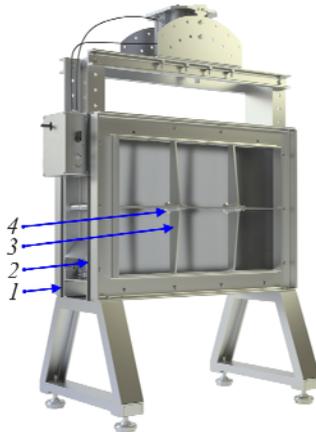


Рис. П2.1. Стенд для испытания моделей фундамента

Стенд (рис. П2.1) представляет собой плоский лоток с прозрачными передней 1 и задней 2 стенками, выполненными из оргстекла толщиной 50 мм. Для исключения прогиба прозрачных стенок используются две стальные решетки 3, в узлах которых находятся опорные шайбы 4.

Внешняя нагрузка на плоский штамп 1 (рис П2.2) создается ступенями при помощи компрессора под управлением пневмоцилиндра 2. Нагрузка может быть как вдавливающая, так и выдергивающая, может

задаваться вертикально или наклонно, с углом наклона до 60° от вертикали. Вертикальное перемещение модели фундамента измеряется датчиком перемещения 4, а нагрузка – датчиком силы 3.

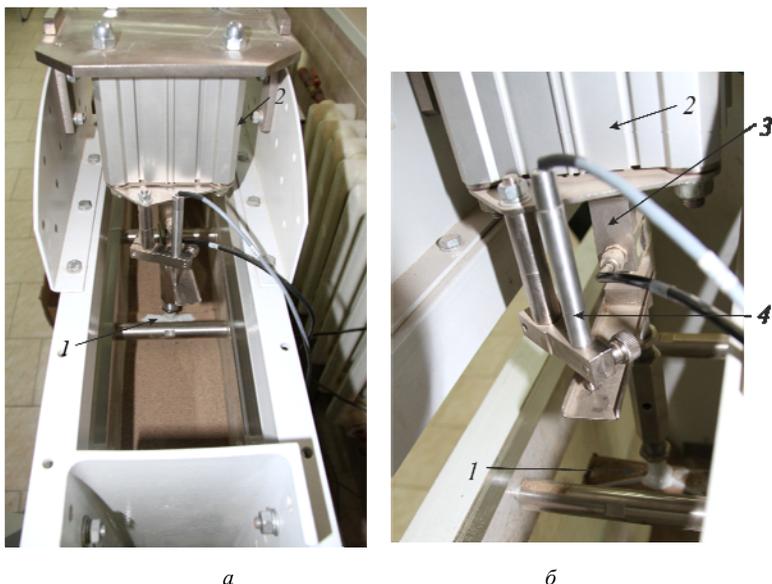


Рис. П2.2. Загрузочное устройство: *а* – вид станда сверху; *б* – конструкция

Управление процессом испытаний выполняется автоматически с использованием программы Geotek-АСИС3.2.

Цель исследования: экспериментально изучить работу рыхлого и уплотненного песчаного основания с помощью штамповых модельных испытаний.

Необходимое оборудование: стендовая установка, песок, статический плотномер.

Порядок выполнения работы. Необходимо снять верхнюю часть установки с пневмоцилиндром. Грунт следует отсыпать слоями толщиной по 2 см ($0,4b = 0,4 \cdot 50 = 20$ мм, b – ширина штампа) с цветными прослойками из инертного материала (белый кварцевый песок) толщиной пренебрежимо малой по сравнению с толщиной песка (≈ 1 мм). Прослойки необходимо выполнять до глубины, на которой сказывается влияние сжимающих напряжений интенсивностью 0,1 внешней на-

грузки, т.е. на глубине $6b$ ($6b = 6 \cdot 50 = 300$ мм). В процессе отсыпки песка необходимо контролировать плотность создаваемой толщи статическим плотномером СПГ-1 пенетрацией в трех точках, как показано на рис. П2.3. Показания плотномера для рыхлого основания должны быть $P_g = 0$, для плотного – $18 \leq P_g \leq 20$.



Рис. П2.3. Точки и последовательность пенетрации песка плотномером

После отсыпки закрепить обратно пневмоцилиндр, установить жесткий штамп в начальном положении и запустить программу на рабочем столе программы АСИС 3.2. В запущенной программе запустить помощника испытаний (рис. П2.4).

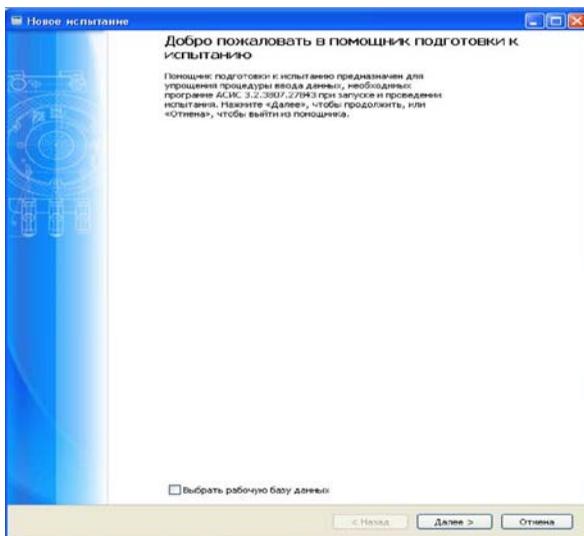


Рис. П2.4. Приветствие помощника подготовки к испытанию

При нажатии кнопки *<Далее>* будет осуществлен переход к окну «Новое испытание – Настройка датчиков устройства». Окно «Новое испытание – Настройка датчиков устройства» показано на рис. П2.5.

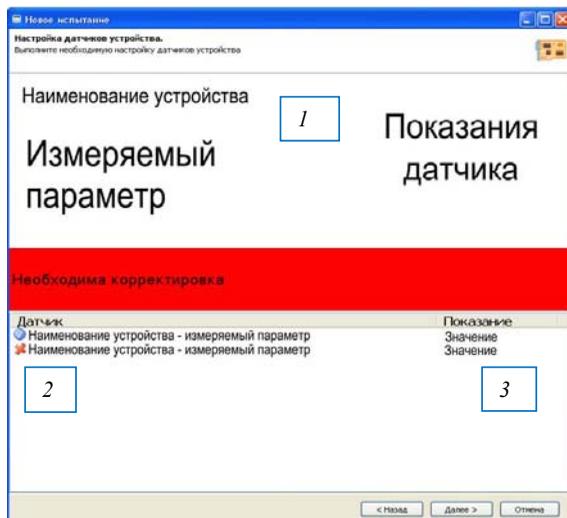


Рис. П2.5. Настройка датчиков устройства

Окно «Новое испытание – Настройка датчиков устройства» поделено на три зоны:

1. Окно состояния датчиков 1. Отражает состояние датчика.
2. Окно «Датчик» 2. Содержит название устройства и параметр, измеряемый датчиком.
3. Окно «Показание» 3. Отражает показание датчика в данный момент.

В окне состояния датчиков выводится следующая информация: название испытательного устройства, измеряемый параметр, показания датчика и состояние этого датчика в данный момент. Существует два варианта состояния датчика:

1. В норме (отмечается значком). При этом в окне состояния датчиков на зеленой полосе выводится сообщение «В норме».
2. Необходима корректировка (отмечается значком). При этом в окне состояния датчиков выводится сообщение «Необходима корректировка» на красной полосе. Текущее показание датчика находится вне диапазона допустимых значений. Допустимые диапазоны и подробные сведения о настройке датчиков указаны в руководстве по эксплуатации каждого конкретного устройства.

Испытание возможно провести только в том случае, если все датчики устройства находятся в норме.

В окне «Датчик» выводится список датчиков выбранного устройства. Наименование датчика состоит из наименования устройства и измеряемого датчиком параметра. Строка, в которой находится наименование настраиваемого в данный момент датчика, подсвечивается серым цветом. Одновременно вся информация об этом датчике выводится в окне состояния датчика.

В окне «Показание» отражаются показания датчиков в данный момент. Одновременно эта же информация выводится в окне состояния датчика.

Далее необходимо ввести информацию об образце. Ввод информации об образце осуществляется в окне «Новое испытание – Выбор строительной площадки, скважины и ИГЭ» **помощника подготовки к испытанию** (рис. П2.6). Рекомендуется давать подробное описание образца.

Новое испытание

Выбор строительной площадки, скважины и ИГЭ.
Выберите строительную площадку, скважину и ИГЭ или создайте их.

Пользовательская база данных

Строительная площадка: Новая строительная площадка

Скважина: Новая скважина

ИГЭ: Новый ИГЭ

Грунт: Глина

№ испытания: Образец №

Описание:

< Назад Далее > Отмена

Рис. П2.6. Окно «Выбор строительной площадки, скважины и ИГЭ»

В данном окне выбрать из раскрывающихся списков или задать следующие параметры:

- строительная площадка;
- скважина;
- ИГЭ (инженерно-геологический элемент);
- грунт;
- номер испытания;
- описание.

После того как была введена вся информация об образце, необходимо выбрать схему нагружения, которая представляет собой описание всей необходимой информации о процессе испытания. Для каждого типа испытания существует соответствующая схема нагружения (рис. П2.7).

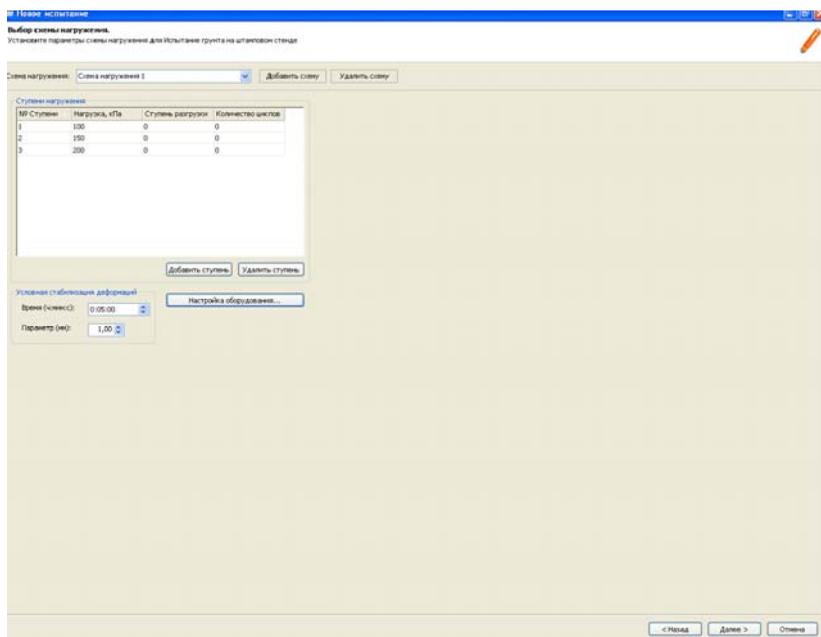


Рис. П2.7. Окно «Выбор схемы нагружения»

Над схемами нагружения можно выполнять следующие действия:

- выбрать готовую схему нагружения из списка;
- добавить новую схему нагружения;

- удалить схему нагружения;
- ввести параметры схемы нагружения;
- настроить оборудование.

В случае использования в качестве грунтового основания песок следует применять следующую методику нагружения (согласно ГОСТ 20276–99): нагрузку на штамп необходимо увеличивать ступенями давлений $\Delta p = 0,025$ МПа. Время выдержки каждой последующей ступени давления должно быть не менее времени выдержки предыдущей. Каждая ступень давления выдерживается до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). За критерий условной стабилизации деформации принимается скорость осадки штампа, не превышающая 0,1 мм за время $t = 1$ ч. Испытание необходимо проводить до давления в 350 кПа или до выпора грунта из-под штампа.

После нажатия кнопки «Далее» появится окно «Работа помощника завершена» (рис. П2.8).

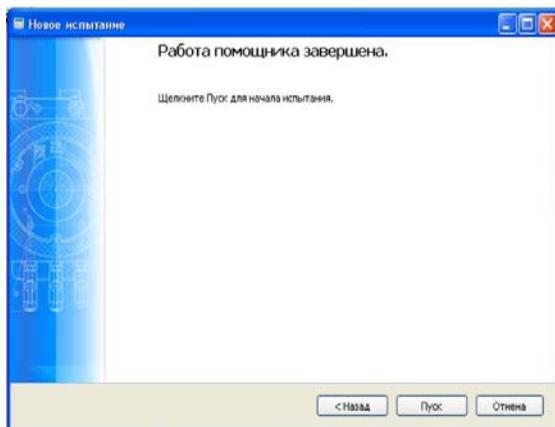


Рис. П2.8. Завершение работы помощника

При нажатии кнопки «Пуск» появится окно просмотра испытания, в котором отображается протокол испытания (рис. П2.9).

После того как испытание завершено и установка разгружена, необходимо обработать полученные данные. Результатом обработки является построенный график зависимости «осадка – давление», пример данного графика представлен на рис. П2.10.

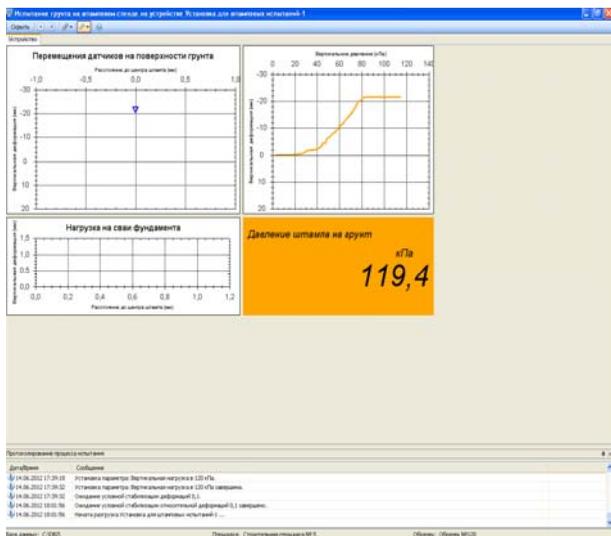


Рис. П2.9. Окно просмотра испытания

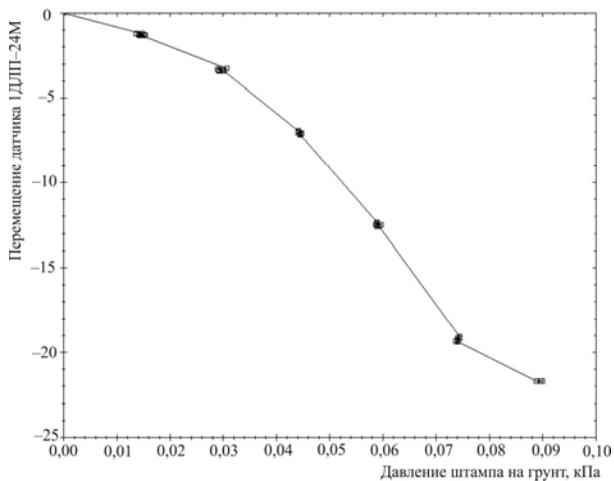


Рис. П2.10. Пример графика зависимости «осадка – давление»

Для качественной оценки полученной зависимости предлагается построить аппроксимирующие графики полиномами трех степеней и оценить, какой из них наиболее точно совпадает с полученным экспериментальным графиком.

Учебное издание

Пономарев Андрей Будимирович,
Калошина Светлана Валентиновна,
Спарцева Светлана Ионовна,
Безгодов Михаил Александрович

СТРОИТЕЛЬСТВО

НА УРБАНИЗИРОВАННЫХ

ТЕРРИТОРИЯХ

Учебное пособие

Редактор и корректор *В.В. Мальцева*

Подписано в печать 13.12.2012. Формат 70×100/16.

Усл. печ. л. 16,13.

Тираж 10 экз. Заказ № 275/2012.

Издательство
Пермского национального
исследовательского политехнического университета.
Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, к. 113.
Тел. (342) 219-80-33.