СЕРИЯ «ДОСТИЖЕНИЯ СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ»

В.М. Улицкий
А.Г. Шашкин
К.Г. Шашкин

Геотехническое сопровождение развития городов

Санкт-Петербург
2010

СЕРИЯ

«ДОСТИЖЕНИЯ
СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ»

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

СЕРИЯ «ДОСТИЖЕНИЯ СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ»

В.М. Улицкий
А.Г. Шашкин
К.Г. Шашкин

ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ РАЗВИТИЯ ГОРОДОВ

(практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки)

Посвящается памяти нашего учителя –
профессора Бориса Ивановича Далматова,
которому в год издания этой книги
исполнилось бы 100 лет.

«Стройиздат Северо-Запад»
Группа компаний «Георeконструкция»
Санкт-Петербург
2010

УДК 624.131

В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин

Геотехническое сопровождение развития городов (практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки): «Стройиздат Северо-Запад», Группа компаний «Георeконструкция» – СПб. 2010.

Рецензенты: д.т.н., профессор С.А. Кудрявцев (Дальневосточный государственный университет путей сообщения), д.т.н., профессор Т.Н. Гаврилов («РИТТРАНССТРОЙ-М»).

ISBN 978-5-91956-020-3
ISBN 978-5-9902005-2-4
Табл. 27. Ил. 320. Библиогр.: 232 назв.

ISBN 978-5-91956-020-3
ISBN 978-5-9902005-2-4

© Группа компаний «Георeконструкция», 2010

ОБ АВТОРАХ

Улицкий Владимир Михайлович – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Основания и фундаменты» Петербургского Государственного Университета Путей Сообщения (ПГУПС), научный руководитель группы компаний «Георeконструкция», лауреат государственной премии Российской Федерации в области науки и техники (за восстановление Константиновского дворца), зам. председателя Санкт-Петербургской экспертно-консультативной комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям, председатель Северо-западного отделения и член президиума Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ), председатель международного Технического комитета №207 «Взаимодействие зданий и оснований» всемирной ассоциации геотехников ISSMGE, член Технического комитета №19 «Сохранение исторических городов и памятников» Федерации международных геоинженерных обществ F_{ed}IGS.

Шашкин Алексей Георгиевич – кандидат технических наук, доцент кафедры «основания и фундаменты» ПГУПС, генеральный директор группы компаний «Георeконструкция», член президиума РОМГГиФ.

Шашкин Константин Георгиевич – кандидат технических наук, руководитель отдела сложных геотехнических расчетов института «Георeконструкция», член президиума международного Технического комитета №207 «Взаимодействие зданий и оснований» ISSMGE, автор программы *FEM-models*, докторант ПГУПС.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Первое издание книги «Геотехническое сопровождение реконструкции городов», увидевшее свет в 1999 г., было посвящено, прежде всего, изложению концепции геотехнического сопровождения строительства и его составляющих, позволяющей объединить и увязать между собой отдельные фрагментарные требования, имеющиеся в ведомственных и региональных строительных нормах. На основе этой концепции были разработаны территориальные строительные нормы ТСН 50-302-2004 «Проектирование оснований и фундаментов в Санкт-Петербурге», утвержденные Госстроем России. За шесть лет, прошедшие с момента их введения в действие, понятия «геотехническое обоснование», «геотехническая категория» и «мониторинг» настолько прочно вошли в повседневную строительную и проектную практику, что нет необходимости объяснять суть этих терминов. В то же время осталась потребность в более подробном раскрытии концепции геотехнического сопровождения, что неуместно в самом нормативном документе и для чего обычно служили пособия к нормам. В новом издании книги авторы стремились раскрыть содержание основных компонентов геотехнического сопровождения на многочисленных примерах из практической деятельности последнего десятилетия.

За минувшие с момента первого издания книги 11 лет в нашей стране произошли значительные (если не сказать революционные) изменения в оснащенности отечественной строительной отрасли самыми современными технологиями, машинами и оборудованием последних поколений. Сегодня наша строительная индустрия располагает геотехнологиями, позволяющими возводить фундаменты небоскребов и осваивать подземное пространство. В этих условиях особенно остро ощущается дефицит знаний и опыта, с помощью которых реализуются открывшиеся возможности. Проектная и расчетная составляющие строительной отрасли оказались явно не готовыми к запросам времени. В течение последних 15 лет в России фактически не финансировались исследования в области строительства. Так, например, накопление практического опыта по применению западных технологий устройства буровых свай в специфических условиях Петербурга шло методом проб и ошибок. Заложниками эксперимента часто станови-

лись жители соседних домов. Освоение подземного пространства и строительство высотных зданий связаны с рисками более высокого порядка, и без тщательных предварительных геотехнических исследований успешное развитие этих направлений строительства невозможно.

ПГУПС и институт «Георeконструкция» в течение последних 16 лет предпринимают усилия по восполнению пробела в научных знаниях в области геотехники. Регулярно проводятся семинары и мастер-классы с участием ведущих геотехников мира, международные геотехнические конференции в Санкт-Петербурге стали доброй традицией. Свидетельством признания исследований петербургской геотехнической школы в области взаимодействия зданий и оснований стала организация Международного технического комитета (ТС №207 ISSMGE), возглавляемого авторами этой книги. В состав комитета вошли специалисты-геотехники из 16 стран мира. В 2007 г. в Петербурге началось проведение широкомасштабных натурных исследований по устройству глубоких котлованов в условиях слабых грунтов. Значение этих исследований для развития подземного строительства в городе трудно переоценить.

Такую геотехническую задачу, как возведение зданий в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах, сегодня уже можно считать тривиальной. Следование требованиям петербургских норм, в которых содержится концепция геотехнического сопровождения, является залогом успешного строительства. Решение задач подземного и высотного строительства еще только начинается.

В новом издании книги подытоживается многолетний опыт авторов по проектированию и расчетам объектов реконструкции и нового строительства в условиях слабых глинистых грунтов. Тематика книги выходит за рамки привычного использования термина «реконструкция», и поэтому новое издание называется «Геотехническое сопровождение развития городов».

Главы 3 и 7 написаны В.М. Улицким, глава 8 и параграфы 4.4, 4.5, 9.2, 9.3, 9.5 – А.Г. Шашкиным, параграфы 4.1, 4.2 и 4.3 – К.Г. Шашкиным, главы 1 и 2 – В.М. Улицким и А.Г. Шашкиным, остальные разделы написаны совместно.

Авторы выражают благодарность экс-президентам Международного общества ISSMGE профессорам М. Ямиолковскому (Италия) и В. Ван Импе (Бельгия), сотрудникам института «Георeконструкция» д-ру техн. наук, профессору В.Н. Парамонову, канд. техн. наук В.А. Васенину, канд. техн. наук Л.К. Тихомировой, канд. техн. наук Н.А. Маковской, С.Г. Богову, Г.Б. Шашкину за помощь в процессе работы по данной тематике.

ВВЕДЕНИЕ

Геотехническое сопровождение строительства или реконструкции представляет собой взаимоувязанную последовательность действий на всех стадиях строительного процесса – от оценки инвестиционной привлекательности до сдачи построенного объекта в эксплуатацию.

Процесс познания всегда идет от анализа к синтезу, от специализации в узкой области деятельности к обобщению. Постоянно усложняющаяся строительная деятельность привела к появлению в первой половине XX в. специальности *геотехник*. Вместе с геологом он стал исследовать свойства грунта, чтобы использовать их в расчетах по созданной им самим модели. Он убедил проектировщика, что лучше понимает поведение грунта под нагрузкой и поэтому только он может предложить правильный вариант. Более того, только он может представить в целом совместную работу здания и грунтового основания. Он придумал хитрые способы устройства фундаментов, позволяющие строить высоко вверх и глубоко вниз. Он стал следить за безопасностью и качеством ведения работ, а в ряде случаев сопровождать успешную эксплуатацию здания в сложных грунтовых условиях.

Таким образом, геотехник проник во все области строительной деятельности, связанной с грунтами, скоординировал усилия геолога, проектировщика и строителя и предложил оптимальный путь решения задачи по устройству фундаментов и подземных сооружений. Поэтому дисциплину под названием «геотехника» неправильно рассматривать в качестве еще одной узкой специализации, она скорее, служит обобщающей связью между различными этапами строительного процесса во всех его аспектах, связанных с грунтом. Однако сами геотехники часто забывают, что они призваны служить такому обобщению и увлекаются какой-либо одной стороной многогранной геотехнической деятельности. Поэтому авторам этой книги, геотехникам по специальности, представляется важным проследить всю цепочку действий, в которой геотехник должен принимать самое деятельное участие, и поделиться опытом геотехнического сопровождения реконструкции и строительства в городах, в том числе построенных на слабых глинистых грунтах, представляющих наибольшую сложность для строительства (и наибольший профессиональный интерес для геотехников мира).

1

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ ГОРОДОВ

1.1. О современной строительной ситуации

Политические и экономические реформы в России в той или иной мере коснулись всех сторон жизни общества, в том числе, отразились и на строительной деятельности. Стратегия строительства стала определяться, прежде всего, экономическими факторами, диктуемыми рыночными отношениями. Наиболее инвестиционно привлекательными для строительства стали районы городской застройки со сложившейся инфраструктурой, инженерными и транспортными коммуникациями. Максимальное внимание инвесторов, безусловно, сосредоточено на историческом центре города, где престижно покупать комфортабельное жилье и офисы, где естественно ожидать наибольшую посещаемость торговых учреждений. Таким образом, реконструкция сложившейся ткани города – серьезная перестройка существующих морально и физически устаревших зданий, возведение новых на незастроенных участках, оставшихся в Москве и в центре Санкт-Петербурга со времени Великой Отечественной войны, освоение подземного пространства - становится одной из наиболее распространенных сфер строительной деятельности. Эта тенденция в силу тех же экономических законов характерна и для крупных исторических городов всего мира.

В настоящее время отечественная практика реконструкции городов сталкивается с целым рядом социальных, экономических, организационных и технических проблем. Прежде всего, изменились социальные условия: у каждого строения, каждой квартиры появился владелец – будь то физическое лицо или муниципалитет. Каждый участник строительного процесса (инвестор, застройщик, проектировщик, подрядчик) также стал вполне конкретным юридическим лицом. Ситуация, когда все они являлись, по сути, представителями единого собственника – государства, а существующие строения также принадлежали государству, отошла в прошлое, а вместе с нею пропала и возможность списывать все издержки строительства на счет государственного бюджета.

Изменились и экономические условия: возникли реальные эконо-

мические отношения между участниками строительного процесса, характеризующиеся индивидуальной мерой ответственности каждого участника за последствия своих действий. Это обусловило необходимость минимизации строительных рисков инвестора-застройщика, проектировщика и подрядчика. Возможность снижения уровня риска при строительстве в городской черте появляется лишь при всестороннем анализе конкретной строительной ситуации с выявлением и минимизацией факторов риска, оказывающих негативное воздействие на существующую застройку. Такой анализ в настоящее время, когда механизм страхования строительных рисков в нашей стране не получил еще достаточного развития, является практически единственным инструментом, способным защитить всех участников строительного процесса от финансовых потерь. Не внесло принципиальных изменений и создание саморегулируемых организаций и их объединений.

В международной практике расчетный анализ строительной ситуации является основополагающим при рассмотрении страховых случаев организациями-страховщиками, которые фактически играют роль экспертного органа, несущего реальную материальную ответственность за ошибки своих клиентов, не выявленные при заключении договора.

С изменением социально-экономических условий жизни общества возник ряд организационных и технических проблем. К организационным следует отнести появление на рынке строительных услуг новых проектных и производственных фирм, не имеющих достаточного опыта работы, и сокращение либо полное исчезновение многих известных организаций. Позитивная составляющая этого процесса, заключающаяся в устранении монополизма и ускорении отдельных этапов работ, нивелируется общим падением уровня профессионализма, снижением качества проектирования. Причина этого явления заключается в том, что вновь образованные проектные фирмы, как правило, не располагают собственными специалистами-расчетчиками достаточной квалификации, способными понимать границы применимости современных расчетных программ. Кроме этого, отсутствие до последнего времени четкой нормативной базы в области реконструкции и нового строительства в условиях плотной городской застройки создавало предпосылки для реализации рискованных проектных решений и сомнительных технологий, приводящих к существенным деформациям окружающих зданий.

В настоящее время при застройке городов наблюдается тенденция увеличения нагрузок на основание – возрастает этажность возводимых зданий. Насущной необходимостью развития исторических городов является освоение подземного пространства для устройства паркингов, складов, торговых зон и транспортных коммуникаций. В резуль-

тате при реализации проекта существенно возрастает риск повреждения существующей застройки как за счет изменения статических условий работы массива грунта, так и за счет применения рискованных геотехнологий.

Следует отметить, что если статическому нагружению массива грунта при возведении здания в расчетной практике, как правило, уделяется должное внимание, то проектирование временных работ (ограждений котлованов, их анкерных креплений) проводится преимущественно только по I группе предельных состояний, а их влияние на деформации прилегающей застройки оценивается далеко не всегда.

Технической проблемой, с которой столкнулись отечественные строители в последнее десятилетие, оказалась трудность оценки последствий применения современных западных геотехнологий, не отраженных в существующих нормативных документах и не адаптированных к инженерно-геологическим условиям конкретной строительной площадки. Применение в Петербурге буронабивных свай большого диаметра (более 600 мм) началось с аварийного деформирования трех соседних зданий при изготовлении свайной стенки для гостиницы «Невский Палас». Использование технологии «проходного шнека», известной на западе под аббревиатурой CFA, послужило причиной разрушения двух зданий на Лиговском пр. и серьезного повреждения известного дома Мурузи на Литейном пр. Отечественная нормативная и справочная литература не содержит каких-либо рекомендаций по оценке размеров зоны влияния этих технологий на массив грунта и окружающие здания, отсутствуют методики расчетной оценки технологического воздействия на грунты основания.

Характерной особенностью современной строительной ситуации является перераспределение стоимости объекта между строительно-монтажной составляющей и отделкой. Если в дореформенные времена подавляющая часть капиталовложений приходилась на строительно-монтажные работы, то в настоящее время стоимость отделки отдельных строений не только догоняет, но во многих случаях оказывается значительно выше стоимости всех прочих видов работ. Это относится как к новому строительству, так и к существующим зданиям, в помещениях которых проведены дорогостоящие ремонты. Естественно, что это обстоятельство должно учитываться при выборе варианта проектного решения и технологии его реализации. В настоящее время нормативные критерии допустимости техногенного воздействия на здание ориентированы только на обеспечение безопасности его конструкций и совершенно не отражают условия сохранности отделки. Особенная острота этой проблемы ощущается по отношению к памятникам истории и культуры, сохранение которых для последующих поколений является долгом всех участников строительного и реконст-

рукционного процессов.

Резюмируя изложенное, подчеркнем, что в настоящее время в связи с изменением социально-экономической ситуации в стране, возрастанием уровня сложности технических проблем, решаемых при реконструкции городов, возросла актуальность создания комплексной методики оценки влияния нового строительства и реконструкции на состояние существующих зданий и сооружений на всех стадиях строительного процесса – от изысканий и проектирования до производства работ.

Для того, чтобы выявить наиболее уязвимые элементы сложившейся строительной практики, проанализируем структуру причин деформаций зданий и сооружений городской застройки.

1.2. Анализ причин деформаций зданий

Классификацию причин деформаций зданий и сооружений естественно увязывать с этапами строительного процесса. Традиционно в качестве причин называют недостатки инженерно-геологических изысканий, ошибки при проектировании и производстве работ. Позднее к этим трем группам стали добавлять четвертую: недостатки при эксплуатации зданий и сооружений. Достаточно детальная классификация причин деформаций была предложена Э.И. Мулюковым (1995). В частности, эксплуатационные причины подразделены им на две группы: обусловленные локальными отрицательными воздействиями на основания и фундаменты (утечки из коммуникаций, температурные и динамические воздействия и т.п.) и связанные с эволюцией инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки, на которой расположено здание.

Анализ причин возникновения аварийных ситуаций в строительстве, проведенный Э.И. Мулюковым по объектам Уфы и других российских городов, показал, что более 55% случаев отказа оснований и фундаментов обусловлены техногенными факторами, проявляющимися на стадии эксплуатации здания или сооружения (рис. 1.1, *а*, *б*). При этом в равной мере присутствуют факторы, связанные с возведением объекта и эксплуатацией территории. Нередким явлением в последнее время стали случаи деформации застройки, связанные с развитием карстовых явлений вследствие аварий инженерных коммуникаций. Подобные ситуации имели место, например, в Москве и Уфе.

По данным М.В.Королева (1998) одной из важнейших групп причин прогрессирующего роста количества деформированных зданий в Москве является расширение зоны геологического риска на территории города (т.е. причин, связанных с эволюцией инженерно-геологических и гидрогеологических условий). Эта зона по его оценке

в настоящее время занимает порядка 48%, а в 2010 г. приблизится к 60% территории столицы.

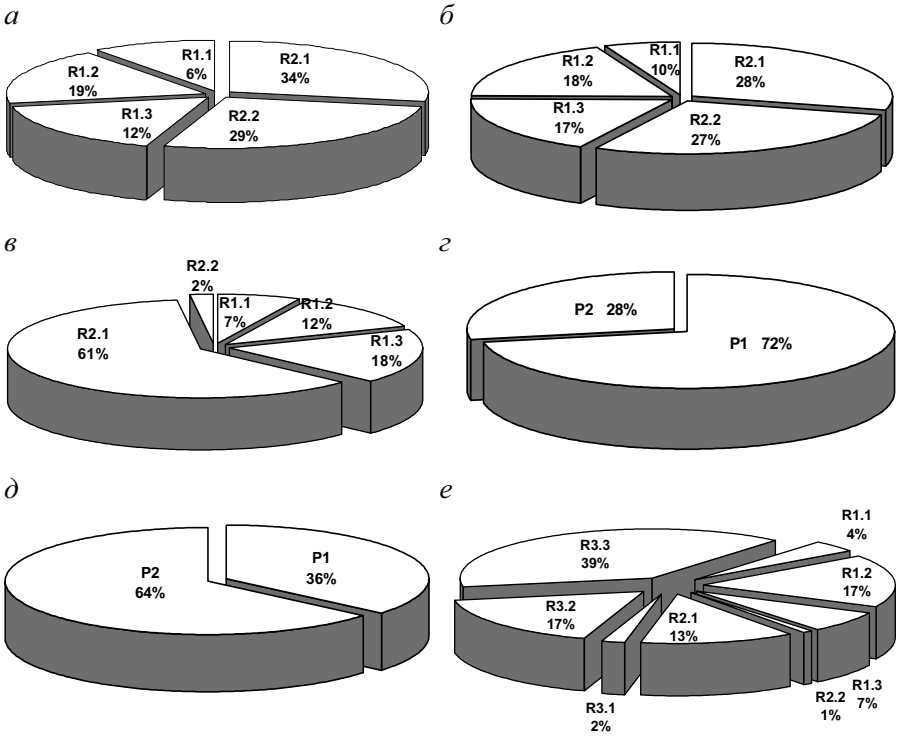


Рис. 1.1. Структура причин деформаций:
а – причины отказов оснований и фундаментов зданий Уфы (55 зданий) – по Э.И. Мулюкову; *б* – причины отказов оснований и фундаментов зданий разных городов России (79 зданий) – по Э.И. Мулюкову; *в* – причины отказов строящихся зданий в Петербурге (24 здания) – по В.М. Улицкому ; *г* – причины разрушения соседних зданий при строительстве новых в Петербурге (1956-80 гг., 26 зданий) – по В.М. Улицкому; *д* – то же (1980-98 гг., 28 зданий) – по В.М. Улицкому; *е* – то же (1995-2000; 50 зданий)
P1 – осадки в процессе эксплуатации; P2 – использование критических технологий; R1.1 – причины, вызвавшие отказ из-за упущений на стадии изысканий; R1.2 – то же, на стадии проектирования; R1.3 – то же, на стадии производства работ; R2.1 – то же, на стадии эксплуатации зданий; R2.2 – то же, на стадии эксплуатации территории; R3.1 – недостатки изысканий для объекта соседнего строительства; R3.2 – недостатки проектирования объекта соседнего строительства; R3.3 – недостатки при производстве работ на соседнем объекте

Для приморских городов, построенных на глинистых отложениях, проблемы, связанные с эксплуатацией территории, не столь актуаль-

ны. К ним можно отнести лишь прокладку глубоких инженерных коммуникаций, тоннелей, строительство метро или же освоение намывных территорий. Для Петербурга, например, в котором освоение подземного пространства существенно отстает от нужд пятимиллионного города, характерны лишь 2% подобного типа аварий (рис. 1.1, *в*). Большая часть деформаций (61%) обусловлена техногенными факторами, связанными с возведением объекта и проявляющимися при его эксплуатации (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, 1998).

Весьма примечательно, что в последние два десятилетия в Петербурге существенно изменилась структура причин разрушений соседних зданий при строительстве новых. В 1956–80 гг. преобладали деформации зданий в процессе эксплуатации (рис. 1.1,*г*), что было связано с неэффективностью защитных мероприятий того времени (использование консольного примыкания, разделительного шпунта). В 1980–98 гг. почти две трети случаев деформирования исторической застройки были обусловлены использованием критических технологий в новом строительстве (рис. 1.1,*д*).

Для детализации структуры причин деформаций зданий в условиях распространения слабых глинистых отложений рассмотрим случайную выборку из 50 зданий (44 объекта), обследование которых осуществилось авторами. Все эти здания претерпели деформации (что в большинстве случаев и потребовало их детального обследования). При анализе причин деформирования явно выделялась группа, занимающаяся в классификации Э.И. Мулюкова подчиненное положение – это причины, относящиеся к периоду эксплуатации здания, но обусловленные техногенным влиянием строительной деятельности, осуществляемой в непосредственной близости от здания (табл. 1.1).

К этому классу относятся 58% случаев деформирования, к классу иных причин эксплуатационного периода – только 14%, а к классу, связанному с ошибками при изысканиях, проектировании и возведении обследованного объекта – 28% случаев. Интересно отметить, что с производством работ на участке, соседствующим с эксплуатируемым зданием, связано 39% случаев повреждения последнего. Эта причина оказывается лидирующей, опережая случаи ошибочного проектирования (17%) и недостаточных изысканий (2%) при строительстве примыкающего объекта. Если же рассматривать класс причин, связанных с ошибками на различных этапах строительного процесса собственно для объекта обследования, то здесь основная доля падает на недостатки проектирования (17% от общего числа рассмотренных объектов), недостатки при изысканиях и производстве работ составляют соответственно 4 и 7%.

Таблица 1.1

Классификация причин деформаций зданий и сооружений (по Э.И. Мулюкову, с дополнением)

Код R_k	Класс	Код R_{ki}	Группа
1 R_1	Причины деформаций, обусловленные недостатками изысканий, проектирования и устройства оснований и фундаментов собственно объекта	1 $R_{1.1}$	недостатки изысканий
		2 $R_{1.2}$	ошибки при проектировании оснований и фундаментов
		3 $R_{1.3}$	недостатки при производстве работ
2 R_2	Причины деформаций, возникающих в период эксплуатации собственно объекта	1 $R_{2.1}$	негативные локальные воздействия на основания и фундаменты (неисправность инженерных коммуникаций, температурные динамические воздействия и т.д.)
		2 $R_{2.2}$	эволюция инженерно-геологических и гидрогеологических условий территории, на которой расположено здание (подтопление, активизация карстово-суффозионных процессов, снижение уровня подземных вод, оседание поверхности)
3 R_3	Причины деформаций, обусловленные влиянием на объект строительства соседнего здания или сооружения	1 $R_{3.1}$	недостатки изысканий для соседнего объекта
		2 $R_{3.2}$	ошибки при проектировании основания и фундаментов соседнего объекта
		3 $R_{3.3}$	недостатки при производстве работ на соседнем объекте

Суммируя причины первого и третьего классов (см. табл. 1.1), видим, что на долю изысканий приходится 6% случаев деформаций, проектирования – 34%, производства работ – 46%. Заметим, что незначительный процент ошибок изысканий может быть увеличен за счет других групп, поскольку составляющей явных ошибок при проектировании и производстве работ являются скрытые недостатки изысканий.

Таким образом, наиболее критичным в настоящее время для городской застройки на слабых глинистых грунтах является воздействие технологий устройства фундаментов, связанных с техногенным разрушением структуры грунта.

1.3. Геотехнические критерии безопасности городской застройки

Проблема влияния нового строительства на прилегающую застройку появилась одновременно с возникновением городов и полу-

чила отражение еще в античных источниках. Фундаменты возводились из бутовой кладки, сложенной всухую или на известково-песчаном растворе. При невозможности возведения фундаментов на естественном основании применялись различные способы улучшения строительных свойств слабого слоя грунта: его уплотнение, втрамбовывание в него щебня, забивка деревянных свай, устройство песчаных подушек, бетонных или каменных подушек и т.д. До конца XIX века ни конструкция, ни технология устройства фундаментов не испытывали каких-либо революционных преобразований.

В императорском Петербурге существовало своеобразное ограничение давления по подошве фундаментов: высота зданий не должна была превышать карниза Зимнего дворца. Тем не менее, печальной закономерностью для центра города являлись деформации старой малоэтажной застройки в зоне примыкания к ней зданий повышенной этажности (5–7 этажей).

В России, начиная с Петра Великого, особое внимание уделялось нормированию и контролю качества строительства. Основными нормативными документами той эпохи можно считать Строительное уложение (1710 г.), Новое строительное уложение (1820 г.) и Урочное уложение графа Рошефора (1889 г.). Последнее переиздавалось до 1930-х гг. и было положено в основу советских нормативных документов.

Интересно отметить, что уже в Урочном положении Рошефора уделено внимание такому актуальному для современной ситуации вопросу, как «повреждение соседних зданий производящеюся постройкой». В частности, отмечается: «бывает, что строящийся сосед не принял тех мер предосторожности, которые он мог бы принять, например, не оградил грунта шпунтовым рядом, имея в виду опуститься с фундаментом ниже соседнего, не оставил промежутка между своею стеною и соседнею, отчего осадка даже на одних только швах в новой кладке могла вредно повлиять на старую и т.п.».

В качестве критерия, которым следует руководствоваться при рассмотрении судебных тяжб о повреждении соседних зданий, был предложен следующий: «если при производстве постройки была соблюдена правильность технических приемов, строитель ее не ответствует за повреждения, могущие произойти в строении его соседа». Таким образом, предполагалось контролировать соответствие конструктивного решения и технологии возведения новых фундаментов накопленному опыту.

В изданном в 1962 г. СНиП II-Б.1-62 «Основания зданий и сооружений» было рекомендовано учитывать «загрузку территории в непосредственной близости от существующих фундаментов». В этом случае «расчет должен выявить величину дополнительных осадок и кре-

нов существующих фундаментов». Эта рекомендация, впрочем, относилась не столько к догружению основания существующего здания весом нового, сколько к влиянию насыпей, навалов шлака, руды и т.п.

В позднейших редакциях СНиПов появилось следующее примечание: «При проектировании сооружений, расположенных в непосредственной близости от существующих, необходимо учитывать дополнительные деформации оснований существующих сооружений от нагрузок проектируемых сооружений». Этим фактически и по сей день исчерпываются нормативные указания федерального уровня о новом строительстве и реконструкции в сложившейся городской застройке.

Отсутствие в СНиПах каких-либо критериев, нормирующих допустимые влияния на существующую застройку, вполне объяснимо: до 1990-х гг. в нашей стране преобладало освоение новых территорий, причем здания, как правило, отстояли друг от друга на значительные расстояния.

В тех случаях, когда при плотном примыкании новых зданий к существующим последние получали значительные повреждения и разрушения, за нанесенный ущерб расплачивалось государство. Наибольшее внимание этой проблеме уделялось в исследованиях ленинградской геотехнической школы, поскольку именно в Ленинграде она стояла наиболее остро. В 1977 г. под руководством профессора Б.И. Далматова был разработан региональный нормативный документ – «Временная инструкция по устройству фундаментов около существующих зданий» (ВСН 401-01-1–77), содержащий рекомендации по расчету оснований, по выбору конструкций фундаментов и мероприятий по обеспечению сохранности существующих зданий. В этом документе было предложено оценивать относительную неравномерность дополнительных осадок существующего здания, обусловленную соседним строительством, и ограничивать ее предельно допустимой величиной, предписываемой СНиПами. Возникла некоторая неопределенность: допускаются ли для существующего здания такие же осадки, как и для вновь возводимого, или же имеются в виду суммарные осадки (накопленные плюс дополнительные). В первом случае допустимые осадки оказывались бы опасными для существующих строений, а в последнем расчет был бы затруднен отсутствием достоверной информации о накопленных осадках.

В связи с этим появилась насущная необходимость нормирования дополнительных деформаций существующих зданий при реконструкции и новом строительстве. Большая работа в этом направлении была выполнена под руководством профессора С.Н. Сотникова (С.Н. Сотников и др., 1986). Предложенные им критерии ограничения дополнительных деформаций в зависимости от типа здания и категории его состояния были положены в основу действовавших до 2004 г.

петербургских норм (ТСН 50-302–96). С.Н. Сотников предложил руководствоваться следующим критерием:

$$S_{ad} \leq S_{ad,u}, \tag{1.1}$$

где S_{ad} – дополнительная осадка существующего здания от загружения соседнего участка возводимым зданием или сооружением.

Для зданий исторической застройки в зависимости от категории состояния допустимые значения дополнительной осадки были ограничены величинами $S_{ad,u}$ =2...4 см. Кроме этого, были введены ограничения по относительной неравномерности осадок $j_{ad,u}$ = 0,0007...0,0020 и крену $i_{ad,u}$ = 0,002...0,004.

Отметим, что критерий (1.1) распространяется исключительно на оценку статической составляющей осадки и оставляет без внимания все прочие слагаемые, связанные с производством работ. В нормах оговаривается необходимость учета лишь одного дополнительного техногенного фактора – отклонения шпунта в сторону проектируемого котлована.

Для преодоления указанного недостатка авторами (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, 1998) была предложена концепция учета всего комплекса факторов, влияющих на сложную реконструкцию и новое строительство в условиях городской застройки: как факторов, связанных с изменением статических условий работы основания (нагружением массива грунта весом нового здания, разгрузкой при устройстве выработок и т.д.), так и обусловленных технологией ведения строительных работ (см. главу 2). Подобная концепция положена в основу московских региональных норм (МГСН и рекомендации к ним), изданных в 1999 г. Примечательно, что в них предлагается более жесткое, чем в петербургских нормах, ограничение дополнительных деформаций зданий исторической застройки: $S_{ad,u}$ = 0,2...1,0 см; $j_{ad,u}$ = 0,0001...0,0005; $i_{ad,u}$ = 0,0001...0,0005.

Принципиальное отличие московских норм заключается в следующем:

1. Критерий (1.1) дополняется условием:

$$S + S_{ad} \leq S_{u\ \text{полн}}, \tag{1.2}$$

где S – деформация основания, завершившаяся до начала нового строительства и определяемая расчетом в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01–83*; $S_{u\ \text{полн}}$ – предельное значение полной деформации основания.

2. Значение $S_{u\ \text{полн}}$ в общем случае предписывается назначать исхо-

дя из расчетов совместной работы конструкций нового и старого зданий и их оснований и определения допустимых величин внутренних усилий в конструкциях существующего здания с учетом степени его износа и накопленных деформаций.

3. Величину дополнительных деформаций существующих зданий и сооружений S_{ad} рекомендуется определять путем комплексного анализа всех факторов влияния на основе математического моделирования методом конечных элементов с использованием нелинейных моделей грунтов. Нормами предусмотрен обязательный учет следующих основных факторов:

- изменения гидрогеологических условий;
- увеличения нагрузок на основание при строительстве нового здания;
- устройства вблизи здания котлована или изменения планировочных отметок;
- технологических факторов (динамических воздействий, влияния устройства всех видов свай, фундаментов глубокого заложения и ограждающих конструкций котлованов, устройства инъекционных анкеров), а также специальных видов работ (замораживание, инъекция и пр.);
- негативных процессов в грунтовом массиве, связанных с выполнением геотехнических работ (суффозионных процессов, образования плывунов и пр.).

Таким образом, в московских городских нормах впервые в отечественной нормативной литературе было введено требование расчетной оценки технологической составляющей деформаций существующей застройки. При этом вопрос о методике расчетной оценки технологической составляющей остался открытым.

Для городов, возведенных на слабых глинистых грунтах, руководствоваться условием (1.2) весьма затруднительно, поскольку накопленные деформации существующей многоэтажной застройки, как показали длительные наблюдения, превышают расчетные ожидания.

Это несоответствие обусловлено, прежде всего, длительной ползучестью слабых глинистых отложений, которая не исследуется при проведении стандартных инженерно-геологических изысканий и, соответственно, не учитывается при расчете осадок. Практически все здания исторической застройки Петербурга за время своего существования получили осадки, значения которых превышают допускаемые СНиПами. Поэтому введение условия (1.2) в петербургские геотехнические нормы сделало бы строительную деятельность в центре города практически невозможной.

Тем не менее, учет различных воздействий на существующие зда-

ния, имевших место в последние десятилетия, совершенно необходим для обеспечения сохранности застройки. Действительно, одно и то же здание на протяжении 10 лет своего существования может претерпеть множество воздействий, связанных, например, с его надстройкой, прокладкой возле него глубоких коммуникаций, ремонтом набережной, устройством подземного перехода или строительством тоннелей метрополитена, со сложной реконструкцией соседнего здания или возведением нового здания и т.п. Конечно, маловероятно, что все эти воздействия сконцентрируются вокруг одного здания, но нельзя исключать и проявления каких-либо двух-трех из них: например, надстройка зданий мансардами получила в Санкт-Петербурге весьма широкое распространение. Осуществляется масштабная программа замены инженерных коммуникаций и прокладки новых с использованием современных технологий (микротоннелирование). Начинается кардинальная реконструкция транспортной инфраструктуры города: строятся подземные переходы, реконструируются набережные, устраиваются транспортные развязки.

Согласно ТСН 50-302–96, действовавшим до 2004 г., каждый раз для каждого воздействия допускались дополнительные осадки существующего здания в пределах нормируемых значений. Таким образом, суммарная дополнительная осадка зданий от n воздействий (причем одних только статических воздействий), происходящих в разное время, оказывается равной $S_{ad,u} \times n$. Очевидно, что ни одно здание исторического центра не в состоянии выдержать без разрушения столь значительные деформации, вызванные статическими факторами, не говоря уже о дополнительных осадках, обусловленных влиянием геотехнологий.

Таким образом, для оценки сохранности городской застройки на слабых грунтах критерий (1.1), нацеленный на ограничение деформаций от единичного статического воздействия, оказывается недостаточно строгим, не охватывающим всего комплекса факторов: не рассматривающим историю накопления зданием деформаций и не учитывающим различные технологические воздействия на состояние существующих зданий и массив грунта в их основаниях.

В то же время применимость критерия (1.2) для застройки на слабых грунтах представляется весьма проблематичной, поскольку собственные осадки существующих зданий, как правило, значительно превышают значения, допускаемые СНиП 2.02.01.

Помимо основного критерия, нормирующего дополнительные деформации застройки, для оперативного отслеживания геотехнической ситуации в рамках мониторинга применяют ряд производных критериев. Все они имеют подчиненное положение по отношению к критерию по допустимым деформациям. Они состоят в ограничении кон-

кретного вида воздействия некоторым «безопасным» уровнем, при котором это воздействие не приводит к деформации окружающей застройки.

Наиболее распространенным критерием такого рода в европейской геотехнической практике является ограничение понижения уровня грунтовых вод в городах. Это требование является весьма жестким: как правило, не допускается опускание зеркала грунтовых вод более чем на 10...15 см ниже существующего. Введение этого критерия обусловлено, прежде всего, стремлением сохранить уровень воды выше деревянных элементов (лежней, свай), имеющихся под подошвами фундаментов исторических зданий. Кроме этого, водопонижение способствует увеличению эффективных напряжений и может приводить к прямому выносу грунта из-под подошвы фундаментов.

Весьма эффективным является ограничение параметров колебаний грунта при производстве геотехнических работ такой величиной, при которой не происходит развития негативных процессов в основании окружающей застройки. Такой критерий лежит в основе ВСН 490–87. Он назначается исходя из категории технического состояния окружающих зданий и вида грунта в основании. В основу норм положены многолетние исследования воздействия вибрации на механические характеристики грунта, проведенные сотрудниками петербургского ВНИИГС в натурных и лабораторных условиях, которые позволили определить уровни колебаний, не приводящие к ухудшению этих характеристик.

Следует отметить, что численные значения всех приведенных критериев (по осадкам, допускаемым ускорением колебаний и т.д.) нуждаются в существенном пересмотре. Это связано, во-первых, с социальными изменениями в обществе (появился собственник жилья и нежилых строений), во-вторых, с повышением качества отделки помещений. В настоящее время в ряде случаев в т.н. «элитной» застройке стоимость отделки в таких домах может значительно превышать стоимость основных видов строительно-монтажных работ. В связи с этим численные значения приведенных в нормах критериев, которые исходят только из обеспечения сохранности конструкций, оказываются слишком грубыми для обеспечения целостности отделки. В этих условиях особую актуальность приобретает прогноз возможных воздействий на стадии проектирования. В противном случае будут продолжаться конфликты владельцев таких зданий и значимых памятников архитектуры со строителями, которые реализовали проект, выполнив все требования российских и региональных нормативов.

Авторы настоящей монографии были рецензентами новых редакций строительных правил (СП), подготовленных НИИОСП, по проектированию свайных фундаментов и проектированию оснований зда-

ний и сооружений. Эти нормативные документы вобрали в себя весь ранее накопленный опыт создания геотехнических норм, в том числе московских и петербургских региональных норм. Кардинальных изменений по принципиальным вопросам проектирования по сравнению с прошлым изданием они не претерпели. Изложенные в них принципы проектирования по двум группам предельных состояний вполне коррелируют с требованиями Еврокода 7 «Геотехническое проектирование». Нормы учитывают отдельные требования нового закона 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», который вступил в силу с 1 июля 2010 г. Этот закон требует расчетов как оснований фундаментов, так и надземных конструкций в нелинейной постановке с учетом реологических свойств материалов и грунтов, с учетом взаимодействия оснований и зданий или сооружений.

Федеральный закон ставит высокую планку перед проектировщиками и расчетчиками. Его требования не в полной мере подкреплены сегодня строительными правилами и стандартами изысканий.

Для выполнения требований Закона необходимы целенаправленные научные исследования свойств грунтов. В этом направлении могут работать созданные в России национальные научные университеты, которые уже получили достаточное финансирование на эти цели. Таким центром вполне может стать Петербургский государственный университет путей сообщения, как старейшая транспортная и строительная школа России с 200-летней историей, имеющая известные в мире достижения, в том числе в области расчетов и геотехники. Имена А. Бетанкура, В.А. Флорина, Н.Н. Маслова, Н.М. Герсеванова составляют славу российской и мировой геотехнической науки. Потенциал этой школы с ее вековыми традициями сегодня еще не используется в полной мере.

2

КОНЦЕПЦИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ

2.1. Факторы риска и компоненты деформаций застройки

При строительстве и реконструкции в среде плотной городской застройки к факторам риска (т.е. к факторам, которые могут оказывать негативное воздействие на состояние окружающей застройки) можно отнести:

1 – изменение статических условий работы оснований существующей застройки, обусловленное нагружением или разгрузкой грунтового массива и являющееся результатом реализации проекта (нагружение весом нового здания, разгрузка вследствие разборки соседнего строения, понижения планировочных отметок и т.п.) – *постоянное статическое воздействие*;

2 – изменение гидрогеологических условий на территории вокруг объекта, являющееся результатом реализации проекта (устройство преград на пути естественных потоков подземных вод, понижение уровня грунтовых вод в связи с устройством искусственного дренирующих систем и т.п.) – *постоянное гидрогеологическое воздействие*;

3 – возникновение дополнительных эксплуатационных воздействий на основание при возведении объекта (динамические нагрузки от работы оборудования, движения транспорта, температурные воздействия, загрязнение грунтов основания) – *постоянные технологические воздействия*;

4 – изменение статических условий работы оснований существующей застройки в период производства работ нулевого цикла (устройство выемок – котлованов, траншей; разборка подпорных стенок набережных при их ремонте; подвижка ограждения котлована; воздействие временных анкеров на массив грунта и т.п.) – *временные статические воздействия*;

5 – изменение гидрогеологических условий на территории вокруг объекта при производстве работ нулевого цикла (водопонижение, локальное обводнение массива) – *временное гидрогеологическое воздействие*;

6 – возникновение дополнительных технологических нагрузок на основание в период возведения объекта (ударные и вибрационные на-

грузки от погружения свай, шпунта; статические нагрузки вследствие погружения свай и шпунта вдавливанием; изменение статических условий работы массива при переборе грунта при изготовлении буровых свай, потере устойчивости выработок, устроенных под защитой тиксотропного раствора; при микротоннелировании и проходке тоннелей метро; нагрузки, связанные с инъецированием, замораживанием грунта и т.п.) – *временные технологические воздействия*.

Перечисленные факторы по типу воздействия разделяются на три группы:

- статические;
- гидрогеологические;
- технологические,

а по продолжительности воздействия – на два класса:

- постоянные;
- временные.

Статические воздействия могут приводить к уплотнению и разуплотнению, упрочнению и разупрочнению грунта, к деформациям формоизменения – вплоть до потери несущей способности основания (выпора из-под подошвы фундамента, обрушению подпорной стенки и т.д.). Гидрогеологические воздействия приводят к изменению эффективных напряжений в грунте, что может стать причиной уплотнения или разуплотнения массива, к образованию плывунов, развитию механической суффозии и образованию карстов.

Расчетная оценка этих двух групп воздействий с большей или меньшей степенью достоверности может быть выполнена по известным моделям механики грунтов.

В реальном проектировании, как правило, внимание уделяется классу, объединяющему постоянно действующие статические и гидрогеологические факторы. Рассмотрение временных факторов во многих случаях переносится на стадию разработки проекта производства работ, который часто выполняется силами подрядной организации без привлечения специалистов-геотехников и поэтому оказывается слишком формальным и неполным.

Технологические воздействия сведены в одну группу довольно условно (по признаку влияния той или иной технологии строительства или эксплуатации). Эта группа объединяет разнотипные воздействия: статические, динамические, физические (температурные, электрические и т.п.), химические и биологические. Общей чертой является неотработанность расчетной методики учета воздействий, а во многих случаях – отсутствие таковой.

Как показал анализ результатов обследований 50 объектов реконструкции и нового строительства в Санкт-Петербурге в последние го-

ды, в большинстве случаев (почти 60%) деформации были обусловлены влиянием временных технологических воздействий.

В общем случае деформации существующего здания или сооружения, вблизи которого ведутся строительные работы, определяются суммой слагаемых, обусловленных воздействием перечисленных шести групп факторов:

$$\sum_{i=1}^{6} S_{ad}^{i} = S_{ad}^{1} + S_{ad}^{2} + S_{ad}^{3} + S_{ad}^{4} + S_{ad}^{5} + S_{ad}^{6}. \qquad (2.1)$$

Кроме оценки воздействий на существующие здания со стороны планируемого соседнего строительства, необходим учет истории их деформирования. Как отмечалось в 1.3, совместный учет дополнительных воздействий (2.1) и собственных деформаций застройки в виде (1.2) практически неприменим для условий распространения слабых глинистых грунтов, на которых исторические здания за длительный период своего существования получили осадки, намного превышающие допускаемые СНиП 2.02.01.

Разрешением этого противоречия может быть следующая запись критерия допускаемых дополнительных деформаций для существующей застройки:

сумма дополнительных деформаций (осадки, относительной разницы осадок или крена) сохраняемых конструкций объекта реконструкции и/или соседних зданий (сооружений) не должна превышать предельно допустимого значения:

$$\sum_{i=0}^{6} S_{ad}^{i} \le S_{ad\,u}, \qquad (2.2)$$

где S^{i}_{ad} – величина дополнительной деформации (абсолютной осадки, относительной разности осадки, крена) сохраняемых конструкций объекта реконструкции и/или соседних зданий вследствие воздействия i-й группы факторов, связанных со статическим нагружением (разгрузкой) основания, гидрогеологическими воздействиями и с технологией ведения работ; S^{0}_{ad} – прогнозируемый прирост незавершенных деформаций от технологических, статических, гидрогеологических воздействий, имевших место в прошлом (для случая нестабилизированного состояния основания). S^{0}_{ad} может определяться расчетным путем с учетом оценки степени стабилизации осадок по наблюдениям за положением геодезических марок, маяков и датчиков на трещинах (такая оценка может быть проведена на подготовительном этапе мониторинга).

Величина предельно допустимой дополнительной осадки, относи-

тельной разности осадок, крена сохраняемых конструкций объекта реконструкции и/или соседних зданий (сооружений) $S_{ad\,u}$ определяется совместным расчетом здания (сооружения) и основания. Расчет осуществляется с учетом фактического деформированного состояния здания (сооружения), определяемого при его обследовании. Значения $S_{ad\,u}$ соответствуют таким дополнительным деформациям здания (сооружения), реализация которых не приведет к дальнейшему повреждению его конструкций, в том числе к образованию и раскрытию трещин. Для зданий, имеющих ценную в художественном отношении наружную и/или внутреннюю отделку, величины $S_{ad\,u}$ целесообразно определять из условия недопущения ее повреждения, включая декор.

Таблица 2.1

Предельно допустимые дополнительные деформации существующей застройки

Наименование, конструктивные особенности здания	Категория технического состояния	Предельно допустимые дополнительные деформации		
		Максимальная осадка, $s_{ad\,u}$, см	Относительная разность осадок $(\Delta s / L)_{ad\,u}$	Крен $I_{ad\,u}$
1. Производственные и гражданские здания с полным каркасом:				
• железобетонным	I	5	0,0020	–
	II	3	0,0010	–
	III	2	0,0005	–
• стальным	I	6	0,0040	–
	II	4	0,0020	–
	III	3	0,0010	–
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	I	5	0,0040	0,0040
	II	3	0,0020	0,0020
	III	2	0,0010	0,0020
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:				
• крупных панелей;	I	4	0,0016	0,004
	II	3	0,0010	0,002
	III	2	0,0007	0,002
• крупных блоков или кирпичной кладки без армирования;	I	5	0,0020	0,004
	II	3	0,0015	0,002
	III	2	0,0010	0,002
• то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	I	6	0,0024	0,004
	II	4	0,0018	0,004
	III	3	0,0012	0,003

В первом приближении для определения величины $S_{ad\,u}$ можно использовать табл. 2.1, составленную на основании сопоставительного анализа и объединения подобных таблиц ТСН 50-302–96, ВСН 490–87 и СНиП 2.02.01. Однако это не снимает необходимости в проведении

совместных расчетов системы «грунт-фундамент-здание» для оценки значения предельно допустимых деформаций для каждого конкретного случая. Это позволит сократить затраты и при этом обеспечить безопасность и эксплуатационную пригодность любых соседних строений.

При удовлетворении условия (2.2) гарантируется безопасность строительства и реконструкции, поскольку этот критерий распространяется на весь спектр возможных неблагоприятных воздействий на здание и грунты в его основании. Он в «свернутом» виде содержит всю структуру геотехнического сопровождения строительства, основными составляющими которого являются:

ретроспективный анализ геотехнической ситуации (S^0_{ad} = ?; $S_{ad\,u}$ = ?). В основе этого анализа лежит информация о деформациях, накопленных зданием от предыдущих техногенных воздействий, получаемая в ходе *инженерно-геологических, геодезических изысканий* и *обследований*, а также оценка завершенности осадки (S^0_{ad}= ?), выполняемая по результатам начального этапа *мониторинга* и оценочных геотехнических расчетов;

геотехническое обоснование проекта ($\sum_{i=0}^{6} S^i_{ad}$ = ?). Прогнозируемое значение дополнительной осадки определяется суммой шести слагаемых (2.1), оценка которых в большинстве случаев возможна только с привлечением современных физически и геометрически нелинейных моделей и их численных реализаций;

технологический регламент реализации проектного решения ($S_{ad4}+S_{ad5}+S_{ad6}\to 0$). Основы регламента закладываются в проектном решении, исходя из минимизации суммарного воздействия временных факторов и конкретизируется в проекте производства работ;

геотехнический мониторинг, направленный на соблюдение критерия (2.2). Цель мониторинга – оперативное предупреждение негативных воздействий на окружающую застройку и оперативное вмешательство (корректировка проектных или технологических решений). Такой активный мониторинг необходим для любых случаев строительства и реконструкции для снижения риска до минимальных значений.

Объем и содержание геотехнического сопровождения определяется уровнем сложности решаемой геотехнической задачи.

Предложенный критерий (2.2) был принят Городской экспертно-консультативной комиссией по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Правительстве Санкт-Петербурга и включен в последнюю редакцию территориальных норм ТСН 50-302–2004, утвержденную Госстроем России.

2.2. Определение геотехнической категории (ГК)

Очевидно, что высокое качество проектирования и строительства сооружений может быть обеспечено лишь при выполнении необходимых инженерных изысканий: инженерно-геологических, инженерно-геодезических, а также обследования сооружений, примыкающих к проектируемому объекту. В процессе строительства кроме общепринятого авторского надзора необходимо вести контроль состояния существующей застройки – определение дополнительных осадок, наблюдения за раскрытием трещин, контроль параметров колебаний конструкций и т.п. Учитывая, что стоимость предварительных исследований достаточно велика (хотя, как правило, несоизмерима с расходами на ликвидацию последствий неверных решений, которые могут создать аварийную ситуацию), в каждом конкретном случае следует определять необходимый и достаточный объем работ. Попыткой такой регламентации является установление категории геотехнической сложности сооружения и соответствующего ей объема предварительных изыскательских работ и наблюдений в процессе строительства, позволяющих корректировать проектные решения и способы производства работ.

В единых Европейских нормах (EUROCODE 7. Geotechniks – Геотехническое проектирование) сложность строительства оценивается по трем категориям:

1 – соответствует задаче минимальной сложности;

2 – соответствует рядовой задаче;

3 – соответствует наиболее сложной задаче.

Категория в общем случае зависит от вида сооружения, действующих нагрузок и объемов сооружения, что сближает эту классификацию с принятым в российских нормах делением зданий по уровню ответственности. Приведенное в российских нормах деление указывает лишь на опасность или социальную значимость аварии сооружения и не учитывает природных условий и степени урбанизации окружающей среды. Требования к глубине предварительных изысканий, проектным и производственным решениям не выставляются. В Европейских нормах в зависимости от принятой категории сооружения регламентируется объем работ на каждом этапе строительного процесса – от изысканий и проектирования до производства работ. Следует отметить, что кроме относящейся к 3 категории «экскавации в сложных условиях, особенно в городах» в Европейских нормах отсутствует упоминание о возможном влиянии нового строительства на окружающую застройку, а о влиянии сложных инженерно-геологических условий свидетельствует лишь упоминание о «зданиях на структурно-

неустойчивых или набухающих грунтах».

Существенный вклад в развитие отечественных норм внесли изданные в 1998 г. Московские городские строительные нормы по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям (МГСН 2.07-97).

В этих нормах впервые в российской практике вводится понятие геотехнической категории, которая оценивается не только в зависимости от класса ответственности здания, но и от степени сложности инженерно-геологических условий. К сожалению, при определении категории не учитывается состояние окружающей застройки.

Представляется наиболее целесообразным оценивать сложность геотехнической категории по трем группам параметров.

Первая группа – категория ответственности строящегося здания (сооружения) или категория технического состояния объекта реконструкции.

Категории ответственности строящегося объекта тождественны уровням ответственности зданий и сооружений по СНиП 2.01.07 «Нагрузки и воздействия». Категория 1 соответствует пониженному уровню ответственности, относящемуся к сооружениями сезонного или вспомогательного назначения; 2 – тождественна нормальному уровню ответственности, принимаемому для зданий и сооружений массового строительства; 3 – отвечает повышенному уровню ответственности, который присваивается уникальным зданиям и сооружениям, а также объектам, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экономическим последствиям.

Для объектов реконструкции при определении геотехнической категории целесообразно руководствоваться, прежде всего, не уровнем ответственности объекта, а степенью его сохранности, который оценивается категорией технического состояния.

Для определения уровня сложности объекта реконструкции и нового строительства в условиях городской застройки определяющим является также и состояние строений, прилегающих к территории объекта. Поэтому в качестве *второй группы* определяющих параметров следует рассматривать категорию технического состояния окружающей застройки.

Многолетние исследования, проведенные в СПбГАСУ под руководством С.Н. Сотникова, позволили классифицировать состояние конструкций кирпичных зданий в зависимости от степени их повреждения по трем категориям (ТСН 50-302–96). Более детальная градация для четырех типов зданий и сооружений приведена в ВСН 490–87, разработанных ВНИИГС с привлечением специалистов других организаций, где также выделены три категории технического состояния. Общим недостатком обеих классификаций является отсутствие каких-

либо ограничений для третьей, наихудшей категории состояния, что создает некоторую неясность при рассмотрении аварийно деформированных зданий или конструкций, угрожающих обрушением (находящихся в «предаварийном состоянии»). Этот пробел устранен в московских нормах, где введена четвертая категория состояния: предаварийная или аварийная. Для объектов этой категории не допускаются какие-либо дополнительные деформации.

Поскольку безосадочное строительство в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах практически невозможно, в нормах необходимо отразить требование о превентивном усилении зданий четвертой категории технического состояния, после чего в зависимости от эффективности проведенного усиления они могут быть переведены в более благоприятную категорию. Таким образом, в процедуре определения геотехнической категории будут принимать участие одна из трех категорий технического состояния.

В отечественной и зарубежной нормативной литературе оценка геотехнической ситуации выполняется, исходя из представленных выше двух групп категорий. Такой подход вполне приемлем для обеспечения прочности и надежности собственно объекта реконструкции или нового строительства, но не гарантирует сохранности окружающей застройки. Для прогнозирования последствий реализации того или иного проектного решения необходима третья группа параметров, с помощью которых можно выявить зону риска (то есть зону, в пределах которой возможно влияние того или иного техногенного фактора) и степень этого влияния (степень риска). В связи с этим при рассмотрении геотехнической ситуации представляется целесообразным ввести *категорию риска для существующей застройки, обусловленного новым строительством или реконструкцией* (табл. 2.2).

Категория риска определяется в рамках геотехнического обоснования проекта.

Определение геотехнической категории сложности удобно выполнять, исходя из сочетания категорий ответственности объекта строительства (или технического состояния объекта реконструкции), технического состояния окружающей застройки и риска, обусловленного реконструкцией или новым строительством (рис. 2.1).

К геотехнической категории I следует отнести:

- реконструкцию здания без увеличения нагрузок на основание и изменения статических условий его работы (без устройства новых фундаментов, углубления существующих подвалов и т.д.) при условии, что техническое состояние здания оценивается категорией 1;
- новое строительство зданий и сооружений, инженерных коммуникаций, оцениваемых категорией ответственности 1 и не оказываю-

щих статических и техногенных воздействий на основание окружающей застройки.

Геотехническая категория II распространяется на сочетания категорий, не вошедшие в геотехнические категории I и III.

В геотехническую категорию III попадают такие сочетания, в которых хотя бы одна компонента представлена категорией 3. Исключениями являются случаи, когда при 1-й категории риска ответственность объекта нового строительства или техническое состояние реконструируемого здания характеризуются категориями 1 и 2, – этим случаям соответствуют геотехнические категории I и II.

Геотехническая категория сложности нового строительства или реконструкции должна уточняться на всех этапах геотехнического сопровождения.

Анализируя схему определения геотехнической категории, нетрудно убедиться в том, что строительство в условиях плотной городской застройки, как правило, относится к III геотехнической категории. Этому способствует и неудовлетворительное техническое состояние соседних зданий, чаще всего характеризуемое категорией 3, и вовлечение их в зону влияния строящегося объекта, что соответствует 3-й категории риска.

Безусловно, к геотехнической категории III следует отнести любое подземное строительство в условиях городской застройки, для которого могут быть свойственны наибольшие размеры зон влияния на соседнюю застройку и инженерные коммуникации.

Высотные здания попадают в геотехническую категорию III хотя бы уже только благодаря их высокому уровню ответственности.

Для того, чтобы присвоить объекту строительства более низкую геотехническую категорию II, необходимо привести доказательства, что он, согласно нормам, не является уникальным, техническое состояние сохраняемых конструкций и соседних зданий на основании приведенных обследований не относится к категории 3, а также окружающая застройка, как это следует из расчетного обоснования, находится вне зоны влияния строящегося объекта по статическим условиям работы. Таким образом, для назначения геотехнической категории требуется провести анализ инженерных изысканий и расчетное обоснование.

Предложенная методика определения геотехнической категории вошла в текст территориальных норм ТСН 50-302–2004, утвержденных Госстроем России, и успешно используется как строителями, так и службами экспертизы.

Таблица 2.2

Определение категории риска при реконструкции и новом строительстве в условиях городской застройки

Категория риска для существующей застройки	При реконструкции	При новом строительстве
1	Реконструкция здания или сооружения осуществляется без увеличения нагрузки на основание и без изменения статических условий работы основания	Окружающая застройка находится вне зоны влияния строящегося объекта (по статическим условиям работы его основания, а также по воздействию техногенных факторов, в том числе при производстве работ)
2	Реконструкция здания или сооружения предполагает изменение нагрузок на *существующие фундаменты* и (или) изменение статических условий работы основания без его перегрузки; соблюдается критерий по допустимым дополнительным деформациям реконструируемого здания и окружающей застройки	Окружающая застройка находится вне зоны влияния строящегося объекта по статическим условиям работы основания, но попадает в зону влияния техногенных факторов, связанных, в том числе, с производством работ (соблюдается критерий по допустимым дополнительным деформациям окружающей застройки без проведения мероприятий по ее усилению)
3	Реконструкция здания или сооружения предполагает изменение нагрузки на *существующие фундаменты* и(или) изменение статических условий работы основания, которое приводит к перегрузке основания; при существующих фундаментах не соблюдается критерий по допустимым деформациям реконструируемого здания и окружающей застройки	Окружающая застройка находится в зоне влияния строящегося объекта (не соблюдается критерий по допустимым дополнительным деформациям окружающей застройки без проведения мероприятий по ее усилению)

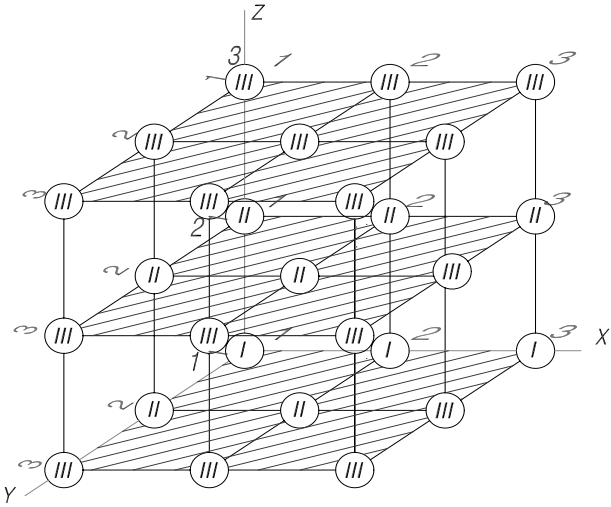


Рис. 2.1. Схема определения геотехнической категории сложности реконструкции и нового строительства в условиях городской застройки: *x* – категория технического состояния окружающей застройки; *y* – категория риска; *z* – категория ответственности объекта строительства или технического состояния объекта реконструкции

2.3. Составляющие геотехнического сопровождения

Для успешной реконструкции кварталов городской застройки или отдельных зданий геотехническое сопровождение должно охватывать все этапы строительного процесса:

- подготовки тендерной документации и оценки инвестиционной привлекательности объекта;
- предпроектных работ;
- проектирования;
- производства строительных работ;
- эксплуатации построенного объекта в течение первых 2-3 лет, а в ряде случаев и более.

Основными составляющими геотехнического сопровождения являются (рис. 2.2):

- предварительная оценка геотехнической ситуации;
- инженерные изыскания;
- геотехническое обоснование проекта;
- технологический регламент ведения работ;
- мониторинг за сохранностью зданий и сооружений при производстве работ и контроль качества выполненных работ.

Объем и состав каждой составляющей определяются в зависимости от геотехнической категории сложности объекта реконструкции или нового строительства (см. п. 2.2). Взаимосвязь компонентов геотехнического обоснования может быть проиллюстрирована схемой, приведенной на рис. 2.3.

Такая концепция геотехнического сопровождения была положена в основу новой редакции территориальных строительных норм «Проектирование фундаментов зданий и сооружений», прошедших двухлетний путь согласований в городских и федеральных инстанциях и вышедших в свет в 2004 г. под номером ТСН 50-302–2004.

Публикация этих норм, в которых подробно изложены требования ко всем составляющим геотехнического сопровождения, избавляет нас от необходимости приводить их в полном объеме в настоящем издании.

Можно с удовлетворением констатировать, что за последние годы в Санкт-Петербурге заметно повысился уровень инженерных изысканий и обследований. Территориальные нормы стали препятствием для недобросовестных «изыскателей», стремящихся обойтись без прямых исследований физико-механических свойств грунтов. Изыскательские организации начали обзаводиться современными грунтовыми лабораториями. Обследования зданий стали проводиться в объеме, отвечающем требованиям ТСН, что позволяет принимать обоснованные проектные решения.

<table>
<tr><th colspan="5">ЭТАПЫ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОЦЕССА</th></tr>
<tr><td>оценка инвестиционной привлекательности объекта</td><td>предпроектные работы</td><td>проектирование</td><td>производство строительных работ</td><td>эксплуатация построенного объекта</td></tr>
<tr><td>↓</td><td>↓</td><td>↓</td><td>↓</td><td>↓</td></tr>
<tr><td colspan="5">Составляющие геотехнического сопровождения</td></tr>
<tr><td rowspan="2">предварительная оценка геотехнической ситуации</td><td rowspan="2">инженерные изыскания</td><td>геотехническое обоснование проекта</td><td>мониторинг за сохранностью зданий и сооружений при производстве работ и контроль качества работ</td><td rowspan="2">послепостроечный мониторинг</td></tr>
<tr><td colspan="2">технологический регламент</td></tr>
</table>

Рис. 2.2. Схема соотнесения этапов строительного процесса и составляющих геотехнического сопровождения

Тем не менее, отечественная культура проведения инженерно-геологических изысканий еще весьма далека от европейской. Главным недостатком остается неумение отбирать образцы грунта ненарушенной структуры. Такое понятие как *грунтонос* практически исчезло из лексикона отечественных изыскателей. Между тем результаты расчетов напряженно-деформированного состояния грунта напрямую зависят от качества испытываемых образцов. Особенно эта проблема актуальна для слабых грунтов.

Благодаря введению в действие ТСН 50-302–2004 мониторинг окружающей застройки стал обязательным условием любого строительства в городской черте, действенным инструментом контроля безопасности соседних зданий и коммуникаций.

Наиболее сложными для реализации в повседневной проектной практике стали те положения норм, которые посвящены расчетному анализу геотехнической ситуации – предварительной оценке и геотехническому обоснованию, а также технологическому регламенту ведения работ, основанному на результатах расчетов. Поэтому в настоящем издании этим вопросам уделяется основное внимание.

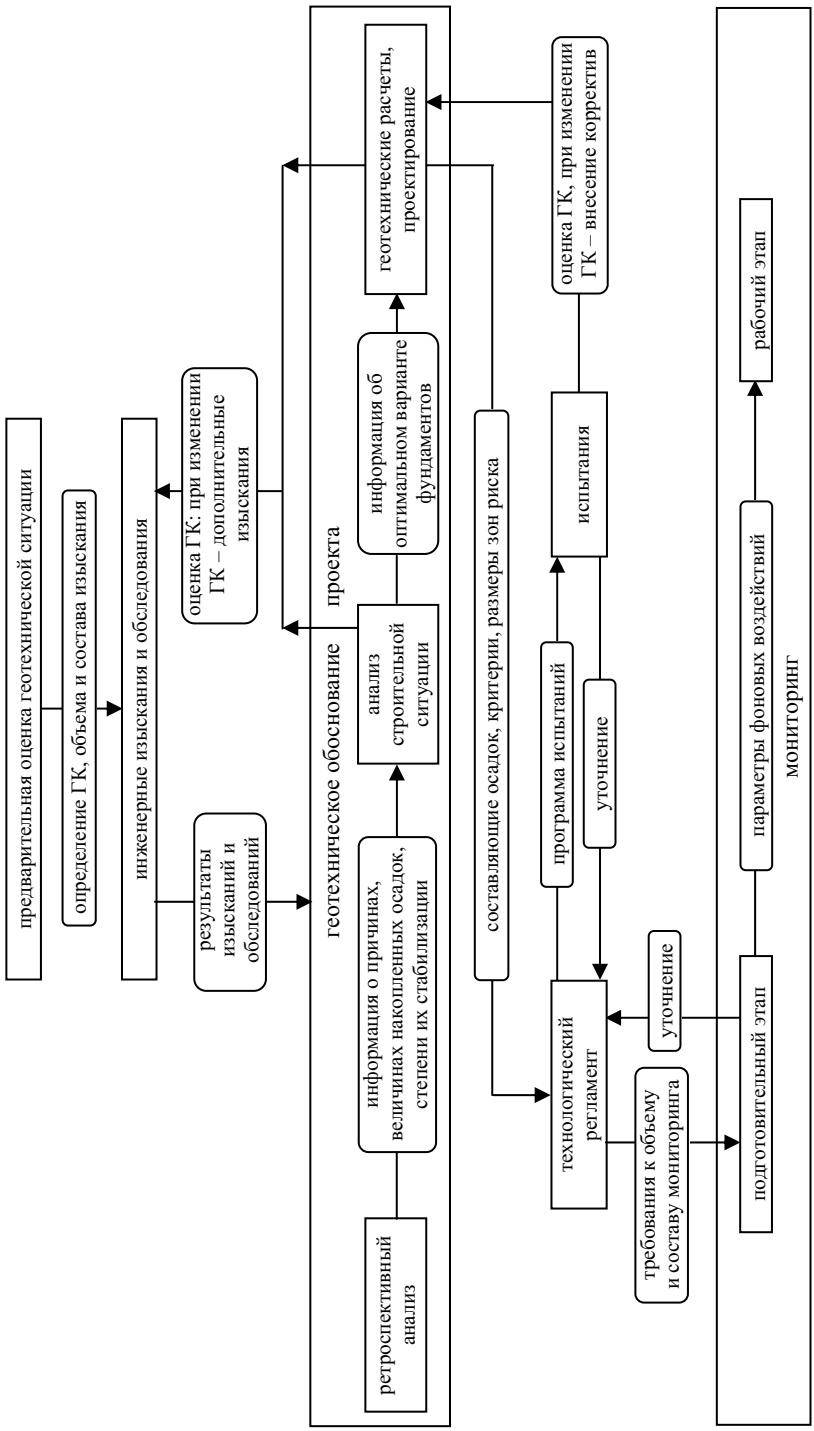


Рис. 2.3. Алгоритм геотехнического сопровождения

□ – составляющие геотехнического сопровождения; □ – промежуточные действия.

2.3.1. Предварительная оценка геотехнической ситуации

В сложившейся в последнее время практике инвестор (застройщик), как правило, не располагает какой-либо исходной информацией, позволяющей ему оценить инвестиционную привлекательность объекта. В лучшем случае инвестор может рассчитывать на получение устаревших материалов обследования объекта реконструкции, что позволяет ориентировочно оценить вероятную стоимость надземных конструкций. Что же касается необходимых затрат на усиление существующих фундаментов реконструируемого здания или устройство новых фундаментов, то этот вопрос в большинстве случаев вовсе ускользает из поля зрения инвесторов.

Отсутствие у инвестора исходной информации о реальном состоянии объекта реконструкции и окружающих площадку строений, о геотехнической ситуации порождает цепь неблагоприятных событий.

Инвестор изначально неверно оценивает затраты на возведение объекта, не принимая во внимание сложность инженерно-геологических условий площадки и необходимость применения таких конструктивных решений и технологий их реализации, которые могли бы обеспечить сохранность окружающей застройки. Архитектору и конструктору, которым поручается разработка проекта, приходится решать множество проблем: как встроить новое здание в узкие рамки существующего пространства, как сохранить исторические фасады, как устроить под зданием заглубленную автостоянку и т.п. При этом они, как правило, упускают из вида сложность геотехнической ситуации при строительстве, условия сложившейся застройки и не ориентируют соответствующим образом инвестора. В итоге рождается несовершенный в геотехническом отношении проект, реализация которого приносит значительный ущерб соседним зданиям. В результате инвестор оказывается перед реальной угрозой существенных затрат на ремонт окружающих зданий, подчас многократно превышающих стоимость реализации грамотного проектного решения.

Инвестиционные фирмы, понимая это, стремятся оценить свой финансовый риск на самой ранней стадии – на этапе первого знакомства с объектом возможных инвестиционных вложений. На этой стадии, когда нет ни реального проекта, ни информации о состоянии существующей застройки, окружающей объект, оценка инвестиционного риска в части стоимости фундаментов является чрезвычайно сложной задачей с множеством неизвестных.

Несмотря на определенные сложности, эта задача может быть успешно решена даже на стадии начала эскизного проектирования. Для этого от инвестора и архитектора необходимо получить лишь сле-

дующую исходную информацию:

- назначение объекта нового строительства или реконструкции;
- генплан объекта;
- идея конструктивно-планировочного решения (включая подземное пространство).

Эта информация позволяет оценить уровень нагрузок на основание и размеры подземного пространства.

Оценка уровня нагрузок на основание на стадии, когда имеются лишь первые наброски архитектурно-планировочного решения, отнюдь не является неразрешимой проблемой. Зная требования высотного регламента в центре города, нетрудно оценить этажность сооружения. Опыт проектирования зданий различного назначения из традиционных и современных эффективных конструктивных материалов позволяет достоверно оценить диапазон нагрузок.

Для решения задачи потребуются также сведения об инженерно-геологических условиях площадки и состоянии окружающих зданий. Они могут быть почерпнуты из *геотехнических карт*. Методику создания таких карт для больших городов разрабатывали многие отечественные и зарубежные исследователи (см., например, труды М.А. Солодухина, 1985; V.V. Antikoski, P.J. Raudasdasmmea, 1985; E. Schutze, 1967; Р.Э. Дашко и ее сотрудников).

Геотехническое картирование городской территории – наиболее удобный и эффективный способ хранения информации, необходимой для оценки условий сложной реконструкции. Геотехническая карта является многоуровневым построением, каждый уровень которого содержит определенный объем информации.

В общем случае карта содержит:

1) топографическую карту урбанизированной территории (с изолиниями высот, контурами строений и т.п.);

2) инженерно-геологическую карту с изображением основных геологических комплексов с обобщенной информацией об их физико-механических свойствах;

3) гидрогеологическую карту;

4) схему расположения инженерных коммуникаций и подземных сооружений;

5) план застройки территории, содержащий следующие сведения о зданиях:

- категория по архитектурно-историческому значению;
- назначение (жилое, нежилое, учебное, банковское, производственное, складское и т.д.);
- этажность, наличие подвалов, мансард, чердаков;
- время постройки, даты капитальных ремонтов, надстроек, пе-

рестроек;

- краткая характеристика конструктивного решения здания;
- конструкция фундаментов, наличие деревянных лежней и свай, средние нагрузки на основание;
- категория здания по техническому состоянию, необходимость проведения работ по усилению надземных конструкций, основания и фундаментов.

В настоящее время в различных городских инстанциях имеется достаточно данных по перечисленным выше составляющим. Отсутствует, пожалуй, только информация о конструкции и состоянии зданий, которая может быть получена при обследовании. Но до сих пор эта информация разрознена и не переведена на электронные носители. Поэтому весьма перспективным представляется создание единой общегородской геотехнической карты, которая должна стать открытой системой, постоянно пополняющейся новой информацией, получаемой при изысканиях и обследованиях.

Современный уровень развития информационных технологий дает принципиально новую возможность построения трехмерной картины залегания геологических напластований в рамках конкретной области и получения с некоторой степенью достоверности информации о геологической ситуации в любой точке данной области. При наличии компьютерного анализа возможно автоматическое построение геологических разрезов или другие формы представления информации. Для осуществления такого анализа необходима разработка специальных алгоритмов и методов построения трехмерной модели по отдельным данным, например, по колонкам буровых скважин. Такие методы должны включать оценку достоверности построенной модели, так как на участках с малым количеством данных изысканий достоверность построенной картины, естественно, будет невысока.

Реализация модели геологической ситуации на ЭВМ позволяет строить геологические разрезы по произвольному направлению по данным колонок буровых скважин (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., 1999). Совместимость этой программы с пакетом программ подготовки данных для численного решения геотехнических задач позволяет использовать геологическую информацию напрямую для построения расчетных схем МКЭ.

Нами предпринята попытка создания такой карты для Санкт-Петербурга, в основу которой положено инженерно-геологическое районирование территории города, а также результаты обследования нескольких сотен зданий в пределах исторического центра. Информация, имеющаяся на геотехнической карте, как показывает накопленный нами опыт, оказывается во многих случаях вполне достаточной

для проведения предварительной оценки геотехнической ситуации.

Последняя требует решения (в первом приближении) трех задач (рис. 2.4):

- определения возможного типа фундаментов строящегося или реконструируемого здания, которые обладали бы необходимой надежностью и обеспечивали безопасность окружающей застройки;
- выбора щадящей[1] технологии работ нулевого цикла;
- оценки необходимости предварительного усиления основания и фундаментов соседних зданий.

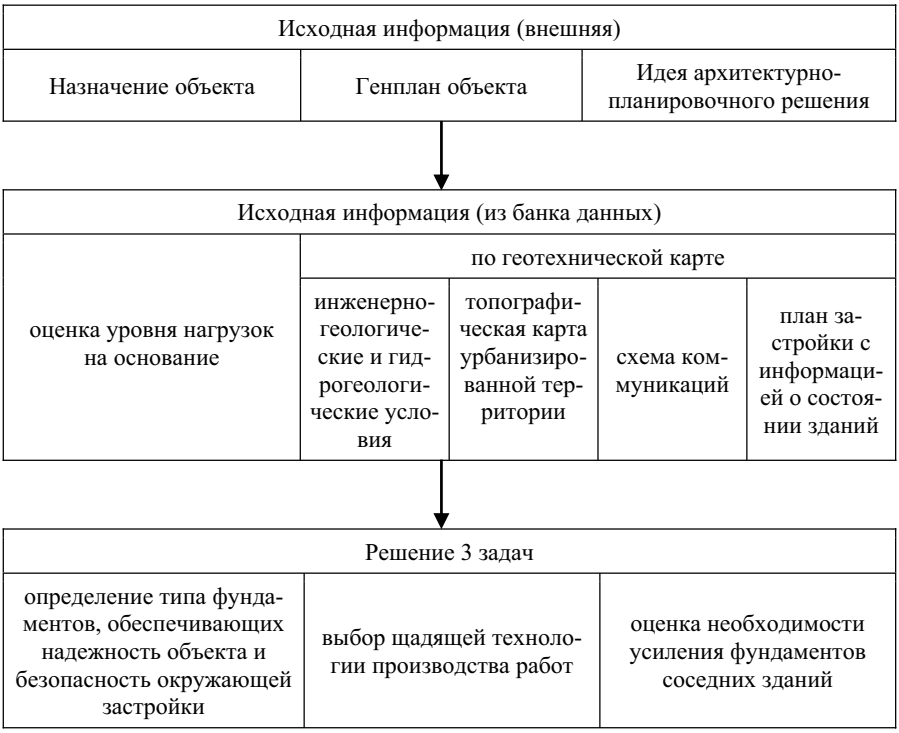


Рис. 2.4. Процедура предварительной оценки геотехнической ситуации

Для оценки геотехнической ситуации необходимо, прежде всего, рассмотреть основные факторы, которые могут вызвать неравномерные осадки массива грунта и привести к развитию дефектов в соседних зданиях. При строительстве и реконструкции, например, в историческом центре Санкт-Петербурга, к таким факторам следует отне-

[1] Под *щадящей* подразумевается технология, не оказывающая негативного воздействия на грунты основания и соседние строения в конкретной геотехнической ситуации.

сти:

– наличие в основании толщи слабых глинистых отложений;

– наличие в основании вблизи поверхности слоя пылеватых водонасыщенных песков;

– откопку котлована ниже глубины заложения фундаментов соседних зданий;

– различные геотехнологии, не адаптированные для конкретных грунтовых условий;

– дополнительное нагружение основания весом вновь возводимых конструкций.

Выбор конструктивного решения фундаментов и технологии его реализации определяется, прежде всего, дополнительными осадками охраняемых конструкций объекта реконструкции и/или примыкающей застройки, т.е. удовлетворением условию (2.2).

Определение слагаемых осадки $S_{ad}^{0},...S_{ad}^{6}$ является достаточно сложной задачей и совершенно недостижимо посредством простейших инженерных методов СНиП и СП. Численная оценка этих величин, как будет показано ниже, возможна при использовании современных физически и геометрически нелинейных моделей механики грунтов.

Из решения множества задач, в которых варьируются параметры различных конструктивных решений, выбираются варианты фундаментов, оказывающие наименьшее статическое воздействие на окружающую застройку и, разумеется, обладающие необходимой надежностью для проектируемого объекта. При решении следующей серии задач определяются параметры временных конструкций – ограждения котлована, анкеров, связей и т.п., исходя из требования исключения осадок территории вокруг котлована, связанных с подвижками ограждения и водопонижением. После того, как выбрана конструкция фундаментов здания и определены параметры временных конструкций, последняя серия задач посвящается поиску щадящей для данных условий геотехнологии. Методика расчетной оценки приведена ниже в главе 4.

Естественно, что описанная последовательность расчетного анализа является упрощенной и в реальности оценка геотехнической ситуации осуществляется путем последовательных приближений. В итоге расчетного анализа выявляются варианты, удовлетворяющие условию (2.2).

Заключительным этапом оценки инвестиционной привлекательности объекта является определение стоимости выбранных вариантов устройства фундаментов, имеющих минимальную степень риска.

Как показывает опыт, изложенная выше методика предварительной геотехнической оценки позволяет определить стоимость нулевого

цикла объекта с точностью до 25%, что достаточно для стадии, когда только формируется архитектурная концепция здания. Заметим, что именно на этой стадии реальная оценка стоимости объекта особенно актуальна, поскольку может способствовать выбору рационального планировочного решения и, в итоге, снижению стоимости строительства.

Использование данной методики, как нам представляется, позволяет правильно сориентировать застройщика в уровне затрат на устройство фундаментов, безопасных для окружающей застройки, и тем самым избежать в дальнейшем непредвиденных затрат и убытков.

2.3.2. Геотехническое обоснование проекта

Как уже отмечалось, для объектов сложной реконструкции и нового строительства, находящихся в условиях плотной городской застройки, расчетное обоснование проекта отличается от обычного необходимостью оценки влияния проектируемого объекта на окружающие здания и сооружения. Вариант устройства или усиления фундаментов должен выбираться с учетом обеспечения сохранности примыкающей застройки. К сожалению, такие расчеты выполняются далеко не всеми проектными организациями. Вариант фундаментов определяется часто только на основании опыта проектировщика, или же исходя из ограниченных технических возможностей конкретного подрядчика или финансовых возможностей инвестора. В результате возникает риск реализации ошибочных решений, не обеспечивающих сохранности окружающих зданий. В ряде случаев сами подрядчики готовы выполнять проекты за минимальную, а порой просто символическую оплату, разрабатывая их «под себя» без всяких вариантных решений. Эта «благотворительность» зачастую дорого обходится инвестору (заказчику). Наш коллега шведский профессор С. Хансбо в таком случае цитировал древних: «Бойтесь данайцев, дары приносящих». Для коллегиального решения о выборе оптимального и экономически целесообразного варианта фундамента помимо конструктора нужны геотехники, включая изыскателей и расчетчиков. Они должны быть независимы от подрядчиков и их технологических предпочтений.

Анализ проектов, прошедших через экспертизу комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям, выявил ряд характерных ошибок, основными из которых являются:

1. Проектирование многоэтажных зданий на фундаментах мелкого заложения (сплошных фундаментных плитах) без эффективных мер по защите примыкающих зданий.

2. Неверные расчеты самих фундаментных плит и соответственно неправильное их конструирование.

3. Недостаточная длина свай при проектировании встраиваемых зданий, при которых осадки во времени превышают предельные значения.

4. Неумение проектировщика пользоваться современными расчетными программами, оценивать возможности этих программ, незнание моделей работы грунта, лежащих в их основе; некритичное отношение к результатам расчета.

5. Неучет влияния выбранной технологии ведения работ нулевого цикла на окружающие строения.

6. Отсутствие в проектах в разделе «организация строительства» перечня требований к производству работ (технологического регламента).

7. Разработка проектов устройства защитных ограждений котлованов, их анкерных креплений, водопонижения во многих случаях доверяется подрядным организациям, не имеющим необходимого опыта и знаний в области геотехнических расчетов. В последние годы это стало опасной тенденцией.

Исключить возникновение этих ошибок можно при всестороннем геотехническом обосновании проекта, которое с введением в 2004 г. новых ТСН стало обязательной составляющей проектной документации. Геотехническое обоснование предназначено для выбора оптимального варианта проектного решения и технологии его реализации, обеспечивающих надежность объекта реконструкции или нового строительства и сохранность окружающей застройки.

Составляющими *геотехнического обоснования* являются:

- ретроспективный анализ сложившейся геотехнической ситуации;
- анализ строительной (реконструкционной) ситуации;
- геотехнические расчеты объекта для выбранного варианта.

Ретроспективный анализ сложившейся геотехнической ситуации выполняется для геотехнических категорий II и III; он должен содержать:

- анализ фактического напряженно-деформированного состояния оснований реконструируемого здания и застройки, окружающей объект нового строительства или реконструкции;
- оценку степени завершенности осадок зданий и расчет их суммарных величин от собственной нагрузки и внешних факторов;
- оценку величины допустимой дополнительной осадки существующей застройки при реконструкции или новом строительстве.

Анализ строительной (реконструкционной) ситуации выполняется для всех геотехнических категорий.

Он включает:

для *геотехнической категории I*:

- поверочные расчеты, обосновывающие отсутствие влияния строящегося или реконструируемого сооружения на существующую застройку и окружающую среду и уточняющие категорию риска;
- выбор технологии производства работ, не оказывающей воздействия на основания реконструируемого здания и застройки, окружающей объект реконструкции или нового строительства;

для *геотехнической категории II*:

- оценку размеров зоны риска при различных вариантах конструктивного решения объекта реконструкции или нового строительства;
- уточнение категории риска и геотехнической категории;
- поиск варианта конструктивного решения, обеспечивающего как надежность объекта реконструкции или нового строительства, так и сохранность окружающей среды и соседствующей застройки без ее усиления;
- выбор технологии производства работ, оказывающей минимальное воздействие на грунты основания и соседние строения и не требующей предварительного усиления последних;

для *геотехнической категории III* (в дополнение к требованиям для геотехнической категории II): определение возможности защиты (усиления) конструкций окружающих зданий, адекватных ожидаемому воздействию со стороны объекта реконструкции или нового строительства, в случае, если невозможно выбрать конструктивное решение и технологию работ, не оказывающие влияния на окружающую застройку.

Геотехнический расчет объекта для выбранного варианта и геотехнологии должен содержать:

для *геотехнической категории I* расчет по двум группам предельных состояний;

для *геотехнической категории II* (в добавление к требованиям для геотехнической категории I):

- проверку отсутствия влияния на окружающую застройку по статическим условиям работы основания строящегося или реконструируемого объекта при выбранном проектном решении;
- расчетную оценку влияния технологических факторов, связанных, в том числе, с производством работ по выбранному варианту устройства фундамента на окружающую застройку и

уточнение категории риска;

для *геотехнической категории III* (в добавление к требованиям для геотехнической категории I и II):

- уточнение размеров зоны риска при изменении статических условий работы основания при принятом варианте усиления;
- разработку при необходимости варианта усиления реконструируемого объекта и/или примыкающих зданий, попадающих в зону риска;
- расчетную оценку влияния технологических факторов, связанных, в том числе, с производством работ по выбранному варианту усиления фундаментов или проявляющихся при эксплуатации объекта, на окружающую застройку.

Мировой опыт свидетельствует, что в связи со сложностью и многофакторностью задач геотехнического обоснования их решение возможно осуществить только с использованием численных методов, реализующих физически и геометрически нелинейные модели работы основания, на которых остановимся подробно в главе 4. Об этом свидетельствует и богатый мировой опыт строительства и реконструкции последних лет, с которым авторы настоящей работы детально знакомились, работая в рабочих комитетах ISSMGE.

2.3.3. Технологический регламент

Основу регламента составляют результаты расчетного геотехнического обоснования, позволяющего выбрать оптимальное конструктивное решение и щадящую технологию устройства фундаментов. Технологический регламент является своего рода компромиссом между эффективностью, технологичностью ведения работ и обеспечением безопасности окружающей среды (грунтов основания и зданий).

Технологический регламент разрабатывается для геотехнических категорий II и III и в общем случае должен содержать следующие компоненты.

1. *Основные результаты геотехнического обоснования*: предельно допустимые деформации существующих зданий и сохраняемых конструкций; их ожидаемые расчетные деформации при статическом нагружении (разгрузке), при изменении гидрогеологических условий, при влиянии технологий в процессе производства работ и последующей эксплуатации.

2. *Критерии, позволяющие отличить допустимые техногенные воздействия от недопустимых*. Основным критерием является условие (2.2).

Прочие критерии имеют подчиненное значение и нацелены на

раннюю диагностику геотехнической ситуации, когда негативные воздействия не привели еще к развитию осадок:

- деформации в процессе работ нулевого цикла ограничиваются расчетными значениями, полученными при геотехническом обосновании проекта;

$$S_{ad} \le \sum_{i=4}^{6} S_{ad}^{i}, \tag{2.3}$$

где i = 4,5,6 – соответствует факторам, приведенным в п. 2.1; в первом приближении могут быть использованы ограничения деформаций, приведенные в ВСН 490-87;

- параметры колебаний в процессе производства работ ограничиваются значениями, регламентируемыми ВСН 490-87;
- изменение положения уровня грунтовых вод ограничивается отметкой, на которой не происходит неблагоприятных явлений в основании существующих зданий.
- напряжения в строительных конструкциях не превышают предельных значений, установленных при численном моделировании совместными расчетами системы «основание–фундаменты–подземные конструкции».

3. *Критерии приостановки строительных работ*. Работы приостанавливаются при превышении вышеперечисленных критериев, а также в случае, если деформации существующих зданий при производстве работ нулевого цикла на объекте превышают 3…5 мм в месяц.

4. *Перечень факторов риска*, к которым могут быть отнесены:

- технологии в целом;
- отдельные технологические операции;
- ситуации, связанные со статическим и динамическим нагружением или разгрузкой основания в ходе строительных работ, снижением природного уровня грунтовых вод и т. д.

К факторам риска следует относить все технологии, оказывающие ударное, вибрационное или опасное статическое воздействие на основание и окружающую застройку: операции по устройству проходок и выработок в грунте, процедуры высоконапорного нагнетания в грунт растворов, устройство глубоких котлованов (ниже глубины заложения фундаментов соседних зданий), водопонижение и т.д.

5. *Размеры зон влияния каждого фактора риска (зоны риска)*. Эти размеры могут быть определены расчетом в рамках геотехнического обоснования или назначены, исходя из результатов технологических испытаний, проведенных на данной строительной площадке или в сходных условиях. Ориентировочные размеры зон риска при использовании ряда технологий (например, по забивке и вибропогружению

свай и шпунта), приведенные в нормативной литературе, подлежат проверке и корректировке при проведении технологических испытаний.

6. *Особые требования к очередности выполнения различных видов работ на объекте.* Работы на площадке всегда выполняют в некоторой логической последовательности. Однако существуют звенья, последовательность выполнения которых не имеет принципиального значения для собственно строительного объекта. В этом случае естественным критерием выбора очередности этих звеньев является обеспечение безопасности окружающей застройки.

7. *Данные о последействии и релаксации влияния техногенных факторов в грунтах основания и требования к последовательности и интенсивности ведения каждого вида работ, отнесенного к факторам риска*. Специфической особенностью воздействия на грунт строительных технологий является его относительная кратковременность. Оно способствует расструктуриванию глинистого грунта, т.е. снижению прочностных характеристик. При этом грунт не уплотняется, поскольку длительность консолидационных процессов несопоставима с периодом ведения работ нулевого цикла. После снятия техногенного воздействия в грунте происходит восстановление части тиксотропно нарушенных связей, рассеяние напряжений. Учет этих явлений необходим при назначении очередности ведения работ на площадке во времени и пространстве для того, чтобы локализовать влияние технологического процесса на грунты основания и выбрать оптимальную интенсивность работ, не приводящую к прогрессированию деформаций основания. При рассмотрении устойчивости во времени выработок и бурения скважин весьма существенным является учет параметров ползучести грунта. Требования о необходимости учета этих параметров заложены в Законе РФ по обеспечению безопасности зданий и сооружений, который вступил в силу 1 июля 2010 г.

8. *Параметры щадящих режимов производства работ*. Эти параметры (например, частота работы вибропогружателя; масса и высота сброса молота при погружении свай и шпунта; высота грунтовой пробки, оставляемой в обсадных трубах при бурении скважин для буронабивных свай или плотность тиксотропного раствора; давление нагнетания при закреплении массива грунта или заполнении скважины бетоном) могут быть определены расчетным путем, а их уточнение для условий конкретной площадки возможно по результатам технологических испытаний по видам работ, отнесенных к факторам риска.

9. *Вопросы контроля качества работ.* Они регламентируются действующими нормами и стандартами. В технологическом регламенте должны быть предписаны:

- виды контрольных испытаний для каждого типа ответственных конструкций;
- количество испытаний, их периодичность, последовательность;
- требования к испытаниям.

10. *Требования к геотехническому мониторингу* за состоянием окружающей застройки и возведенных конструкций и надзору за ходом строительства. Программа мониторинга закладывается в общих чертах на стадии разработки рабочего проекта и детализируется в проекте производства работ. В программе указывают:

- цели мониторинга;
- зону его действия;
- предмет мониторинга (контроль за осадками, напряженно-деформированным состоянием наиболее ответственных конструкций, параметрами колебаний, уровнем грунтовых вод, поровым давлением и т.д.);
- периодичность и сроки проведения мониторинга;
- механизм остановки работ при возникновении неблагоприятных воздействий.

11. *Требования к технологическим испытаниям.*

Для сложных инженерно-геологических условий либо при наличии ветхой окружающей застройки при отсутствии достаточного для данного региона опыта применения технологии предусмотренный проектом регламент должен быть апробирован на опытной площадке путем проведения специальных технологических испытаний и наблюдений в натурных условиях.

Технологические испытания являются необходимой составляющей геотехнического сопровождения строительства и проводятся в случае, если геотехнология не прошла достаточной апробации в условиях, аналогичных условиям данной строительной площадки. Испытания проводят для геотехнических категорий II и III.

Указания на необходимость выполнения таких испытаний для ряда технологий содержатся в действующей нормативной литературе. В частности, перед применением в условиях городской застройки методов забивки или вибропогружения свай и шпунта требуется проведение пробного погружения с регистрацией параметров колебаний грунтов основания и фундаментов окружающих зданий. При работах по закреплению грунтов основания и инъецированию фундаментной кладки предписывается проведение опытного нагнетания для определения фактического поглощения раствора, гарантированной зоны закрепления, корректировки давления нагнетания и состава растворов.

Наиболее актуальны технологические испытания при устройстве

защитных стен глубоких фундаментов (свайных, шлицевых, «стена в грунте» и т.д.), технология изготовления которых может оказывать наибольшее влияние на массив грунта. Действующие нормы предписывают, например, проведение статических испытаний опытных свай, изготовленных на площадке, до начала работ по устройству свайных фундаментов. Технологические испытания могут быть проведены в процессе изготовления опытных и анкерных свай и не потребуют существенных дополнительных затрат. В связи с этим представлялось целесообразным включить в региональные нормативы требования о проведении технологических исследований процесса устройства свай, предназначенных для статических испытаний.

Целью технологических испытаний является корректировка регламента, предложенного в проекте, и отладка щадящих технологических режимов.

Испытания должны включать:

- определение осадок поверхности грунта и существующих конструкций;
- фиксацию параметров колебаний на всех технологических операциях с помощью сейсмоприемников, анализ динамического воздействия на грунты основания и окружающие конструкции;
- инструментальную регистрацию параметров технологических операций посредством измерительной аппаратуры, установленной на рабочем оборудовании;
- визуальный пооперационный контроль.

В случае, если технология не прошла апробации в аналогичных по отношению к рассматриваемой строительной площадке грунтовых условиях, в дополнение к изложенному выше целесообразно проводить оценку изменения напряженно-деформированного состояния массива грунта с помощью системы глубинных и поверхностных геодезических марок, инклинометров, марок для измерения послойных деформаций грунта, датчиков порового давления, мессдоз для определения вертикальных и горизонтальных напряжений.

По результатам технологических испытаний определяют радиусы безопасных зон работы механизмов, вносят коррективы в рабочую документацию и проект производства работ, в том числе в программу геотехнического мониторинга. Примеры технологических испытаний приведены ниже в главах 8 и 9.

Работа над составлением технологического регламента выполняется в два этапа:

- при разработке рабочего проекта;
- при разработке проекта производства работ.

На первом этапе регламент разрабатывают, исходя из требований нормативных документов и стандартов, на основе численного моделирования различных технологических ситуаций, а также накопленного опыта производства данного вида работ в сходных условиях. При отсутствии или недостатке такого опыта необходимо проведение технологических испытаний, по результатам которых может быть уточнен регламент. Основные позиции технологического регламента должны содержаться в проекте организации работ (ПОР), а в развернутом виде – в проекте производства работ (ППР).

Технологические испытания часто оказываются чрезвычайно полезными не только для отладки конкретной геотехнологии, но и для получения информации по поведению грунтов. Так натурные испытания технологии вертикального дренирования, проведенные на сооружениях защиты Санкт-Петербурга от наводнений в 1987-1991 гг. позволили выявить основные закономерности поведения слабых грунтов при нагружении (А.Г.Шашкин, 1998). Опытные испытания защитной подпорной стенки, выполненные в шпунте, монолитном железобетоне, позволили внести коррективы в конструкции этих стен на крупнейших знаковых объектах Петербурга (2006–2010 гг.) (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, 2008, 2010).

Здесь уместно отметить, что проведение экспериментов с новыми непроверенными геотехнологиями на реальных объектах в условиях плотной городской застройки, без их предварительной проверки на специальной опытной площадке – асоциально и, казалось бы, совершенно недопустимо. К сожалению, адаптация геотехнологий для инженерно-геологических условий того региона, где их планируется применить, остается сегодня весьма редким явлением. Подрядчики, экономя деньги, стремятся экспериментировать сразу на реальных объектах, на существующей застройке, фактически на жителях соседних домов. Сказанное в меньшей степени относится к технологии вдавливания свай, которая является наиболее исследованной. Однако оно полностью справедливо для современных западных геотехнологий по изготовлению свай в грунте, которые широко импортируются отечественными фирмами и применяются на объектах без надлежащего научного обоснования и высокопрофессионального сопровождения зарубежными или российскими геотехниками. К сожалению, города со сложными грунтовыми условиями несут при этом существенные потери. Это относится, в первую очередь, к Петербургу.

Дополнительные осадки зданий при реконструкции или строительстве новых примыкающих зданий складываются, как было показано в п. 2.1, в общем случае из шести составляющих, обусловленных статическими, гидрогеологическими и технологическими воздействиями,

каждое из которых может быть постоянным (действующим в течение всего периода существования объекта) или временным (имеющим место в период производства строительных работ).

Традиционно при проектировании основное внимание уделяется оценке составляющей осадки, связанной с постоянным статическим воздействием, а при необходимости – с постоянным гидрогеологическим воздействием.

Вероятно, поэтому доля этих факторов в структуре причин деформирования застройки относительно невелика (17% – см. фактор R3.2 на рис.1.1,*е*). Еще меньший процент (14%) приходится на долю постоянных технологических воздействий, проявляющихся в период эксплуатации (факторы R2.1 и R2.2 на рис.1.1,*е*). Это связано с тем, что осадки, обусловленные постоянным технологическим воздействием (динамическими нагрузками от работы оборудования и движения транспорта, влиянием высоких и низких температур, загрязнения), стремятся исключить с помощью соответствующих конструктивных экранирующих мероприятий: вибро-, тепло-, гидроизоляции, заглубления фундаментов ниже уровня сезонного промерзания и т.п. Расчетная оценка влияния подобных воздействий на осадки зданий требует привлечения специальных разделов механики грунтов (механики мерзлых и промерзающих грунтов, решения температурных задач, задач динамики, геобиологии и т.п.), что выходит за рамки настоящего исследования, ограниченного рассмотрением наиболее весомой составляющей в структуре причин развития деформаций существующей застройки.

Наиболее значимым слагаемым дополнительной осадки является временное технологическое воздействие на основание существующей застройки, связанное с реконструкцией и новым строительством в непосредственном примыкании к ней (39% – см. фактор R3.3 на рис 1.1, *е*).

При проектировании временных геотехнических сооружений (ограждений котлованов, их анкерных креплений, временных противофильтрационных завес) как показывает анализ проектов, проведенный петербургской городской экспертно-консультативной комиссией по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям, в большинстве случаев рассматривается только задача обеспечения устойчивости этих сооружений, проводятся расчеты по I группе предельных состояний. При этом проблема минимизации деформаций соседних зданий (расчет по II группе предельных состояний) оказывается вне поля зрения авторов проекта. В ряде случаев такая ситуация является следствием субъективных причин (недостаточного профессионализма проектировщиков). В то же время при оценке составляющей осадки, обусловленной собственно технологией ведения геотехнических работ,

возникают объективные трудности. Они заключаются в том, что до настоящего времени практически не существовало приемлемой расчетной методики оценки влияния геотехнологий на дополнительные осадки соседних зданий. К таким воздействиям можно отнести погружение готовых свай и шпунта, изготовление в грунте буровых свай, проходка микротоннелей на городской территории и т.п.

Сегодня раздел механики грунтов, рассматривающий эти вопросы – технологическая механика грунтов – находится еще в стадии становления. На международном уровне такое направление считается для ряда случаев приоритетным.

Характерной особенностью технологической механики грунтов является необходимость рассмотрения отклика грунта на воздействие, длительность которого может составлять: *секунды* (при вибропогружении и забивке свай и шпунта), *минуты* (при вдавливании свай и шпунта или изготовлении «вкручиваемых» и буровых свай), *часы* (при устройстве свай и стен в грунте под защитой тиксотропного раствора), *дни и месяцы* (при откопке траншей и котлованов). Было бы ошибочным, на наш взгляд, создавать узкоспециализированные феноменологические модели для каждого из этих воздействий. Целесообразно стремиться к созданию единой модели работы грунта, пригодной для рассмотрения всевозможных по длительности воздействий, причем не только временных – технологических или статических, но и постоянных статических.

Это интересное и важное направление, где имеется много нерешенных вопросов и открытых тем для исследований. Здесь можно получить реальную «новизну» и создать основы для инновационных технологий устройства фундаментов.

3

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЙ

3.1. Особенности устройства фундаментов старых зданий. Критерии необходимости усиления

Основная часть больших городов России застроена 3–6-этажными зданиями. В Москве и Петербурге число таких домов составляет 50%. До 1917 г. многие здания этих крупнейших городов России дважды надстраивались, причем без специальных работ по усилению оснований и фундаментов.

Вопросы использования резервов фундаментов и грунтов в их основании и сейчас актуальны, так как имеется реальная возможность реконструкции старинных зданий и сооружений, зданий массовой застройки при ее уплотнении в процессе реконструкции городов. В настоящее время строительство новых районов городов распространяется на земли, неблагоприятные для хозяйственной деятельности, на которых почти вдвое выше затраты на устройство оснований и фундаментов. В отдельных случаях в зону развития городов попадают морские территории, дно которых сложено значительной толщей слабых грунтов (Токио, Кобе в Японии, прибрежные города Западной Европы, Америки, да и сам Санкт-Петербург). При этом одной из важнейших задач является сохранение имеющихся в этой зоне старинных построек на берегу или островах заливов.

Реконструкция старых производств сдерживается рядом факторов, в том числе плохим техническим состоянием конструкций зданий, получивших серьезные деформации при неравномерных осадках фундаментов в период длительной эксплуатации. Интересен пример реконструкции лондонских мастерских при доках и набережных. В конструкциях их фундаментов обнаружены деревянные сваи IV в., забитые еще римскими легионерами и успешно функционирующие на протяжении 16 веков. Да и само слово *свая* в интернациональной транскрипции [pail] обозначает “копье легионера”. Еще в период Римской Империи в начале летоисчисления существовали военные инструкции по устройству фундаментов и, в частности, по забивке деревянных свай. В своих книгах по архитектуре всемирно известный

Витрувий уделяет много внимания подготовке свай к забивке. Рекомендованные им специальные пропитки и обжиг обеспечили многовековую сохранность свай. Уникальным примером долговечности и надежности деревянных свай являются фундаменты кафедрального собора в г. Страсбург (Франция). Большая часть фундаментов возведена здесь на сваях IV в. Находясь длительное время в воде, они сохранили свою прочность (рис. 3.1). Недавние обследования были связаны с понижением уровня подземных вод и опасениями, что в деревянных сваях может развиться процесс гниения.

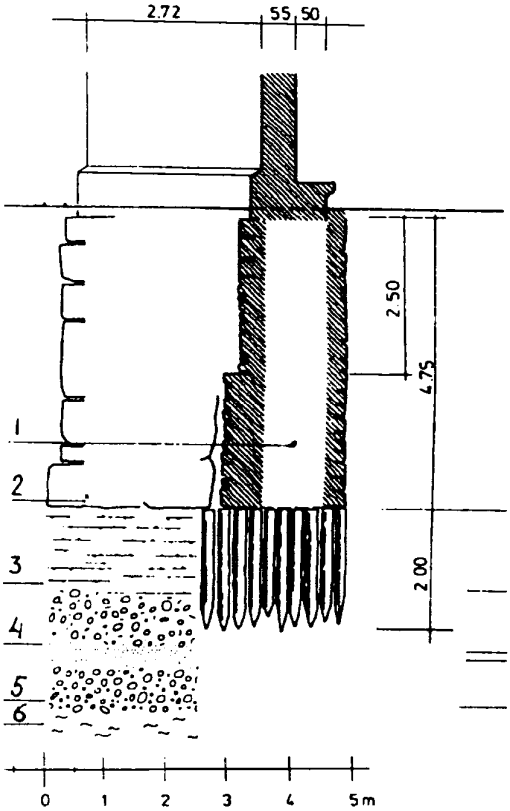


Рис. 3.1. Фундамент собора в Страсбурге (Франция) с использованием древнеримских свай: *1* – римский фундамент; *2* – фундамент XIX в.; *3* – глина; *4* – щебень, песок, гумус; *5* – щебень; *6* – подземная вода

Обследование культовых построек X-XII вв. в Старой Ладоге (северо-запад России) свидетельствует о достаточной прочности бутовой кладки фундаментов.

Неравномерные осадки старых зданий связаны либо с расструктур-

риванием грунтов основания, либо с гниением деревянных лежней, характерных для устройства старых фундаментов на толще слабых грунтов.

Как уже упоминалось ранее, основными нормативными документами дореволюционной России можно считать Строительное уложение Петра Великого (1710) и Новое строительное уложение (1820).

Согласно этим документам при устройстве бутовых фундаментов на слабых грунтах рекомендовалось использовать деревянные бревна, укладываемые ниже горизонта подземных вод. По этим бревнам выполнялась бутовая кладка на известковом (гидравлическом) растворе. Устраивались также фундаменты с укладкой бута прямо в открытые траншеи. Причем такая технология допускала укладку больших гранитных глыб диаметром до 800 мм. При обследовании таких фундаментов опасна даже традиционная откопка шурфов.

Так, при шурфовании в процессе обследования фундаментов гостевого флигеля в усадьбе Рябово Всеволожского района Ленинградской области вывалилась гранитная незакрепленная глыба диаметром 700 мм, что сразу же вызвало аварийную деформацию угла здания. Проблематично и усиление таких фундаментов с помощью традиционных технологических приемов, связанных с их откопкой, либо инъекцией.

Для кладки фундаментов капитальных зданий использовались в основном песчаник, известняк и реже - гранит, диабаз. Прочность таких бутовых камней вполне достаточна и до сих пор.

В качестве примера можно привести высокую прочность фундаментов под мосты и водоводы, возводимые в Европе, на Ближнем Востоке по проектам древнеримских архитекторов. Лабиринты фундаментов можно наблюдать в одном из древнейших городов мира - Иерихоне (Палестина). Исчезли надземные строения, а фундаменты сохранились и могут быть использованы и нести определенную нагрузку. Интересны строения на мededобывающих предприятиях, работавших за два тысячелетия до нашей эры в Египте. Все фундаменты из блоков прочных горных пород, тщательно подогнанных по размеру, сохранились до наших дней, чему в немалой степени способствовали климатические условия. Отсутствие знакопеременных сезонных температурных воздействий и соответственно явлений промерзания и оттаивания оснований благоприятствовало длительной консервации фундаментов в грунте. Глубокое сезонное промерзание грунтов приводит, как правило, к разрушению фундаментов. Крупные камни от древних строений ежегодно поднимаются силами морозного пучения и за счет накопления остаточного выпучивания с годами оказываются на поверхности. Такие явления можно наблюдать в Швеции, Норве-

гии, Дании, Финляндии и на севере России, где даже легкие деревянные и достаточно гибкие конструкции разрушаются из-за значительных неравномерных поднятий фундаментов силами морозного пучения.

Старые здания имели простейшие формы фундаментов: прямоугольные, пирамидальные, уступчатые. Преимущественно устраивались ленточные фундаменты, реже - столбчатые. Основанием зданий старой постройки служили естественные грунты. В старых городах (Москва, Новгород, Псков) многие строения возводились на насыпных грунтах, достигающих в отдельных местах 7 - 9 м.

На слабых грунтах при высоком уровне подземных вод применялись короткие либо относительно длинные деревянные сваи. Короткие сваи использовались еще в древнем Риме для уплотнения грунтов, а также в средневековой России (фундаменты Звонницы Московского Кремля, Успенского собора в г. Дмитрове, крепостных стен в Пскове и Новгороде). В Петербурге, как правило, применялись относительно длинные сваи - до 8 м. По сваям обычно устраивали деревянный ростверк, на котором возводили бутовую кладку фундамента. Характерным примером является фундамент Невской ограды Летнего сада (рис.3.2). Эффективность работы таких фундаментов связана с положением зеркала подземных вод. Повсеместное понижение этого уровня в больших городах приводит к гниению древесины и разрушению ростверков. Так, в Архангельске почти все исторически ценные здания имеют аварийные деформации из-за гниения голов свай. Аналогичные деформации отмечены в зданиях Петербурга.

Обследования большого количества зданий в различных регионах России, в Прибалтике и Финляндии, проведенные автором этой главы, а также анализ данных массового обследования зданий Петербурга, выполненного специализированными фирмами, свидетельствуют о следующем:

- разрушение фундаментов как конструкций происходит в основном из-за снижения прочности раствора кладки либо его выноса с водой;
- грунты под подошвой фундаментов за длительный период времени, как правило, спрессовались, однако, имеются локальные нарушения (причины рассмотрены ниже);
- нарушена противокапиллярная изоляция стен над обрезом фундамента в результате поднятия культурного слоя грунта;
- кладка непосредственно над обрезом фундамента разрушена (расструктурена) вследствие промерзания и оттаивания в увлажненном состоянии;
- нарушена старая глиняная изоляция стен подвала, как правило,

на участках ввода в подвал инженерных сетей;

- нарушена изоляция пола подвала.

Все перечисленные нарушения типичного бутового фундамента систематизированы на рис.3.3; в табл.3.1 указаны причины возникновения дефектов.

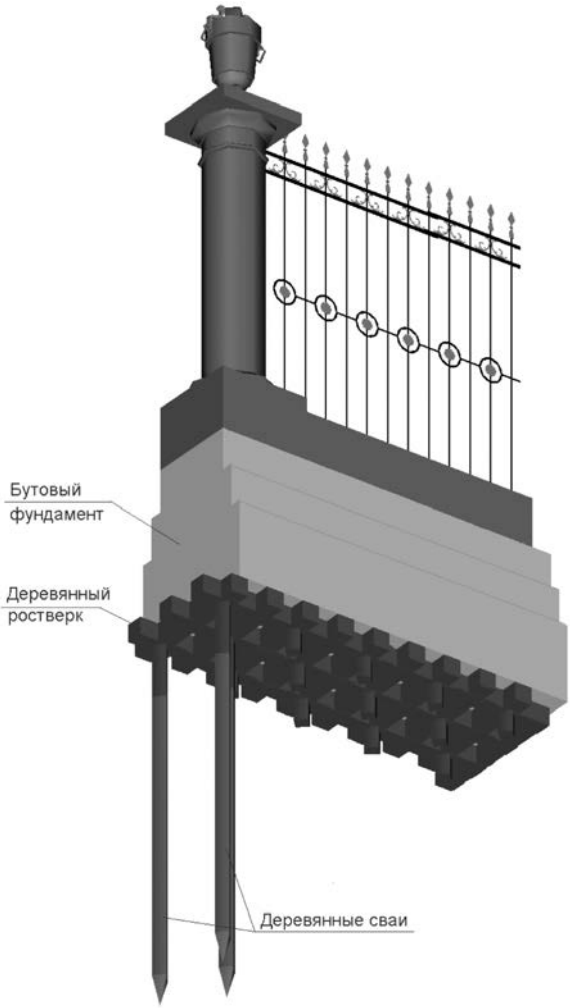


Рис. 3.2. Фрагмент Невской ограды Летнего сада

Поверочные расчеты показали, что фактические давления на грунты на уровне подошвы фундаментов в условиях Петербурга, как правило, выше значений расчетного сопротивления, принимаемых согласно российским нормам – СНиП2.02.01 «Основания зданий и со-

оружений» (рис.3.4). Наиболее нагруженными оказались внутренние продольные стены. Отметим, прежде всего, что этот СНиП предназначен преимущественно для нового строительства. Во всех имеющихся нормативных документах мира и методических разработках не учитываются длительное уплотнение грунтов в основании и изменение их свойств за счет многочисленных факторов, рассмотренных ниже. Анализ данных расчетов, выполненных С. Н. Сотниковым (1987) для зданий Петербурга, показал, что абсолютные величины осадок фундаментов на характерных слабых грунтах связаны с высотой старых зданий. Осадки колеблются в пределах 3–20 см (при высоте зданий от 3 до 6 этажей). Эти величины можно считать приемлемыми, так как в ряде случаев многоэтажные новые здания имеют аналогичные или большие осадки. Результаты расчетов подтверждают существующие представления о значительных осадках зданий на слабых водонасыщенных грунтах Петербурга. Об этом свидетельствуют и данные длительных геодезических наблюдений (на отдельных зданиях имеются геодезические знаки 1872 г.).

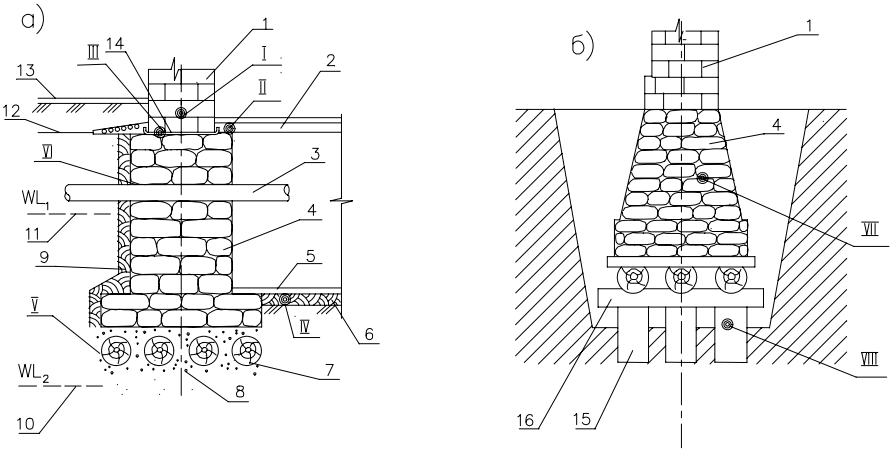


Рис. 3.3. Традиционные конструкции фундаментов старых зданий с характерными дефектами (I – VIII (см. табл. 3.10)):
а – бутовый фундамент на естественном основании; *б* – фундамент на сваях; *1* – кирпичная кладка стены; *2* – надподвальное перекрытие; *3* – труба, пропущенная через фундамент; *4* – бутовая кладка на растворе; *5* – пол подвала; *6* – гидроизоляция пола; *7* – деревянные лежни; *8* – каменная забутовка; *9* – гидроизоляция фундамента; *10* – горизонт подземных вод на момент реконструкции; *11* – то же на момент строительства; *12* – старая планировочная отметка; *13* – новая планировочная отметка с поднятием культурного слоя; *14* – старая противокапиллярная гидроизоляция; 15 – деревянные сваи; 16 – деревянный ростверк

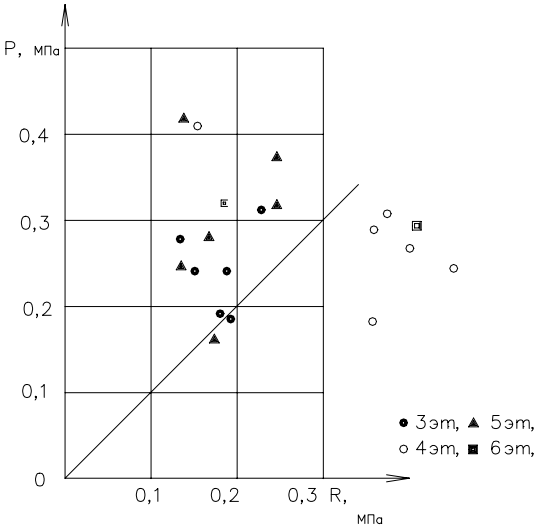


Рис. 3.4. Сопоставление фактических давлений по подошве фундаментов реконструируемых зданий *P* с расчетным сопротивлением грунта основания *R*

Таблица 3.1

Дефекты фундаментов старых зданий и причины их возникновения

Позиция на рис. 3.3	Вид дефекта	Причины его возникновения
I	Расструктуривание кирпичной кладки над обрезом фундамента	Ежегодное промерзание и оттаивание увлажненной кирпичной кладки. Увлажнение кладки над обрезом за счет поднятия культурного слоя
II	Коррозия металлических или гниение деревянных балок надподвального перекрытия	Повышенная влажность в подвалах, отсутствие вентиляции, нарушение гидроизоляции стен и полов
III	Разрушение противокапиллярной изоляции кирпичных стен	Старение материала, хрупкость старой гидроизоляции
IV	Нарушение гидроизоляции пола подвала	Механическое повреждение при откопке траншей, пробивке отверстий в полу
V	Гниение деревянных лежней	Понижение уровня подземных вод либо повышение температуры воды за счет утечек из теплосети
VI	Нарушение гидроизоляции стены в местах прокладки коммуникаций	Плохая заделка мест ввода коммуникаций, разрушение старого гидроизоляционного слоя
VII	Разрушение раствора в швах кладки	Агрессивность подземных вод зоны аэрации. Снижение прочности раствора со временем, выщелачивание раствора
VIII	Гниение голов деревянных свай	Понижение горизонта подземных вод, повышение температуры воды, грибковые поражения древесины

Значения абсолютных осадок S, как правило, близки или превышают величины предельно допустимой осадки S_u для зданий данного типа. Соотношение S/S_u для 23 характерных зданий приведено на рис. 3.5.

Наряду с примерами удачных надстроек в конце XIX – начале XX в. имеются случаи, когда надстройки старых зданий приводили к аварийным обрушениям конструкций.

Чтобы оценить специфику реконструкции зданий на слабых грунтах, проанализируем данные П.А. Коновалова (1989), относящиеся к сравнительно более благоприятным в строительном отношении грунтовым условиям. Рассмотрим отношение среднего давления на уровне подошвы фундаментов реконструируемых зданий в Москве (P) к расчетному сопротивлению грунтов основания (R).

Как видно из данных, приведенных в табл.3.2, относительно хорошие грунты в основании многих зданий Москвы используются недостаточно эффективно и нагрузки на них могут быть значительно повышены. Лишь у 8,3% зданий отношение P/R составило >1,0. Материалы наблюдений за осадками жилых зданий в Москве показывают, что фактические осадки составляют обычно 15–20% от расчетных и только в отдельных случаях достигают 70–80% последних.

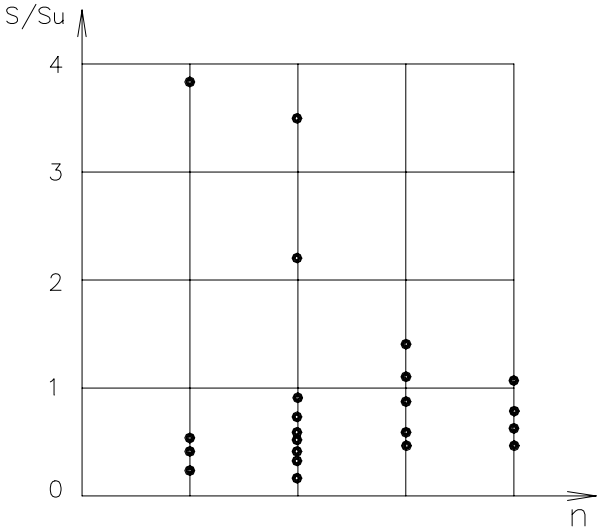


Рис. 3.5. Отношение фактической осадки к предельной при различной этажности зданий (n – число этажей)

Таблица 3.2

Анализ возможности увеличения нагрузок по подошве фундаментов (по П.А. Коновалову)

P /*R*	0,2-0,3	0,31-0,4	0,41-0,5	0,51-0,6	0,61-0,7	0,71-0,8	0,81-1,0	Более 1,0
Процент зданий в Москве	5,3	9,8	15,1	21,5	18,9	15,1	6	8,3

Увеличение нагрузок на здания в Москве без усиления фундаментов лишь в одном случае вызвало осадку 2,8 см, а в остальных случаях величина прироста осадок не превышала 1,8–2,2 см при средней 0,9 см. Аналогичные минимальные дополнительные осадки при надстройке зафиксированы Мосгоргеотрестом при наблюдении за 50 жилыми зданиями постройки после 1917 г.

Существенно иное соотношение *P*/*R* (см. рис. 3.4) имеет место при реконструкции зданий на слабых грунтах. Слабые грунты Петербурга, Архангельска, Риги специфичны, и реконструкция на них, связанная с увеличением нагрузки на существующие фундаменты, сложнее, чем в городах с относительно хорошими грунтами. Здесь во многих случаях не обойтись без специальных мер по усилению фундаментов, а в ряде случаев - и надземных конструкций.

Однако опыт реконструкции и надстройки зданий в Москве, Петербурге, Нижнем Новгороде, Куйбышеве и других городах свидетельствует, что передача дополнительных нагрузок на фундаменты и грунты основания возможна, если учтены особенности грунтов, сформировавшихся вследствие длительного уплотнения под нагрузкой.

Во всех случаях работы по усилению оснований и фундаментов должны быть сведены до минимума. К ним обычно прибегают, когда все меры по усилению надземных конструкций исчерпаны. Это связано со значительной трудоемкостью работ по усилению оснований и фундаментов по традиционным технологиям.

Рассмотрим историю становления современных норм с точки зрения потребностей реконструкции. С конца 30-х гг. нормирование давлений на грунты оснований производилось в соответствии с «Нормами проектирования естественных оснований промышленных и гражданских зданий» (ОСТ 9004-38). Предельное увеличение нагрузки, при котором можно обойтись без специальных работ по усилению оснований и фундаментов определялось по ряду условий:

- давление на уровне подошвы фундаментов после надстройки не превышает допустимые значения по ОСТ;
- толщина однородного грунтового слоя в основании здания или сооружения достаточно велика;

- грунты основания не размываются грунтовыми или другими водами;
- сжимаемость оснований невелика.

Фактическое давление на грунты основания после увеличения нагрузки в процессе реконструкции (надстройки) не должно было превышать «допустимое» давление с повышающим коэффициентом k, равным 1,1–1,5 в зависимости от вида грунта. Если это условие не соблюдалось, требовалось усиление оснований и фундаментов.

В 1941 г. вышли «Указания по проектированию и строительству фундаментов на естественном основании в условиях военного времени» (У21-41). В них отмечалось: «...если в конструкциях здания или сооружения нет трещин от предшествующих неравномерных осадок, допускаемое давление для всех видов реконструкции можно повышать на 40%». Это, конечно, значительный риск, особенно для толщи слабых грунтов, залегающих в основании.

В начале 40-х гг. при Ленгорисполкоме работала специальная комиссия по изучению возможности повышения фактических давлений на грунты основания в зависимости от срока эксплуатации сооружения. В заключении работы комиссии отмечено, что можно увеличить нагрузки для глинистых грунтов на 20–30%, для среднезернистых песчаных – на 40–60% и крупнозернистых песков – на 100%.

Такая практика назначения критериев для увеличения нагрузки на фундаменты оказалась в ряде случаев просто опасной. Назначенные комиссией давления под подошвой фундамента не имели должного обоснования. Наблюдались случаи развития значительных деформаций уже после увеличения нагрузки на 20–40% и «создавалась угроза зданию в целом и его части» (С.А.Андреев, 1944).

Ряд аварийных ситуаций дал повод к более осторожному отношению к составлению рекомендаций, в том числе к вопросу об усилении оснований и фундаментов. В ведомственных «Технических указаниях проектирования капитального восстановления и строительства новых мостов и труб» (ТУМП-47), изданных в 1948 г., разрешалось при использовании старых фундаментов, прослуживших без дефектов более 20 лет, повышать давление на грунт с учетом его уплотнения только на 25% .

Согласно нормам 1949 г. (НиТУ 6-48) допускаемые давления «могут быть повышены против действующих в соответствии с тем состоянием плотности и влажности грунтов под фундаментами, а также состоянием конструкций сооружения, которые были выявлены при освидетельствовании». Эти требования были весьма общи, и не имели пояснений, до каких пределов можно повышать нагрузку в процессе реконструкции без специальных мер по усилению фундаментов.

В НиТУ 127-55 и СНиП II Б.1-62 повышение давления на основание при надстройках было ограничено без всяких обоснований величиной 20%. В действующем СНиП 2.02.01 вообще отсутствуют разделы, регламентирующие повышение нагрузки на фундаменты для целей реконструкции. Фактически нет такой регламентации и в СП, подготовленных НИИОСП в 2010 г. Авторы настоящей работы были рецензентами СП от Минрегионразвития, ответственного за нормирование строительной деятельности в России.

Таким образом, используя официальные нормативные документы, нельзя установить предел, превышение которого требует использования специальных технологических приемов по усилению оснований и фундаментов. Однако эти документы представляют несомненный интерес, так как согласно их рекомендациям надстроено большое количество зданий с усилением и без усиления фундаментов. Надстройки выполнялись фактически интуитивно, а технологические приемы усиления назначались без должного расчетного обоснования. В силу этого технологии реконструкции фундаментов не учитывали фактически сформировавшегося напряженно-деформированного состояния грунтов основания (А.Г.Ройтман, Н.Г.Смоленская, 1978).

Отметим, что ряд авторов и отдельные институты предложили достаточно интересные, хотя и спорные инженерные приемы. Предлагалось вводить к нормируемому значению расчетного сопротивления грунта основания коэффициенты, учитывающие уплотнение грунтов в процессе эксплуатации зданий. Согласно одному из предложений вводился коэффициент m, зависящий от степени реализации величины расчетного сопротивления R, который должен был учесть улучшение прочностных и деформационных характеристик грунта в процессе длительной эксплуатации.

$$R_{\text{упл}} = m\,R_7\,, \tag{3.1}$$

где $m = f\,(p_0/R_7)$; R_7 –величина расчетного сопротивления, определяемая по формуле (7) СНиП 2.02.01 без учета уплотненности грунтов; p_0 – фактическое давление на грунты основания на момент планируемой реконструкции (до надстройки).

Рекомендуемые при таком подходе значения коэффициента m приведены в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Значения коэффициента *m*

p_0/R_7	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
m	1,5	1,45	1,4	1,35	1,3	1,25	1,2	1,15	1,10	1,05

Предполагалось, что усиление оснований и фундаментов не потребуется, если будет соблюдаться условие

$$p \leq R_{упл},$$

где p – фактическое давление на грунт на уровне подошвы существующего фундамента после выполнения всех реконструкционных мероприятий.

Если использовать подобную методику для реконструкции зданий на характерных грунтах Петербурга, то во всех случаях коэффициент m будет равен 1,5. Это явление объяснялось тем, что фактическое давление в основании зданий Петербурга равно или превышает значение расчетного сопротивления грунтов основания (см. рис.3.4).

В наиболее обоснованных разработках Академии коммунального хозяйства (АКХ) была сделана попытка учесть степень реализации осадки за период эксплуатации здания на момент реконструкции. Для определения значения расчетного сопротивления грунта с учетом уплотнения $R_{упл}$, помимо коэффициента $m = f(p_0/R_7)$, вводится коэффициент $k=f\ (S_R/S_u)$ (табл. 3.4, 3.5), зависящий от отношения величины расчетной осадки при давлении, равном расчетному сопротивлению R_7, к предельной средней осадке, регламентируемой Приложением к СНиП 2.02.01.

Таблица 3.4

Значения коэффициента *m*

Отношение p_0/R_7 x 100%		
Более 80%	80 - 70%	Менее 70%
1,3	1,15	1,0

Таблица 3.5

Значения коэффициента *k*

Грунты основания независимо от влажности, плотности)	$(S_R/S_u) \times 100\%$	
	20%	70%
Пески крупные и средние	1,4	1,0
То же мелкие	1,2	1,0
То же пылеватые	1,1	1,0
Связные грунты	1,2	1,0

Методические указания АКХ распространялись на все регионы страны и достаточно формализованно подходили к сложным вопросам реконструкции с увеличением нагрузок на существующие фундаменты и, соответственно, на грунты основания. Эти указания могут быть

успешно использованы в регионах с достаточно хорошими грунтами (в Москве, Саратове, Нижнем Новгороде и др.), где 90% зданий имеют отношение S_R/S_u в диапазоне 0,2 – 0,4. Ранее выполненный анализ и многочисленные наблюдения для условий Петербурга показывают, что фактические осадки близки к предельным либо превышают их. Таким образом, почти во всех случаях коэффициент k будет равен 1, а коэффициент m почти всегда однозначен и равен 1,3.

Рассмотренная методика лишь косвенно учитывает соотношение осадок для введения дополнительного коэффициента. Эта методика не выполняет основополагающих требований современных норм и стандартов, связанных с необходимостью расчета по второму и первому предельным состояниям (по деформации и устойчивости).

Требования довольно прогрессивных немецких норм DIN и европейских единых норм (EUROCODE), допускают всевозможные перестройки в процессе реконструкции при условии, что деформации после выполнения работ не превысят предельных значений. Однако предельные значения фактически не регламентируются, а определяются в процессе проектирования в зависимости от состояния здания.

Проведенный анализ практики проектирования и поверочных расчетов оснований реконструируемых зданий показал следующее. Расчетное сопротивление назначалось без учета фактической ширины и глубины заложения фундамента. Разница рекомендуемых в технических заключениях величин расчетных сопротивлений для одних и тех же случаев достигала 300% из-за различных сочетаний произвольно назначаемых значений расчетного сопротивления и повышающих коэффициентов.

Таким образом, в ряде случаев рекомендовались и проектировались дорогостоящие усиления со сложными технологиями без должного обоснования. Последующие заключения допускали надстройки этих же зданий вообще без усиления фундаментов. Объективных критериев в обоих случаях не было – заказчик, не имея должной квалификации, решал столь сложные реконструкционные задачи по своему усмотрению, по принципу «что нам выгодней сегодня».

Применительно к слабым водонасыщенным грунтам Петербурга специализированный трест ГРИИ по результатам объемных инженерно-геологических изысканий зачастую назначал величину расчетного сопротивления R, заимствованную из табл. 2 прил. 3 СНиП 2.02.01. Это значение являлось исходным почти для всех дальнейших преобразований с введением повышающих коэффициентов.

Так, например, в центральной части Петербурга характерными грунтами, залегающими в зоне устройства фундаментов, являются пески и супеси пылеватые, насыщенные водой, средней плотности.

Согласно СНиП значения расчетного сопротивления R_0 находятся в диапазоне 100 - 250 кПа. Как отмечалось ранее, фактическое давление в целом ряде случаев в 1,5 – 2 раза превышает полученное значение расчетного сопротивления, что вносило неопределенность в геотехнические расчеты, связанные с прогнозом поведения здания в послереконструкционный период. Таким образом, поверочные расчеты велись приближенно и мало отражали физическую суть процесса. Полученные результаты зависили от квалификации и интуиции эксперта.

Для обоснованного решения вопросов о необходимости усиления фундаментов и выбора соответствующих технологий автором данной главы в начале 1990-х годов был предложен следующий подход, ставший сегодня общепринятым:

1. В процессе обследования состояния грунтов в основании изучают большой массив грунта ниже подошвы фундамента в пределах сжимаемой толщи с использованием специальных полевых экспресс-методов (in situ).

2. По специально разработанной методике оценивают напряженно-деформированное состояние грунта основания.

3. На основании серии геотехнических расчетов устанавливают возможные деформации здания после выполнения всех реконструкционных мероприятий и оценивают предельное сопротивление грунтов основания.

4. Моделируют различные варианты технологических приемов усиления оснований и фундаментов по специально разработанной методике.

5. Выбирают наиболее приемлемую технологию усиления, позволяющую выполнить все геотехнические расчетные требования по предельным состояниям и, соответственно, исключить все неблагоприятные последствия реконструкции любой сложности в различных грунтовых условиях.

Для регламентации осадок реконструируемых зданий имеются интересные разработки С. Н. Сотникова (1986), сотрудников ВНИИГС, обобщенные в специальных таблицах, которые включены в текст ТСН50-302-2004. Используя эти таблицы, можно оптимизировать варианты усиления оснований и фундаментов, определяя расчетным путем деформации фундаментов при их реконструкции с применением различных технологических приемов.

3.2. Учет изменения свойств грунтов под подошвой фундаментов в процессе эксплуатации зданий

3.2.1. Увеличение плотности, изменение влажности грунтов

В процессе уплотнения грунтов под нагрузкой изменяются основные прочностные и деформационные характеристики. Это связано, в частности, с изменением напряженного состояния грунта, плотности, влажности, а также со сложными физико-химическими процессами, происходящими в грунте. Многими исследователями установлено, что в основаниях существующих зданий и сооружений, как правило, уменьшается коэффициент пористости (упрочняется грунт), увеличивается значение модуля деформации, изменяется естественная влажность грунта в пределах площадки застройки. Исследования М. Г. Ефремова, П. А. Коновалова (1980), В. В. Михеева, А. Т. Ройтмана (1970) свидетельствуют о том, что большое влияние на характер изменения прочностных свойств грунта оказывает процесс уплотнения либо разуплотнения в зависимости от реконструкционной ситуации.

Изменение свойств грунтов под нагрузкой выражается прежде всего в увеличении плотности. При действующих в основании давлениях в диапазоне 0,15 – 0,3 МПа это увеличение может достигать 5 – 15% от начальной плотности. По данным П. А. Коновалова (1989), при нагрузках от 0,3 до 1 МПа плотность увеличивается на 10 - 25%. Величина изменения плотности зависит, в частности, от начальной плотности, гранулометрического состава, типа грунта, величины уплотняющего давления, времени действия нагрузки и пр.

Установлено, что основное уплотнение происходит в зависимости от уплотняющего давления на глубине до 0,5 – 1 ширины подошвы. П. И. Дранишников (1985) установил, что при давлении p = 0,22 МПа для суглинков и мелких песков изменение коэффициента пористости составляет 6 – 26% на уровне подошвы и 3 – 18% - на глубине $z = 0{,}5b$ (табл. 3.6).

Фактически глубина сжимаемой толщи при p = 0,07 МПа равнялась $0{,}8b$, при p = 0,11 МПа – $1{,}4b$.

На основе анализа результатов многочисленных исследований установлено, что уплотнение грунтов, которое может быть учтено в расчетах для дальнейшей реконструкции, в основании существующих фундаментов распространяется на глубинах ($1{,}75 – 2b$) от подошвы. Наиболее интенсивное уплотнение происходит в зоне ($0{,}5 – 1{,}0b$).

Таблица 3.6

Изменение коэффициента пористости по глубине

Глубина зоны	Коэффициент пористости, %					
	Номер опыта					
	1	2	3	4	5	6
$z = 0$	6	14	26	-	18	16
$z_1 = 0{,}5\ b$	11	12	18	8	3,5	3,0
$z_2 = b$	3	4	35	0	0	0

В литературе последних лет приводится большой экспериментальный материал о размерах сжимаемой зоны, распределениях вертикальных и горизонтальных напряжений по глубине под штампом, опытными фундаментами и фундаментами реальных зданий и сооружений. Не вдаваясь в анализ этих материалов, что является темой самостоятельных исследований, отметим лишь следующий момент, важный для практики реконструкции. Во многих случаях фактическая зона уплотнения по глубине меньше рассчитанной по имеющимся нормативам в 1,5 и более раз.

Анализируя имеющиеся данные, можно отметить следующее:

- глубина сжимаемой толщи и ширина зоны уплотнения изменяются пропорционально изменению давления;
- глубина сжимаемой толщи уменьшается с повышением модуля общей деформации грунта и увеличением глубины заложения подошвы фундамента;
- ширина зоны деформируемого грунта растет с увеличением площади фундамента.

Таким образом, в процессе длительного уплотнения грунтов основания возникают зоны, параметры которых зависят от типа грунта, величины уплотняющего давления, характера изменения этого давления за период эксплуатации, начальной плотности грунта и пр.

Для иллюстрации изменения коэффициента пористости можно привести данные по одному из объектов, обследованных автором главы в Петербурге (ул.Седова, д. 55). Как видно из рис.3.6, непосредственно под подошвой коэффициент пористости грунта несколько меньше, чем на некотором расстоянии от фундамента (в данном случае на расстоянии 3 b = 3,6 м). Ниже будут приведены примеры более подробного определения физико-механических характеристик в основании фундаментов реконструируемых зданий. Отметим, что отбор монолитов можно довольно успешно проводить в пылевато-глинистых грунтах (суглинках, глинах). Осложнен процесс отбора образцов ненарушенной структуры в супесях пластичных водонасыщен-

ных и почти невозможен в песках пылеватых водонасыщенных. Здесь нужны специальные методики и приемы, преимущественно с использованием полевых методов испытания in situ.

Исследования многих авторов показывают, что за период строительства и последующей эксплуатации зданий увеличивается влажность на пятне застройки. Это увеличение более определенно проявляется для связных грунтов. Так, по данным А. Г. Ройтмана (1970), П. А. Коновалова (1980,1989), в среднем для пылевато-глинистых грунтов зафиксировано увеличение влажности на 13%. Из анализа многочисленных наблюдений был сделан вывод, что изменение влажности не зависит от давления и наиболее интенсивно происходит в первый период эксплуатации здания (20 – 30 лет).

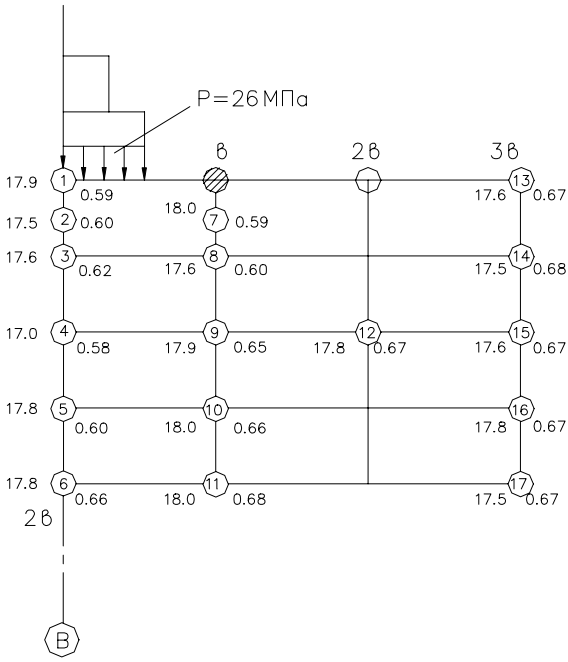


Рис. 3.6. Изменение коэффициента пористости е и удельного веса γ под фундаментом здания по ул. Седова, 55 в Петербурге

Отмечается, что такое увеличение влажности для глинистых грунтов не влияет на устойчивость зданий. В табл. 3.7 приводятся данные по изменению влажности грунта в основании домов с разными сроками эксплуатации. Таблица дополнена данными, полученными автором этой главы в процессе обследований, проведенных в Петербурге на пылевато-глинистых грунтах. Как видно из табл. 3.7, увеличение влажности, в основном, достигает значительных величин. В ря-

де случаев твердые грунты переходят в пластическое состояние. Нельзя согласиться с утверждением, что увеличение влажности не влияет на изменение несущей способности грунтов основания. В качестве примера можно привести аварийно-деформированное здание по пр. Стачек,152 (см. табл. 3.7). Здесь с увеличением влажности суглинки фактически перешли в текучепластичное состояние. По данным изысканий, до строительства и в период обследования грунты около здания классифицировались как тугопластичные. Причиной обрушения заселенного жилого дома в феврале 1989 г. является целый комплекс факторов, анализ которых будет дан ниже. Но наглядно установлено, что такой фактор, как увеличение влажности, привел к снижению несущей способности грунтов основания. Фактически при обследовании в июле 1988 г. (за 6 месяцев до аварии) не было зафиксировано уплотненной зоны под фундаментом. Прогнозы деформаций были неблагоприятными, но предложенное расселение не было реализовано.

Таблица 3.7

Изменение влажности в глинистых грунтах

Срок эксплуатации здания и его адрес	Естественная влажность		
	в естественном состоянии	под подошвой фундамента	изменение, %
Москва			
5 – 20 лет, Татарский пр., 3	8,6	9,8	+13,9
20 – 50 лет, Ольховская ул., 25	12	13	+ 8,5
Более 50 лет, Владковский пр., 18	8,1	13	+ 60
Владковский пр., 12	8	12	+50
Санкт-Петербург			
5 - 20 лет, Октябрьская наб., 112	12	20	+66
20 - 50 лет, пр. Стачек, 152	22	40	+81
Более 50 лет, Ломаная ул.,10	19	24	+26

Увеличение влажности может произойти по целому ряду причин. Известно, что угол внутреннего трения φ и сцепление *c* пылевато-глинистого грунта с увеличением влажности уменьшаются; снижается общее сопротивление грунта сдвигу. Н. Я. Денисов (1972) отмечает, что увеличение влажности способствует разрушению некоторых структурных связей между частицами грунта. Согласно данным М. Н. Гольдштейна (1979) вследствие значительного удельного давле-

ния в точках контакта жестких песчаных частиц, раздавливающего пленку рыхлосвязанной воды, последняя "не играет сколь-нибудь существенной роли в механических свойствах песка". А. Я. Шведовым и В. Н. Буряковым (1981) установлено, что при увеличении влажности значительно повышается деформативность песка.

Таким образом, за период эксплуатации грунты в основании фундаментов испытывают внешние техногенные воздействия, что приводит к изменению их плотности и структуры. Это является причиной формирования со временем основания, обладающего определенными свойствами, отличными от свойств аналогичных грунтов в их естественном сложении. Как правило, наблюдается область локального уплотнения-упрочнения грунта, которая внутренне тоже неоднородна. Образование зон уплотнения-упрочнения происходит вследствие двух основных процессов, протекающих в водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах под воздействием нагрузки: фильтрационной консолидации и ползучести грунтов основания. Этим проблемам посвящены многочисленные исследования, а также гл. 4 настоящей книги.

Можно выделить ряд характерных особенностей процесса формирования уплотненной зоны оснований эксплуатируемых зданий:

- постепенное возрастание давления под подошвой фундамента при возведении здания, что ведет к изменению напряженного состояния основания, нарушению имеющихся структурных связей и уплотнению некоторого объема грунта;
- уплотнение грунта при постоянной нагрузке в послепостроечный период, дальнейшее нарастание деформаций грунта и стабилизация осадок через какой-то интервал времени;
- многолетнее обжатие стабилизированного основания.

При внесении каких-либо изменений (увеличении или снятии нагрузки, усилении фундаментов, искусственном улучшении свойств грунтов основания) формируется новая структура, новые зоны уплотнения-упрочнения. Это явилось предметом специальных исследований, важных для геотехнического прогноза поведения зданий после реконструкции.

Анализируя работы, выполненные в ЛИСИ Б. И. Далматовым, С. Н. Сотниковым, Е. С. Утеновым (1981), можно установить зависимость главных размеров зоны деформации – глубины H_a и ширины b_a от ширины фундамента и структурной прочности грунта (рис.3.7). Для квадратных и круглых в плане фундаментов размеры зоны уплотнения рекомендуется определять по зависимостям:

$$H_a = \left(0{,}396 + \frac{0{,}046\alpha}{p_{\text{стр}}}\right)b; \qquad (3.2)$$

$$b_a = \left(0{,}813 + \frac{0{,}052\alpha}{p_{\text{стр}}}\right)b; \qquad (3.3)$$

где $p_{\text{стр}} = \dfrac{2c\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$, $\alpha = 1$ МПа - коэффициент размерности.

Для ленточных фундаментов размеры зоны уплотнения определяют путем построения изобар нормальных напряжений и сравнения их со структурной прочностью.

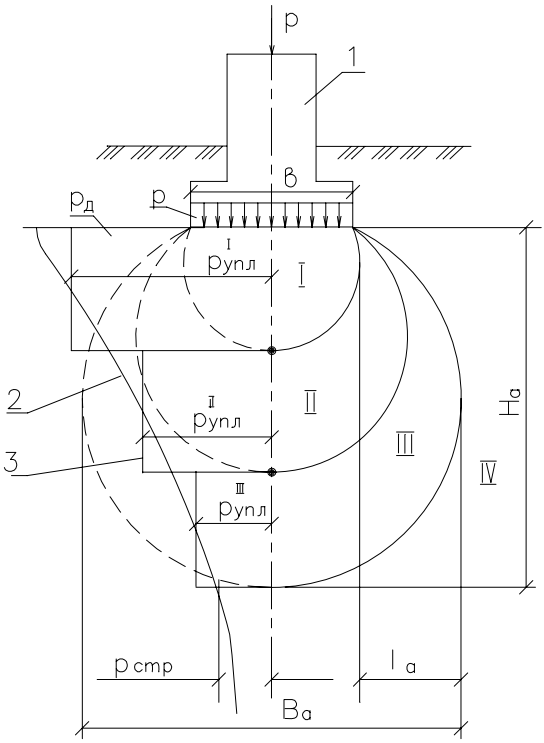


Рис.3.7. Расчетная схема к определению осадки основания при увеличении нагрузки: *1* – фундамент; *2* – теоретическая эпюра уплотняющего давления; *3* – принятая эпюра; *I*, *II*, *III* – неодинаково уплотненные объемы грунта в основании фундамента; *IV* – область основания из грунта природного сложения

Анализируя зависимости (3.2) и (3.3), полученные Е. С. Утеновым (1980) на основе данных штамповых испытаний, можно отметить, что зона уплотнения будет иметь вид, близкий к окружности. По данным исследования размеров зон уплотнения грунтов методом пространственного анализа натурных данных, выполненного А. Г. Ройтманом

(1970) для суглинков тугопластичных, установлено, что эти зоны по форме ближе всего к эллипсу. При этом больший диаметр соответствует ширине, меньший – глубине развития зоны.

Таким образом, в порядке первого приближения теоретически можно оценить зоны уплотнения, что особенно важно для оценки технологичности и эффективности различных способов усиления фундаментов. В ряде случаев вполне приемлемыми могут оказаться варианты уширения подошвы фундаментов. В других случаях более эффективны технологические приемы, связанные с улучшением свойств грунтов в основании, и т.п.

Анализируемые данные крайне необходимы при использовании современных технологий, позволяющих целенаправленно формировать уплотненные и закрепленные зоны под фундаментом.

В результате действия нагрузок на массив грунта последний (при отсутствии неблагоприятных ситуаций) упрочняется в локальной зоне под подошвой фундамента (штампа). Многие исследователи показывают, что при этом увеличиваются сцепление (зацепление) *c* и угол внутреннего трения φ. А. И. Орнатский (1962), П. А. Коновалов (1980), Б. И. Далматов, Е. С. Утенов (1981) отмечали увеличение сцепления в глинистых грунтах в 2 – 4 раза; возрастает и зацепление песчаных грунтов, но незначительно, что видно из данных табл. 3.8.

Таблица 3.8

Изменение прочностных характеристик грунтов

Грунты	Номер опыта											
	1		2		3		4		5		6	
	φ°	*c*, МПа	φ°	*c*, МПа	φ°	*c*, МПа	φ°	*c*, МПа	φ°	*c*, МПа	φ°	*c*, МПа
В естественном состоянии	18	0,001	24	0,001	25	0,007	23	0,020	24	0,008	24	0,016
Под подошвой	20	0,004	25	0,012	25	0,031	23	0,024	23	0,025	27	0,025

А. Г. Ройтман в условиях Москвы наблюдал увеличение сцепления суглинков с начальным коэффициентом пористости 0,48 - 0,52 и *c* = 0,01 МПа при давлении 0,75 МПа в 2 раза; при давлении 0,25 МПа – в 5 раз. При этом угол внутреннего трения для тугопластичных суглинков при изменении давления и с течением времени не изменялся.

Вследствие увеличения значений прочностных характеристик воз-

растает и расчетное сопротивление. По данным П. А. Коновалова (1980) и Е. А. Сорочана (1976), такое увеличение для глинистых грунтов составило 56%, для песчаных – 44%.

Представляется, что такой подход к установлению значения расчетного сопротивления с учетом уплотнения грунтов в процессе эксплуатации ($R_{упл}$) более обоснован. Порядок определения $R_{упл}$ может быть следующим:

- в процессе обследования устанавливают фактические значения угла внутреннего трения с учетом опрессовки грунтов $\varphi_{упл}$ и сцепления $c_{упл}$;
- полученные значения являются основой для установления $R_{упл}$.

Несомненную сложность представляет методика определения основных прочностных характеристик непосредственно под фундаментами. Поэтому для поверочных расчетов используют различные приемы, позволяющие уточнять необходимые для расчета данные. Интересен анализ изменения свойств грунтов основания во времени для различных сооружений со сроком эксплуатации 100 и более лет в разных регионах страны. Установлено, что в процессе эксплуатации давление по подошве фундамента p_t увеличивается в 2,1–2,7 раза по сравнению с начальным давлением по окончании строительства – p_0.

На основании натурных и лабораторных испытаний Ю.Н. Дворкиным (1985) была предложена интересная методика получения значений φ и c песчаных грунтов для прогнозируемого момента времени. Закономерности изменения во времени прочностных характеристик приведены на рис. 3.8. По найденным корреляционным зависимостям составлены эмпирические формулы для определения значений φ_t и c_t:

для песков средней крупности

$$\varphi_t = \varphi_o + 0{,}0614\, t\,,$$

$$c_t = c_o + 0{,}000372\, t\,; \qquad (3.4)$$

для мелких песков

$$\varphi_t = \varphi_o + 0{,}0369\, t\,,$$

$$c_t = c_o + 0{,}000490\, t; \qquad (3.5)$$

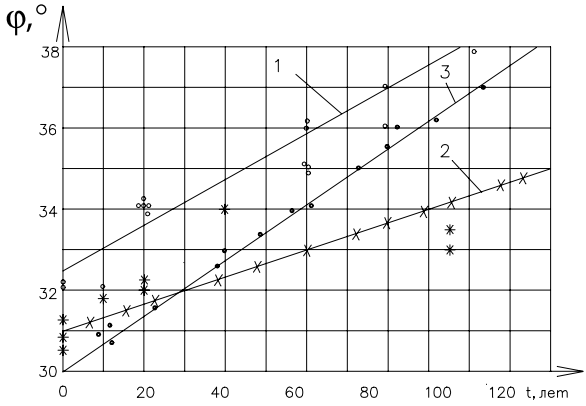
для песков пылеватых

$$\varphi_t = \varphi_o + 0{,}0668\, t\,,$$

$$c_t = c_o + 0{,}00109\, t, \qquad (3.6)$$

где φ_t и c_t – углы внутреннего трения соответственно до момента загружения и за время t; c_0 и c_t – удельное сцепление до загружения и за время t.

а



б

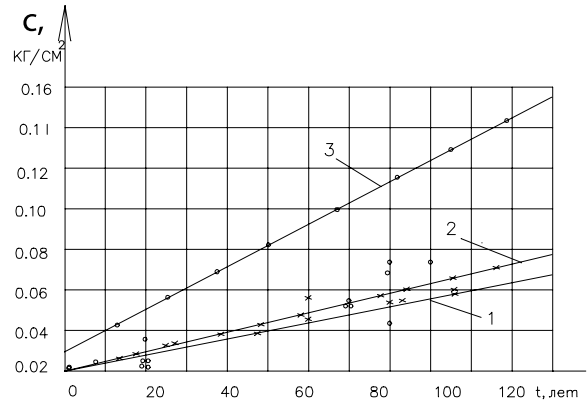


Рис. 3.8. Графики зависимости угла внутреннего трения (*а*) и удельного сцепления (*б*) от длительности загружения песков в интервале давлений 0,25–0,35 МПа:
1 – пески средней крупности (φ = 0,0614*t*+32,33; *c* = 0,000372*t*+0,0226);
2 – пески мелкие (φ = 0,0369*t*+31,13; *c* = 0,000490*t*+0,0203);
3 - пески пылеватые (φ = 0,0662*t*+30,39; *c* = 0,0011*t*+0,0305)

Приведенная методика представляет значительный интерес и позволяет решать последовательно следующие реконструкционные задачи:

- устанавливать значения расчетного сопротивления с учетом опрессовки грунтов во времени;
- решать вопрос о необходимости усиления оснований и фундаментов для целей реконструкции с учетом прочностных характе-

ристик грунта.

Однако и этот подход представляется несколько общим и формализованным, так как фактические прочностные характеристики грунтов непосредственно под фундаментом могут сильно отличаться от рассчитанных по данной методике. В процессе длительной эксплуатации здания может действовать целый ряд неблагоприятных факторов, приводящих не к уплотнению грунтов во времени, а к нарушению их структуры.

Представляется обоснованным подход, связанный с фиксацией состояния грунта на момент реконструкции непосредственно под подошвой фундамента. В процессе длительного уплотнения меняются также деформационные характеристики грунтов; соответственно уменьшается сжимаемость и увеличивается значение модуля общей деформации. Это следует из анализа результатов многих исследований.

Е.А. Сорочан и Ю.И. Дворкин (1976) приводят сопоставительные данные испытаний штампами грунтов природного сложения и уплотненных различным давлением (табл. 3.9).

Таблица 3.9

Соотношение осадок штампов

Место проведения испытаний	Значение *n** при давлении, МПа					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Комбинат "Красный Октябрь"	0,19	0,21	0,15	0,13	0,16	0,15
Комбинат "Красная Роза"	0,28	0,27	0,26	0,57	0,61	0,6

* *n* – отношение осадок штампов на грунте, уплотненном длительной нагрузкой, к осадкам на грунте природного сложения.

Авторы делают вывод о том, что осадки штампа на уплотненном грунте зависят от зернового состава, начальной плотности и других факторов. Так, для мелких песков осадки уплотненного грунта составляют 0,16 от осадок грунтов природного сложения, а для песков средней крупности эта величина достигает 0,57.

В табл. 3.10 приведены соотношения модулей деформации уплотненного и неуплотненного грунтов при различном давлении по подошве фундамента.

Таблица 3.10

Сопоставление модулей деформаций при разных давлениях

Вид грунта	Значение $E_{упл}/E_{пр}$ при давлении, МПа					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Песок мелкий	–	2,7	3,8	3,9	3,9	4,2
Песок средней крупности	–	2,2	2,1	1,9	1,7	1,6

Анализ проведенных исследований показал, что уменьшение деформативности не пропорционально изменению коэффициента пористости и происходит тем интенсивнее, чем дисперснее грунт. Можно объяснить это явление сложными физико-химическими процессами на контактах твердых частиц грунта, требующими специальных исследований.

П.А. Коновалов (1989) приводит данные испытаний грунтов с примесью растительных остатков до 10% от общей массы или слабо заторфованных грунтов с $0{,}11 < g < 0{,}8$ (g - степень заторфованности).

Осадки зданий на этих грунтах, несмотря на значительную абсолютную величину, стабилизировались. В результате длительного обжатия давлением от сооружений изменились прочностные деформационные свойства грунтов. Главное влияние на характер деформирования и количественное соотношение между упругими и остаточными деформациями оказывают особенности структуры заторфованных грунтов. В табл. 3.12 приведены данные штамповых испытаний таких грунтов. Штампы устанавливали на грунты ненарушенной структуры, выдерживали под нагрузкой до условной стабилизации и разгружали. Через некоторое время производили повторное загружение фундаментов. В ходе экспериментов измеряли общую стабилизированную осадку фундамента при первичном и повторном загружении и остаточную осадку после снятия нагрузки.

Из табл.3.11 видно, что при первичном загружении заторфованные грунты характеризуются в основном остаточными деформациями. Такое преобладание остаточной деформации П.А. Коновалов объясняет особенностями структуры заторфованных грунтов, где наличие гидрофильных органических веществ предопределяет большое содержание рыхлосвязанной и свободной воды, отжимаемой из грунта под давлением. Кроме того, у заторфованных грунтов органические вещества после снятия нагрузки утрачивают способность восстанавливать прежнюю влагоемкость. Следовательно, существенного разуплотнения грунта при разгрузке не происходит.

Закономерности работы слабых глинистых грунтов в основании сооружений приведены в гл. 5.

Таблица 3.11

Данные полевых испытаний

Содержание растительных остатков	Площадь F, м^2	Время стабилизации, сут	Модуль деформации		E_1/E_2	Осадки		
			E_1	E_2		$S_{общ}$	$S_{ост}$	$S_{общ}$ $S_{ост}$, %
0,12	0,5	3	57	275	4,8	12	11	91
0,25	0,5	3	38	175	4,5	20	19	95
0,18	0,94	7	43	183	4,3	19	17,5	92
0,18	0,94	7	34	164	4,8	3,5	21	89
0,11	0,64	5	101	357	3,5	12,5	11	88
0,12	3,2	8	126	453	3,6	17	15,5	91
0,18	0,64	37	23	350	15,2	94	85	90
0,12	415	10	43	164	3,8	394	350	89

3.2.2. Опытное определение характеристик уплотненных грунтов для геотехнических расчетов

Как отмечалось выше, зоны уплотнения, определенные на основе теоретического решения и данных экспериментальных исследований, имеют форму, близкую к эллипсу. Однако при использовании подобной информации для практических целей необходимо обратить внимание на следующие обстоятельства. Напряженное состояние грунтов в основании фундаментов эксплуатируемых зданий в процессе формирования зон уплотнения может многократно изменяться под влиянием:

- проходки вблизи здания глубоких выработок, подработки территории;
- изменения горизонта подземных вод, особенно при наличии слабых слоев грунта в пределах сжимаемой толщи;
- вибрационных воздействий от работающего оборудования, динамических воздействий от транспорта и пр.;
- локального промерзания-оттаивания в процессе откопки траншей;
- выноса тонкодисперсных частиц в канализационные сети (трубы, тоннели).

Все эти факторы в теоретическом прогнозе просто не могут быть учтены, в силу чего реальные зоны уплотнения грунта могут отличаться от полученных расчетом либо на основе испытания грунтов штампами.

Для нахождения размеров зон уплотнения-упрочнения в основании существующих фундаментов и оценки их вида для решения конкретных реконструкционных задач была обследована группа зданий, подлежащих надстройке или реконструкции с повышением нагрузок на фундаменты. По результатам обследований были выполнены поверочные расчеты. Это позволило установить необходимость усиления оснований и фундаментов и обосновать возможность и эффективность использования современных технологических приемов реконструкции фундаментов.

В качестве характерного примера можно привести опытную площадку на реконструируемом здании по ул.Ломаной,10 в Московском районе Петербурга. Исследования проводили инженеры Л. К. Пронев и Л. А. Глыбин при научном руководстве автора главы. Планировалась достаточно сложная реконструкционная задача, связанная с надстройкой 2-этажного административного здания начала XX в. на 2-3 этажа. При этом нагрузка возрастала почти в 2 раза. Здание кирпичное (стены в 2,5 кирпича), бесподвальное; фундаменты ленточные бутовые при ширине подошвы b = 1,0–1,1 м и глубине заложения d = 1,5 м.

Перед исследователями были поставлены конкретные вопросы:

- можно ли надстроить здание без специальных мер по усилению оснований и фундаментов;
- если необходимо усиление, то какие технологические приемы будут эффективными с учетом фактического состояния грунта.

Грунт в основании представлял собой достаточно однородный слой пылеватых серых водонасыщенных суглинков, находящихся в тугопластичном состоянии. На глубине 3,0–3,1 м отмечалась прослойка мелкого водонасыщенного песка. Средние показатели суглинка составили: γ = 18,5 кН/м^3; φ = 17°; c = 0,017 МПа; e = 0,70.

Интенсивность давления под подошвой фундамента шириной b = 1м составила p = 0,15 МПа. Расчетное сопротивление грунта основания, определенное по формуле (7) СНиП 2.02.01, R_7 = 0,184 МПа. Ориентировочная величина первого критического давления, подсчитанная по формуле П. Н. Пузыревского, составила $R^1_{кр}$ = 0,163 МПа. Для сравнения теоретических данных с натурными был произведен отбор проб грунта непосредственно в основании фундаментов в точках, указанных на схеме (рис. 3.9).

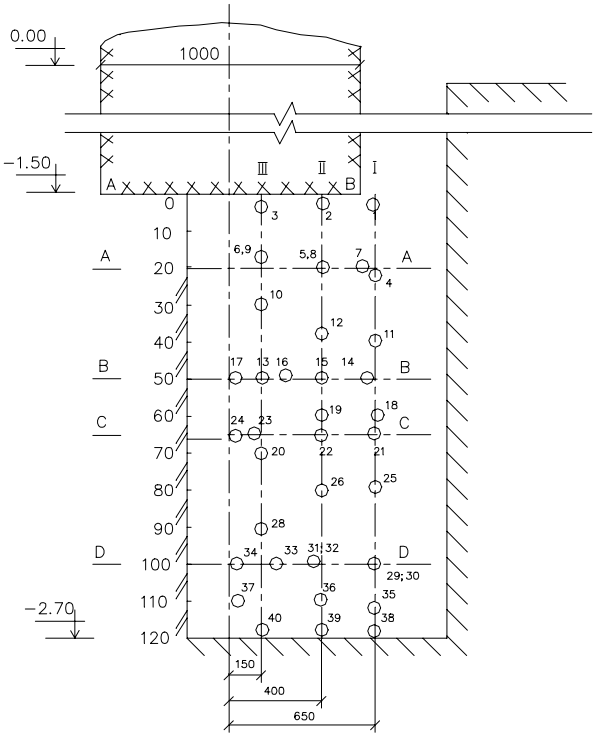


Рис. 3.9. Схема отбора проб режущими кольцами

Результаты анализов 39 проб использованы для выделения в основании зон различной степени уплотнения, сформировавшихся в результате длительного воздействия нагрузки от фундамента на грунт; 28 проб грунта использованы в лабораторных испытаниях для получения прочностных и деформационных характеристик, применяемых в поверочных расчетах.

Анализ пространственной изменчивости показателей свойств грунтов в основании фундаментов осуществлялся по современным нормативам. Использован метод качественной оценки точечных графиков изменения характеристик по глубине основания и по простиранию (рис. 3.10). Критерием необходимости расчленения основания на элементы (зоны) принято условие, по которому коэффициент вариации величины e в пределах i-го элемента не должен превышать 0,10. Аналогичный анализ проведен для естественной влажности W. Представилось возможным выделить три зоны (*I*, *II*, и *III* на рис. 3.10).

Совмещенные схемы построения зон с различными величинами e и W, характеризующими пористость и влажность грунта, позволяют получить размеры области возможного расположения границ раздела

зон (области *a* – *k* на рис. 3.10).

Достаточно объемное исследование проводили путем отбора проб из шурфов в основании фундаментов и рядом с фундаментом. Ввиду того, что образцы в основании фундаментов находились под значительным давлением, во избежание набухания и расструктуривания испытания производили не позднее чем через 2 часа после отбора. Кроме того, образцы нагружали давлением, соответствующим натурному. Полученные в ходе испытаний значения характеристик грунта использовали в сравнительном анализе.

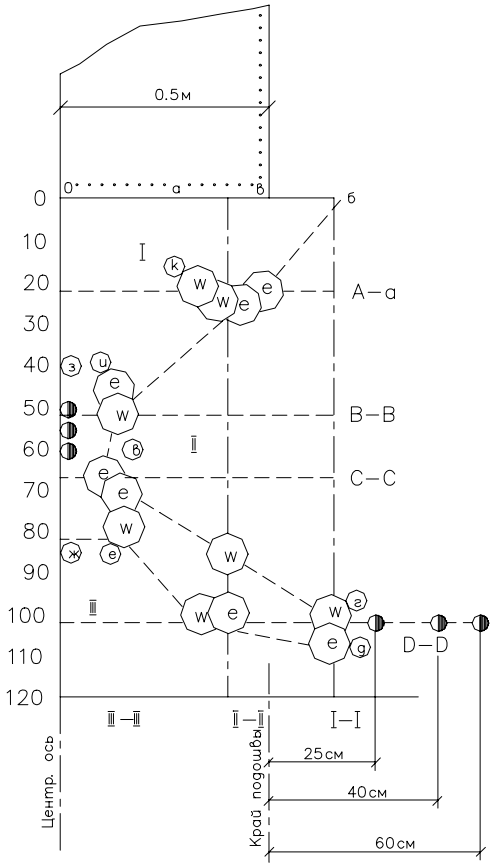


Рис. 3.10. Вид уплотненных зон в основании фундаментов здания:
I, *III* – уплотненные зоны; *II* – зона, в которой уплотнение не наблюдалось

На основании анализа полученных фактических данных можно отметить следующее:

1. Столь объемные полевые и лабораторные исследования целесообразно выполнять лишь для уникальных объектов. Представляется

рациональным шире использовать полевые методы исследования грунтов.

2. Для получения основных деформационных характеристик использовались компрессионные испытания со всеми свойственными им.

Чтобы устранить указанные недостатки, были отработаны и использованы современные экспресс-методы испытания грунтов в основании фундаментов реконструируемых зданий (зонды, винтовые штампы и пр.).

Полученные на основании объемных испытаний с отбором образцов грунта фактические материалы по реальному зданию позволили:

1. Обеспечить надежность данных для геотехнических расчетов, включающих численный анализ с целью прогноза возможных деформаций при использовании различных технологий усиления.

2. Выявить фактические зоны уплотнения, отличающиеся от получаемых расчетом.

3. Установить в конкретном случае зоны, в которых уплотнение не наблюдалось (зона *II* на рис.3.10).

Напряжено-деформированное состояние в основании фундаментов зависит от большого количества исходных факторов, а главное - от условий эксплуатации здания и сооружения. Учесть все факторы теоретически достаточно сложно, не имея информации по истории загружения здания. Зафиксированные в приведенном конкретном случае зоны некоторого разуплотнения грунта (зона *II* на рис. 3.10) могли быть связаны с большим количеством неблагоприятных факторов, в том числе с ведением работ по откопке траншей.

Таким образом, исходным и объективным материалом могут служить фактические данные по грунтам, полученные при предпроектном обследовании на момент реконструкции. При соответствующем расчетном обосновании можно решить сложные реконструкционные задачи. В данном конкретном случае представилось возможным произвести надстройку 2 этажей. Для достройки третьим этажом, согласно расчетам, необходимо усиление оснований и фундаментов. Технологически это может быть решено использованием высоконапорных инъекций для улучшения свойств грунтов оснований и, соответственно, увеличения глубины заложения подошвы старого фундамента. Был реализован второй альтернативный вариант с использованием коротких наклонных буроинъекционных свай с предварительной инъекцией кладки фундамента. Второй вариант исключил большие давления напорной инъекции с локальным возможным погружением грунтов основания.

Экономические расчеты подтвердили рациональность такой над-

стройки с учетом небольших затрат на усиление оснований и фундаментов по предложенной технологии.

3.2.3. Разгрузка грунта основания и ее учет при реконструкции

В практике строительства и реконструкции имеют место случаи разгрузки массивов грунтов, нередко сопровождающиеся расструктуриванием и ухудшением их свойств. В качестве характерных примеров можно привести поднятие дна котлована при снятии природного давления. Аналогична работа оснований при циклических нагрузках (элеваторы и резервуары), при разгрузке грунтов под фундаментами реконструируемых зданий и сооружений, когда нагрузка может сниматься частично или полностью. Такие явления имели место при капитальном ремонте зданий Петербурга, восстановлении Новгородского Кремля, стены которого получили значительный физический износ, а фундаменты еще могут использоваться после восстановления стен. В многолетней практике обследования зданий автор настоящей главы был свидетелем свыше 20 случаев аварийных деформаций, связанных с поднятием фундаментов и ростверков после снятия нагрузки. В силу важности этого вопроса рассмотрим явления, происходящие при разгрузке.

В работах многих исследователей дана достаточно полная картина физических процессов в грунтах при снятии нагрузки, а также их количественная оценка. Общую деформацию разделяют на упругую составляющую с упругим последействием и неупругую (остаточную). Упругие деформации объема твердых частиц и воды ничтожно малы и в инженерных расчетах, как правило, не принимаются во внимание. Однако при разгрузке упругие искажения формы могут достигать значительных величин. Так, например, С.А. Роза (1934) рассматривает деформации дна котлована, обусловленные на 2/3 изменением формы массива, на 1/3 – объемной деформацией. Здесь поднятие дна является результатом скашивания массива в сторону выемки. Подобное объяснение деформации дна котлована дал и К. Терцаги (1961).

Часто на практике деформации разгрузки массивов грунта могут быть вызваны упругим расширением грунтов, обусловленным наличием в грунте газа и воздуха. Примеры такого расширения дают В.Г. Булычев (1948), В.М. Веселовский (1952), С.А. Роза (1949), О.Р. Голли (1978).

В глинистых грунтах значительную долю деформации разгрузки могут составлять деформации набухания-расширения грунта за счет расклинивающего эффекта электромолекулярно-связанной воды при понижении давления (Дерягин, 1943). Кроме того, в набухающих гли-

нах могут происходить деформации за счет увеличения влажности, сопровождающего разгрузку, повышения уровня грунтовых вод, появления в них напора, инфильтрации вод различного происхождения. В этом случае увеличение объема будет происходить, как при набухании с замачиванием грунта, что подробно описано в работах Е. Н. Сорочана.

Набухание грунтов вследствие разгрузки может происходить и без дополнительного доступа воды, за счет воды порового пространства, как отмечают Н.М. Герсеванов (1948) и Н.Я. Денисов (1971).

Некоторые исследователи считают, что деформации разгрузки в значительной мере обусловлены пластичностью (Б.И. Далматов, 1981), ползучестью за счет взаимных сдвигов частиц (Н.А. Цытович, 1960).

При уменьшении вертикального давления до определенной величины наступает предельное напряженное состояние, при котором начинает изменяться горизонтальное напряжение. Вследствие развития касательных сил на контактах частиц происходит локальное разрушение структурных связей; сдвиг, взаимное смещение частиц относительно друг друга при нарушении предельного равновесия (Б.И. Далматов, 1975; Ф.Г. Габдрахманов, 1981; М.М. Алексеев, 1975). Исследования показали, что изменение бокового давления при уменьшении вертикального проявляется сразу, но интенсивность его мала. Исследования Н.П. Калмыковой (1975) свидетельствуют, что в результате разгрузки на величину до 0,6 МПа в массиве грунта формируются зоны сдвига.

Деформации разгрузки можно разделить по времени их отставания от момента снятия нагрузки на мгновенные, упругого последействия и длительные. Деформации песков в основном мгновенны. В первые минуты реализуется до 90% общей деформации. Для глинистых грунтов характерны преимущественно деформации последействия и длительные. Упругие деформации, по данным Б.И. Далматова и Л.П. Ягдановой (1973), составляют лишь 5,5% от восстанавливающейся деформации.

Рассмотренные физические причины, обусловливающие характер тех или иных видов деформаций грунтов, в естественных условиях могут существовать и проявляться по-разному. Это зависит от величины снятого давления, грунтовых условий и первоначального напряженного состояния массива.

В литературе имеется много данных лабораторных и полевых исследований поведения грунтов при разгрузке, изучены основные закономерности этих процессов. В то же время наблюдения за разгрузкой оснований зданий и сооружений в условиях реконструкции ранее не

проводились.

Деформации разгрузки в песчаных и глинистых грунтах происходят по-разному и обусловлены целым рядом факторов, в том числе структурой этих грунтов. Глинистым грунтам присущи большие упругие деформации, чем песчаным, что наглядно видно из табл. 3.12. Об этом свидетельствуют и наблюдения за деформациями дна котлована. По данным Р.А. Токаря (1949), при снятии природного давления примерно до 0,15 МПа в сухом песчаном грунте наблюдалась деформация 25 мм, поднятие же глинистого водонасыщенного основания составило 60 мм.

Анализируя данные в табл. 3.12, можно отметить большую долю остаточных деформаций. Так, в компрессионных опытах Ф. Г. Габдрахмановым (1981) были получены значения обратимых деформаций в 50% и более. Грунты меньшей плотности и большей влажности давали значительно меньшую долю деформации. Из анализа экспериментальных наблюдений за послойными деформациями разуплотнения видно, что большая часть деформаций происходит в верхней зоне оснований. В штамповых испытаниях установлено, что 90% восстанавливающейся деформации реализуется в пределах 1,25*d*. В относительно слабых грунтах она реализуется в несколько больших пределах – до 1,6*d*.

Таблица 3.12

Данные по деформациям грунтов при разгрузке

Исследователи	Вид испытаний	Исследуемые грунты	Деформации, %	
			остаточные	восстанавливающие
Б. И . Далматов, Я. П. Ягданова	Лабораторные компрессионные	Суглинки	70	30
В. М. Чикишев (1977)	Штамповые	Водонасыщенные суглинки	70	30
В. Н. Голубков и др.(1976)	-«-	Песчаный грунт	88	12
А. З. Попов (1974)	Компрессионные	Суглинки	90	10
П. А. Коновалов (1970)*	Штамповые	Песчаный грунт	71	26
Е. С. Утенов (1981)	-«-	Суглинки	69	31
Ф. Г. Габдрахманов (1981)	Лабораторные компрессионные	-«-	76	24

* Разгрузка составила 0,7 МПа.

До 95 % поднятия дна котлована при разгрузке от природного давления в 0,8 МПа (глубина котлована 4 м) происходит в пределах 2–метровой толщи, причем 70–80% – на глубине 1 м.

Вместе с тем зона разуплотнения в глубоком котловане может достигать значительной величины. Н. И. Калмыкова (1975) наблюдала развитие зоны разуплотнения котлована с глубиной 30 м на глубину до 5,0 м. Разгрузка достигала 0,6 МПа.

Необходимо учесть также, что деформации разуплотнения в глинистых грунтах могут носить длительный характер.

В экспериментах Ф. Г. Габдрахманова (1981) основная часть деформаций проявилась сразу после откопки. Так, перемещение марки на уровне дна в центре котлована через сутки составило более 60% от стабилизированной величины подъема дна. С глубиной деформации разуплотнения грунта развиваются медленно (рис. 3.11). Здесь кривые разуплотнения аппроксимируются логарифмической зависимостью.

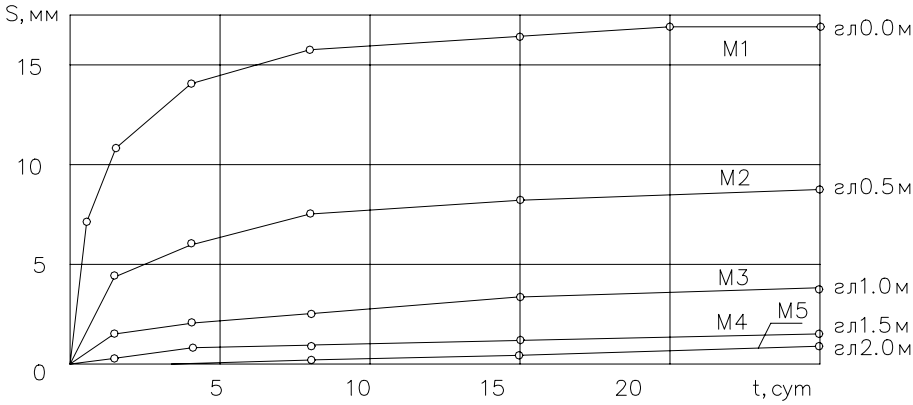


Рис. 3.11. Развитие деформаций разуплотнения с глубиной во времени, по данным Ф. Г. Габдрахманова, 1981 (М – марка)

Разуплотнение в массиве глин, по наблюдениям Н. И. Калмыковой, продолжалось 7 лет. Наиболее интенсивно оно происходило в период откопки котлована.

Скорость подъема в этот период составляла 30 мм/год, а в последующий период не превышала 5–10 мм/год.

Данные компрессионных и штамповых испытаний свидетельствуют о том, что интенсивность деформирования зависит от степени разгрузки.

При разгрузке до достижения определенного давления, названного Б. И. Далматовым (1975) давлением начала набухания $P_{нб}$, деформирование почти не происходит, а кривая декомпрессии почти горизонтальна. Необходимо отметить, что давление начала набухания $P_{нб}$ –

величина весьма условная, так как точно определить ее по декомпрессионной кривой достаточно сложно. Б. И. Далматов обоснованно связывает давление начала набухания с предельным равновесием, при нарушении которого начинаются деформации разуплотнения.

$$P_{нб} = \xi^2 p_z \tag{3.7}$$

где ξ – коэффициент бокового давления; p_z – вертикальное давление.

На величину обратимых деформаций влияют наличие органических остатков и степень заторфованности грунта. Обратимые деформации таких грунтов составляют 5–12%.

По изложенному материалу можно сделать следующие выводы:

- разуплотнение может достигать значительных величин в зависимости от величины разгрузки, типа грунта, степени его водонасыщенности;
- в глинистых грунтах деформации разуплотнения носят длительный характер; в первую очередь происходят деформации верхних слоев, с течением времени в процесс деформирования вовлекаются все более глубокие слои грунта;
- большая часть обратимых деформаций протекает в верхних слоях грунта, с глубиной они уменьшаются;
- при разгрузке грунта до давления $P_{нб}$ деформации могут не развиваться;
- совершенно не изучался вопрос разуплотнения грунтов при снятии нагрузок от разбираемых зданий; которые при 5-этажных зданиях достигают 0,3 – 0,4 МПа.

Не до конца оставались выяснены вопросы расструктуривания грунта после разуплотнения. Не было данных о последующем загружении фундаментов и, соответственно, грунтов основания аналогичной или большей нагрузкой в зависимости от реконструкционной ситуации.

Рассмотрим более детально изменение свойств грунтов и оценим мощность зоны расструктуривания. Наиболее подробные исследования изменений характеристик грунтов вследствие снятия природного давления при откопке котлована были выполнены Б. И. Далматовым, Ф. Г. Габдрахмановым (ЛИСИ, 1981) и Н. И. Калмыковой (1975). Подобные исследования применительно к разгрузке оснований в период реконструкции, связанной с разборкой стен и перекрытий зданий, не производились.

Представляется, что закономерности, полученные при исследовании грунтов в глубоких котлованах, могут быть использованы и для решения реконструкционных задач.

Исследования Н. И. Калмыковой показали, что при разгрузке про-

исходит разуплотнение некоторой толщи грунта. В результате статистической обработки установлено, что удельный вес скелета грунта уменьшился с 15,5 кН/см^3 (до начала разработки котлована) до 14,9 кН/м^3 при разгрузке в 0,4 МПа. Через 5 лет удельный вес скелета грунта уменьшился еще на 0,5 кН/м^3. Развитие процесса разуплотнения в массиве глин связывается с уменьшением природной нагрузки и влиянием гидростатического напора подземных вод. При уменьшении природной нагрузки в водонасыщенных грунтах процесс разуплотнения протекает наиболее интенсивно. В дальнейшем в обводненной толще глин под влиянием гидростатического напора развивается процесс «слабого разуплотнения».

Под влиянием разуплотнения уменьшались сопротивляемость глин сдвигу и их сжимаемость. Изменения прочностных характеристик грунтов Н. И. Калмыкова исследовала стандартными лабораторными испытаниями за 3 периода (рис.3.12): *I* – до начала разработки котлована, *II* – в начальный период после его разработки и *III* – через 3 года после вскрытия. Они показали существенное снижение прочностных характеристик (см. рис. 3.12).

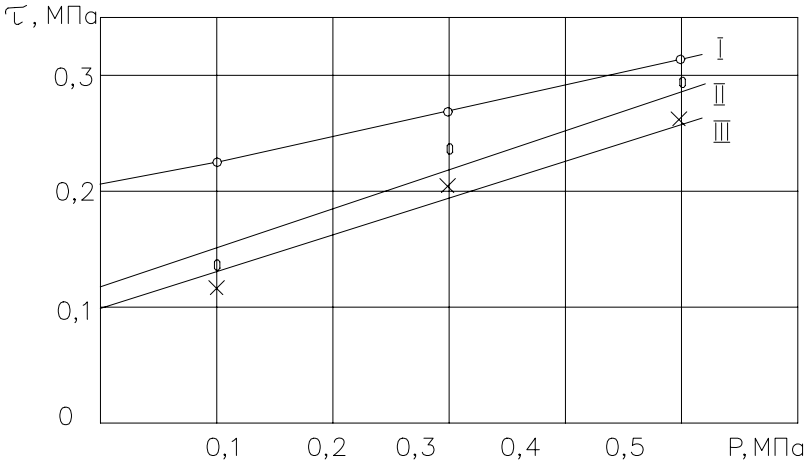


Рис. 3.12. Данные сдвиговых испытаний образцов грунта в разные периоды

Снижение сопротивления глин сдвигу обусловлено, главным образом, уменьшением структурного сцепления, которое составило около 40%.

Влияние разуплотнения на деформационные свойства глин выразилось в снижении их структурной прочности и увеличении сжимаемости. Компрессионные испытания показали, что характер деформаций при сжатии типичен для переуплотненных глин. Величина структурной прочности до начала разработки котлована изменялась от 0,1

до 0,25 МПа. Испытания разуплотненных образцов показали уменьшение структурной прочности в 3–8 раз. Деформации этих образцов в диапазоне 0,05–0,3 МПа увеличились в среднем в 1,5–3 раза.

Несомненно, результаты испытаний образцов грунтов в лабораторных условиях не лишены погрешностей, связанных с изменением свойств грунтов при извлечении образцов с достаточной глубины, нарушением их естественного сложения. Более достоверные данные дают испытания грунтов в их естественном залегании. Ф. Г. Габдрахманов (1981) проводил испытания прочностных свойств грунтов крыльчаткой СК-8. К сожалению, не были проведены испытания до откопки котлована.

На рис. 3.13 видно, что с течением времени в процесс изменения вовлекаются все более глубокие слои грунта. Испытания через 2 недели показали, что сопротивление сдвигу уменьшилось в 2,3 раза. Очевидно, не всякое разуплотнение ведет к изменению прочностных свойств грунтов. В соответствии с различными моделями поведения грунта существуют различные методы расчета деформаций, учитывающие в разной мере соотношение упругих и остаточных деформаций. Рассмотрим количественные оценки физических явлений, происходящих при разгрузке.

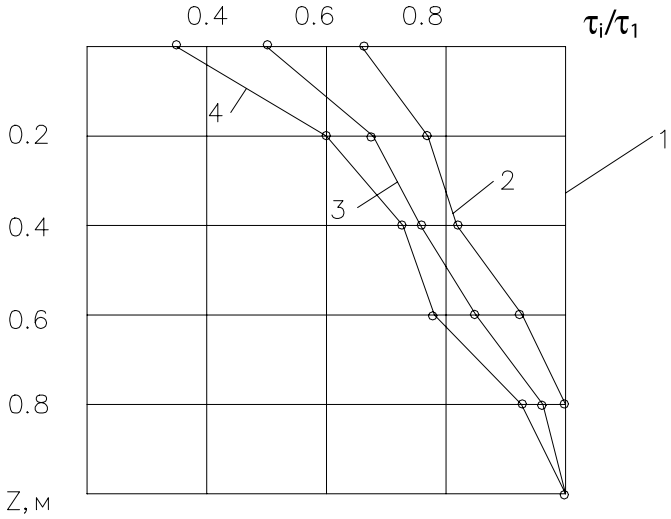


Рис. 3.13. Результаты испытаний крыльчаткой.
Относительное изменение сопротивления сдвигу:
1 – в день отрывки котлована; *2* – через 3 дня после отрывки;
3 – через две недели; *4* – через 4 недели

Задача свободных деформаций котлована решена на основе методов теории упругости М. Н. Горбуновым-Посадовым и др. (1954). Ре-

зультаты решения этой задачи с учетом выемки лишь на 3% отличаются от результатов решения без ее учета. С. А. Роза (1954) также применил теорию упругости для практического определения относительных деформаций дна котлована.

При этом получено следующее решение для полупространства:

$$S_y = \frac{\omega' p\sqrt{F}}{c}, \tag{3.8}$$

где S_y – упругая вертикальная деформация любой точки; ω′ – коэффициент формы; F – площадь разгрузки; c – коэффициент упругого полупространства,

$$c = \frac{E}{1-\nu^2},$$

где ν – коэффициент Пуассона; E – модуль упругости грунта. Подобное решение дает Бьеррум (1973) для определения упругой составляющей подъема дна:

$$\delta_n = qb\frac{1-\nu^2}{E}J, \tag{3.9}$$

где q – среднее уменьшение тотального вертикального напряжения у дна котлована; b – ширина котлована; ν – коэффициент Пуассона; E – модуль Юнга; J – коэффициент влияния.

По Б. И. Далматову, величина деформируемой зоны равна

$$z_n = \frac{\xi^2(h+h_0)+h_0}{1-\xi}, \tag{3.10}$$

где ξ – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя (без возможности горизонтальной деформации); h – глубина котлована; $h_0 = p\xi\dfrac{z}{\gamma_0}$ – фиктивная высота, обусловленная эквивалентным всесторонним давлением.

Для несвязных грунтов

$$z_n = \frac{\xi^2}{1-\xi^2}h. \tag{3.11}$$

Ниже глубины z_n будут наблюдаться незначительные упругие деформации.

В различных условиях горизонтальное природное давление не все-

гда соответствует горизонтальному давлению покоя. Оно определяется коэффициентом бокового давления в природном состоянии k_0. Этот коэффициент может быть равен ξ, если грунт не подвергали воздействиям, может быть меньше, но всегда меньше $1/\xi$, т.е. $\xi<k_0<1/\xi$.

С учетом k_0 глубина деформируемой зоны будет определяться следующими формулами (Ф. Г. Габдрахманов, 1981):

$$z_n = \frac{k_0\xi}{1-k_0\xi h} \text{ – для несвязных грунтов;} \tag{3.12}$$

$$z_n = \frac{\xi(k_0 h - h_0)}{1-\xi k_0} \text{ – для связных грунтов.} \tag{3.13}$$

Экспериментальная проверка теоретических решений по определению зоны деформирования проведена Ф.Г. Габдрахмановым в СПбГАСУ. Его исследования показали, что формулы (3.10) - (3.13) дают завышенные значения деформаций.

Полагая, что коэффициент бокового давления в природном состоянии k_0 часто равен коэффициенту бокового давления покоя, Габдрахманов принял

$$z_n = \frac{\xi(\xi h - h_0)}{1-\xi^2} \tag{3.14}$$

для связных грунтов. Эта формула дает достаточную сходимость с экспериментальными данными.

Таким образом, при оценке деформаций разуплотнения необходим учет всех конкретных условий. На основе этого анализа выбирали модель поведения грунта и метод расчета деформаций. При таком расчете необходимо знать размеры деформируемой зоны грунтов в основании фундаментов. Достаточно простые выражения при несложной системе определения величины поднятия дна котлована получаются при использовании предложений В. А. Флорина (1961), развитых И. М. Юдиной (1989). На основе этих решений можно в порядке первого приближения оценить осадку фундамента, возведенного на разуплотненном грунте (рис.3.14).

Осадку фундамента определяют методом послойного суммирования от фактического среднего давления с учетом загружения после реконструкции. Полная осадка $S = S_1 + S_2$, где S_1 – доля конечной осадки от давления вторичного уплотнения P_1, равного вертикальному напряжению в основании фундамента до реконструкции; S_2 – доля конечной осадки от давления доуплотнения после реконструкции, $P_2 = P - P_1$.

Таким образом, полная осадка реконструируемого здания, возводимого на разуплотненном грунте, будет

$$S = \beta\left[\sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{zp_1 i}h_i}{E_{1i}} + \sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{zp_2 i}h_i}{E_{2i}}\right], \qquad (3.15)$$

где $\sigma_{zp_1 i}, \sigma_{zp_2 i}$ – средние значения вертикального напряжения в i-м слое, соответственно, от давления, предшествующего реконструкции, и от давления доуплотнения после реконструкции; E_{1i} и E_{2i} - модули деформации грунта, характеризующие его сжимаемость в пределах действующих напряжений от среднего давления вторичного уплотнения и давления доуплотнения.

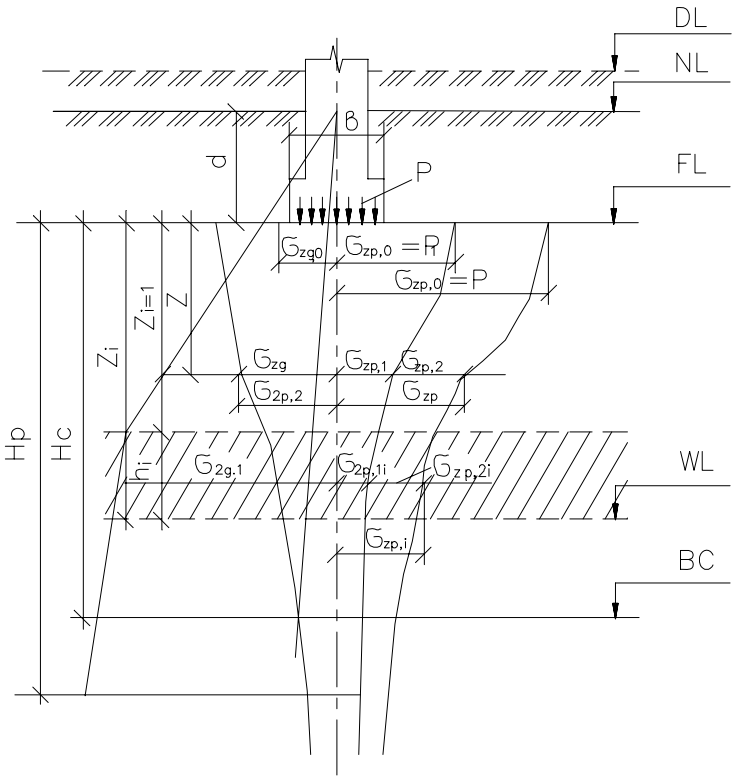


Рис.3.14. Схема к расчету осадки старого фундамента после возведения на нем нового здания

Рассмотрим конкретные примеры реконструкции, связанной с предварительной разборкой здания до уровня обреза фундамента. Имелись случаи, когда разборка производилась до подошвы с последующим нагружением грунтов большей, чем до реконструкции нагрузкой (Петербург, ул.Садовая,62).

В практике проектирования вновь возводимых зданий на месте разобранных в настоящее время не учитывают предварительное длительное уплотнение основания в процессе эксплуатации и его возможное разуплотнение при реконструкции. В силу этого размеры фундаментов вновь возводимых зданий часто в 1,5–2 раза превышают размеры старых фундаментов при одинаковой нагрузке.

Нормативные документы не учитывают предварительное уплотнение и разуплотнение в процессе реконструкции, хотя вышеизложенный анализ показал существенное влияние обоих факторов на физико-механические характеристики грунтов основания.

Исследованные процессы разуплотнения грунтов дна котлована применительно к разгрузке оснований от веса зданий (0,15-0,5 МПа) можно учитывать лишь в первом приближении. При решении конкретных реконструкционных задач необходим учет:

- наличия сложившегося напряженно-деформированного состояния, обусловленного действием локализованного, но длительного давления;
- значительной разгрузки при относительно небольшой площади и пр.

Чтобы оценить влияние разгрузки оснований разбираемых зданий на изменение физико-механических свойств грунтов, необходимо установить величину разуплотнения и зону, в пределах которой это разуплотнение происходит. С этой целью велись наблюдения за рядом зданий. Опытные полигоны были выбраны в районах с характерными грунтовыми условиями для центральной части Петербурга.

В методическом плане исследования заключались в следующем:

1. Для наблюдения за возможным подъемом фундаментов устанавливались стеновые марки и репер, который располагался за пределами зоны возможного разуплотнения.

2. Для определения самой зоны разуплотнения устанавливались глубинные марки при помощи специальной трубы-ключа с Г-образным пазом на конце. Одновременно этот ключ служил обсадной трубой. После погружения марки на заданную глубину он не вынимался, а лишь высвобождался из пазов.

3. Количество марок и глубина их погружения определялись размерами фундаментов и возможной зоной разуплотнения при снятии нагрузки выше обреза фундамента.

4. По мере разгрузки фиксировалось поднятие фундамента в различных точках. В отдельных местах с помощью глубинных марок оценивалась зона разуплотнения.

5. Состояние грунтов в основании фундаментов исследовалось в том числе полевыми методами (сопоставительные испытания статическим, динамическим зондированием, вращательным срезом крыльчаткой и винтовым штампом). Это позволяло получить также исходные данные для прогноза возможных деформаций зданий после реконструкции.

6. Исходя из надежного геотехнического прогноза в проект закладывались технологические приемы, способствующие улучшению работы оснований и фундаментов на разуплотненных грунтах.

Для исключения значительных нарушений структуры грунта можно вносить коррективы в технологическую последовательность ведения работ.

На рис.3.15 приведены данные наблюдений по 8 маркам (*1-8*) за перемещением фундаментов разбираемого 6-этажного здания постройки 1896 г. На этих фундаментах после разборки стен было возведено 7-этажное здание. Фундаменты бутовые ленточные, ширина фундаментов по подошве – 1,54 м, глубина заложения – 2,6 м. Среднее давление по подошве составляло 0,28 МПа. Величина разгрузки с учетом того, что сами фундаменты не разбирались, – 0,24 МПа. В основании фундаментов залегали пески пылеватые, подстилаемые суглинками ленточными и супесями мягкопластичными. Как видно из данных наблюдений, приведенных на рис. 3.15, поднятие фундаментов началось лишь после снятия 3 этажей. Максимальный подъем (стеновая марка 3) составил 14,8 мм. Было установлено, что даже на песчаных грунтах при снятии нагрузки имеет место неравномерное поднятие фундаментов.

Более полные наблюдения были проведены на опытной площадке, организованной перед разборкой здания по адресу ул.Рылеева, 39. Здесь давление по подошве составило 0,46 МПа (при разгрузке 0,43 МПа). На рис. 3.16 разбираемые здания (A_2 и A_3) заштрихованы. Ширина фундаментов разбираемых 5-этажных зданий составляла 0,8 м. Для определения величины зоны уплотнения установлены глубинные марки.

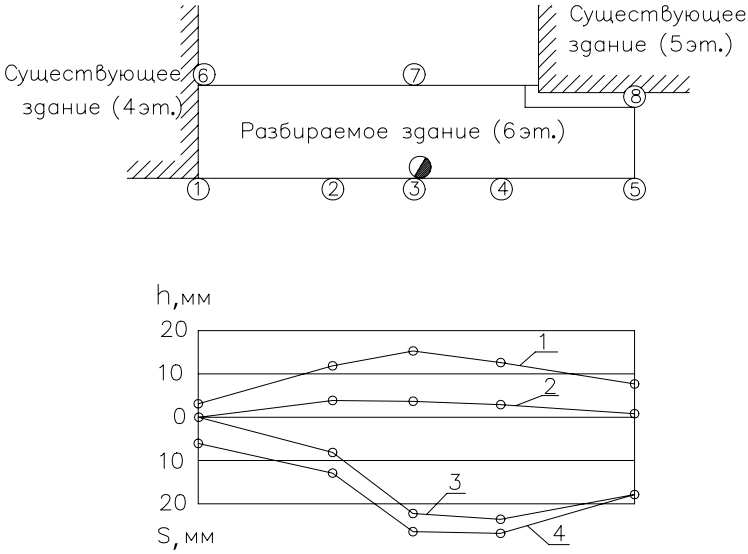


Рис. 3.15. Результаты наблюдений за состоянием грунтов при разборке шестиэтажного здания на ул. Белинского, 5: поднятие после разборки стен до обреза фундамента; *2* – поднятие после снятия нагрузки от 3 этажей; *3* – осадка через год после возведения нового здания на старом фундаменте (давление 0,33 МПа); *4* – осадка за 5 лет эксплуатации здания

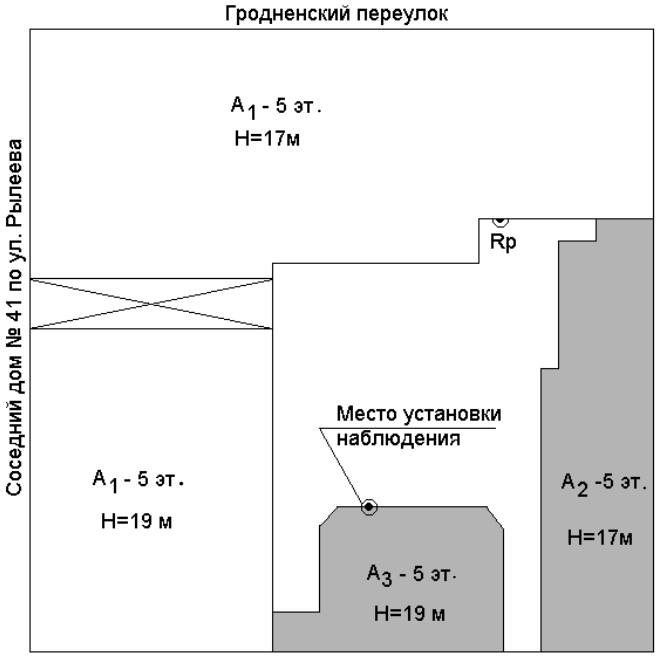


Рис. 3.16. Схема расположения разбираемых зданий

По данным инженерно-геологических изысканий обнаружено следующее напластование грунтов: сверху до глубины 0,7 м залегал насыпной грунт, далее – слой серого пылеватого песка средней плотности, насыщенного водой. Мощность слоя – 2,5 м. Ниже залегали супеси серые, пылеватые пластичные. Уровень подземных вод был обнаружен на глубине 1,0 м от поверхности. При глубине заложения фундамента 1,05 м в основании залегали пески пылеватые, подстилаемые супесями пластичными. Всего было установлено 5 марок (рис. 3.17).

Здесь же приведены данные наблюдений за подъемом фундамента и деформациями грунтов основания. Как видно, подъем фундаментов составил 15,4 мм. Зона уплотнения распространилась на глубину 1,25 м, или примерно на 1,7*b*, где *b* – ширина фундамента. Более 50% всей деформации пришлось на слой толщиной 0,5*b*. Значения модуля деформации при разгрузке, подсчитанные по формуле Шлейхера, и их изменения по глубине, показаны на рис. 3.18.

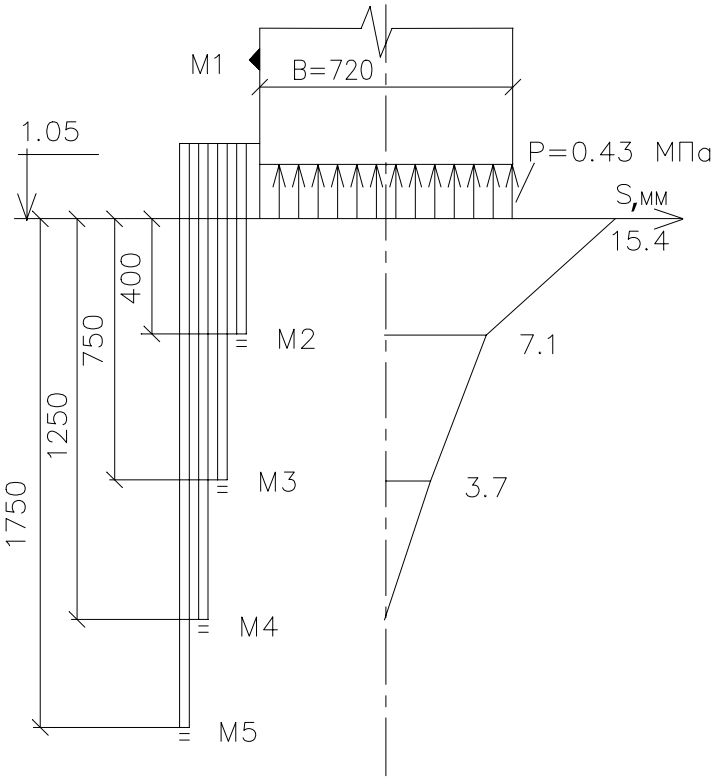


Рис. 3.17. Размещение марок и результаты наблюдений за деформацией грунтов

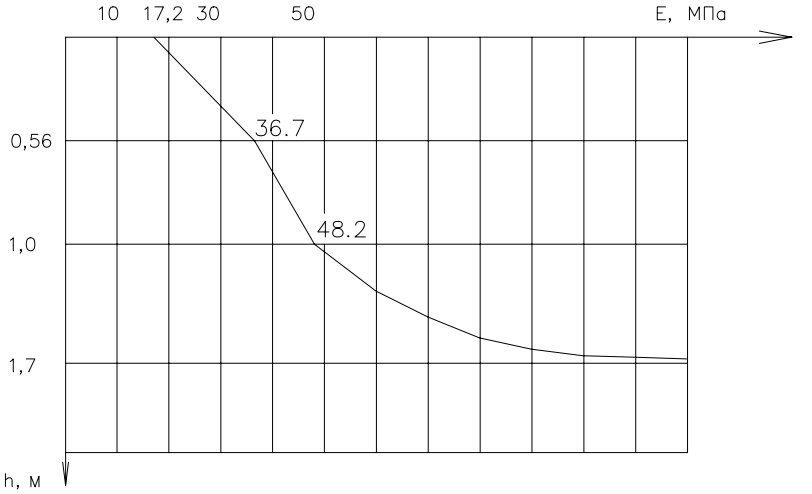


Рис. 3.18. Изменение модуля общей деформации по глубине

Отметим отдельные интересные моменты, определяющие сроки и последовательность работ по реконструкции фундаментов на слабых грунтах.

Если невозможно сохранить фундамент из-за значительного износа, новые фундаменты должны устраиваться сразу же после разборки существующих. Такие работы желательно производить захватками последовательно, так как разрыв между разборкой существующих и устройством новых фундаментов приводит, как правило, к значительному ухудшению свойств грунтов. Так, например, на одной из опытных площадок (реконструкция здания на ул.Садовой, 60) через 28 часов после разборки фундаментов плотные пылеватые пески превратились в водонасыщенную плывунную массу, не способную воспринимать нагрузку от нового здания.

Имея надежную исходную геотехническую информацию, можно выбирать наиболее рациональные и экономически целесообразные технологические приемы устройства оснований и фундаментов.

3.3. Исследование состояния грунтов под подошвой фундаментов с помощью современных экспресс-методов

Традиционно методика и объем обследования оснований и фундаментов определяются в зависимости от вида и сложности намечаемых работ (капитальный ремонт здания без увеличения нагрузки на основание; капитальный ремонт либо реконструкция с увеличением нагрузки на основание; восстановление аварийно-деформированных

зданий с усилением либо без усиления системы "фундамент-основание"; строительство нового здания рядом с существующим), которые определяют геотехническую категорию объекта.

Материалы обследований позволяют ответить на следующие вопросы:

Могут ли существующие фундаменты обеспечить в дальнейшем нормальные условия эксплуатации здания (сооружения) или необходимо их усиление, переустройство.

В какой степени грунты в основании существующих фундаментов могут воспринимать дополнительные нагрузки.

Насколько допустимо увеличение нагрузки на полы по грунту или на поверхность около фундамента.

Можно ли осуществить пристройку нового здания к существующему.

Какая технология усиления оснований и фундаментов наиболее приемлема для рассматриваемого случая.

Как устранить имеющиеся дефекты.

Какие конструкции могут быть сохранены, а какие подлежат разборке или восстановлению.

Как восстановить пространственную жесткость здания.

В задачу дополнительных изысканий входят уточнение и детализация ограниченных по размерам зон основания, находящихся в непосредственном контакте и взаимодействии с фундаментами. При организации и проведении изысканий для реконструкции следует учитывать:

- затрудненный доступ к основанию из-за наличия существующих несущих конструкций фундаментов, разборка и нарушение целостности которых недопустимы;
- необходимость сохранения сложения и напряженного состояния грунтов основания, так как они воспринимают эксплуатационную нагрузку от здания (сооружения);
- резкую местную изменчивость свойств грунтов в основаниях под подошвой фундаментов, для установления которой нужны методы, обеспечивающие непрерывность или высокую степень детальности изысканий;
- стесненные условия реконструируемых объектов, что накладывает жесткие ограничения на размеры и массу изыскательского оборудования.

Исследования оснований под фундаментами проходкой шурфов являются самым распространенным на настоящее время способом изысканий, применяемым при реконструкции. Шурфование позволяет осуществить визуальное изучение, пенетрацию грунтов, внедрение в

грунт из шурфа различных измерительных и испытательных устройств, производить массовый отбор проб. На пробах, отобранных в шурфах, в лабораторных условиях могут быть определены показатели свойств грунтов, установлено изменение физико-механических характеристик в уплотненных зонах основания (как было показано выше).

Вскрытие основания большим количеством шурфов и выработок, большой объем отбираемых проб могут привести к его существенным нарушениям и ослаблениям. При малых же объемах шурфования проблематичным становится надежное обнаружение случайных неоднородностей и изменчивости свойств грунтов. Другой недостаток шурфования - его высокая трудоемкость, связанная с проведением работ в крайне сложных условиях (под нагруженными конструкциями), необходимостью крепления шурфов, водоотлива и водопонижения. Кроме того, шурфование с отбором проб чрезвычайно затруднено в водонасыщенных мелких и пылеватых песках, а также в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L > 0{,}5$. Указанные обстоятельства делают метод шурфования трудоемким и недостаточно информативным для условий массовых изысканий при реконструкции на слабых грунтах.

Несомненно, объемы и степень детализации данных по обследованию грунтов основания зависят от состояния конструкций и должны соответствовать цели предполагаемой реконструкции. Если имеют место деформации основных несущих конструкций или возникает необходимость значительного увеличения нагрузок, то объем обследования должен быть максимален.

Обследования должны быть быстрыми, с минимальным объемом земляных работ, информативными, позволяющими в последующем использовать наиболее прогрессивные численные методы расчета.

Анализируя мировой опыт организации инженерно-геологических изысканий для самых различных строительных целей, можно отметить как прогрессивные полевые опытные работы с использованием мобильного оборудования для испытания in situ (В.Ф.Разоренов, 1980).

Преимущества полевых экспресс-методов перед лабораторными в условиях реконструкции заключаются в следующем:

- они позволяют проводить исследования сравнительно большого массива грунта, включая структурно-неустойчивые грунты, где отбор монолитов практически невозможен;
- дают возможность получить близкие к фактическим данные при минимальной степени нарушения сложившегося за длительный период эксплуатации зданий состояния грунтов;
- имеется возможность при использовании специальных приемов

оценить напряженно-деформированное состояние грунтов;

- способствуют получению информации, пригодной для использования современных численных методов расчета.

К недостаткам экспресс-методов можно отнести: фиксированный момент времени получения информации без учета сопутствующих, изменяющихся ситуаций и недостаточную изученность некоторых полевых методов. Эти недостатки можно устранить при проведении полевых испытаний в комплексе с лабораторными исследованиями грунтов и геотехническим прогнозом всех возможных ситуаций методом конечных элементов (МКЭ) (А.Б.Фадеев,1987).

Анализируя разновидности полевых методов исследования грунтов и передовой опыт таких работ, накопленный в ФРГ, Голландии и странах северного Союза (Швеция, Дания, Финляндия, Норвегия и др.), для целей реконструкции на слабых грунтах можно рекомендовать: 1 – динамическое и статическое зондирование грунтов основания; 2 – зондирование с использованием системы крыльчаток для испытания грунта на вращательный срез; 3 – испытания грунтов винтовыми штампами.

Метод динамического зондирования с использованием легких зондов позволяет решать широкий круг вопросов как в песчаных, так и в глинистых грунтах. По результатам зондирования можно вычислить условное динамическое сопротивление грунта $P_д$ по формуле

$$P_д = Ak\varphi\, n/h\,, \qquad (3.16)$$

где A – удельная энергия зондирования, определяемая по ГОСТ 19912-81; k – коэффициент учета потерь энергии при ударе молота и на упругие деформации штанг (k зависит от принятых интервалов зондирования и типа установки); φ – коэффициент, учитывающий потери энергии на трение штанг о грунт; h – глубина погружения зонда; n – число ударов молота на залог.

По результатам динамического зондирования можно, как минимум, оценить плотность сложения песчаных грунтов и в первом приближении оконтурить зоны уплотнения от длительно действующей нагрузки либо зоны разуплотнения при снятии нагрузки или какомлибо негативном техногенном воздействии. Кроме того, можно получить значение модуля деформации для пылевато-глинистых грунтов по формуле $E = 6p_д$. Значение условного расчетного сопротивления (МПа) пылевато-глинистых грунтов определяется следующим образом:

$p_д$	1,0	3,0	5,0	7,0
R_0	0,1	0,25	0,4	0,55

Значения прочностных и деформационных свойств песчаных грунтов сведены в табл.3.13 (М.А.Солодухин, 1985, Е.А.Сорочан, Ю.И.Дворкин, 1976). Данные динамического зондирования позволяют оценить динамическую устойчивость песков, что очень важно для специфических условий Петербурга, особенно его центральной части, сложенной песками пылеватыми и супесями. При постоянном вибрационном загрязнении среды возможны случаи разжижения песков под эксплуатируемыми зданиями.

Таблица 3.13

Нормативный угол внутреннего трения $\varphi_н$ и нормативный модуль деформации $E_н$ для песчаных грунтов

$p_Д$, МПа	Пески крупные и средние		Пески мелкие		Пески пылеватые	
	$\varphi_н$°	$E_н$, МПа	$\varphi_н$°	$E_н$, МПа	$\varphi_н$°	$E_н$, МПа
2	30	20 - 16	28	13	26	8
3,5	33	26 - 21	30	19	28	13
7,0	36	39 - 34	33	29	30	22
11,0	38	49 - 44	35	35	32	28
14,0	40	55 - 50	37	40	34	32
17,5	41	60 - 55	38	45	35	35

Можно использовать показатель N – число стандартных ударов, необходимых для погружения зонда на глубину 10 см: $N = 10n/h$. Среднее значение числа ударов при погружении зонда на глубину 10 см можно находить по методике Ю.С. Миренбурга и Л.Н. Хрусталева (1978) графоаналитическим способом. Сущность его заключается в том, что площадь эпюры N в пределах слоя грунта соответствует работе, затраченной на погружение зонда. Таким образом, зная эпюру S_i и оценивая ее площадь с учетом мощности слоя h, можно получить значение N для конкретного выделенного слоя. Существуют различные системы обработки N, позволяющие при заданных условиях доверительной вероятности резко увеличить достоверность получаемых характеристик.

Кроме того, используя легкие переносные динамические зонды и наборные штанги, можно зондировать грунты в основании реконструируемых зданий через отверстия, пробуренные в теле фундамента.

Статическое зондирование широко применяется в мировой практике инженерно-геологических изысканий преимущественно для прогноза несущей способности свайных фундаментов.

Не вдаваясь в теорию статического зондирования (это является темой самостоятельных исследований большой группы ученых)

(П.А.Коновалов, 1989, В.Ф.Разоренов, 1980, М.А.Солодухин, 1986), отметим следующие моменты, характерные для использования метода в реконструкционной практике:

- используя специальные установки, можно выполнять зондирование на большую глубину с определением кровли плотных пород, способных стать основанием для свай усиления;
- статическое зондирование позволяет выявить границы грунтов, различных по составу и состоянию;
- представляется возможным при зондировании через отверстия в ростверке установить фактическое сопротивление грунта (лобовое сопротивление – g_3 и трение по боковой поверхности – f_3) и откорректировать несущую способность сваи в основании реконструируемых зданий;
- при необходимости возможно зафиксировать уплотненные зоны (рис.3.19) и оценить степень разуплотнения грунтов.

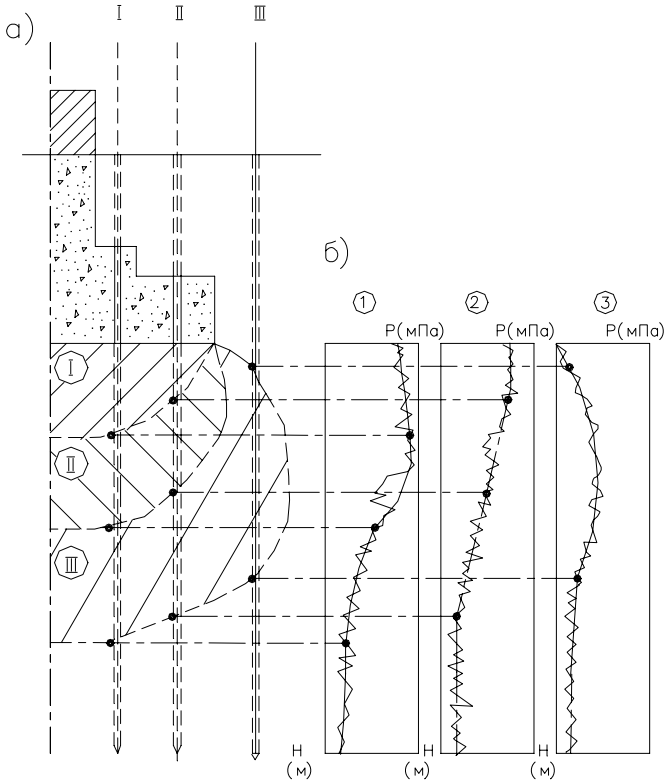


Рис. 3.19. Испытание грунтов в основании реконструируемых фундаментов статическим зондированием: *а* – выделенные уплотненные зоны; *б* – результаты испытаний зондом

Как видно на рис. 3.19, зондирование выполняется в том числе и через существующий фундамент. Даже этот простейший пример указывает на возможность учета степени уплотнения-упрочнения грунта в основании зданий. Представляется возможным оценить прочностные и деформационные характеристики грунтов рядом с фундаментом и непосредственно в пределах сжимаемой толщи под подошвой.

Результаты испытаний показаны на графиках статического зондирования (см. рис. 3.19, *б*) как сопряженные отрезки прямых, характеризующих степень уплотнения-упрочнения грунта в основании реконструируемого фундамента. Можно выделить условные зоны и подзоны близкой степени уплотнения (*I, II* и *III*).

М.А. Солодухин (1985) предлагает методику «инженерного сглаживания», которая достаточно проста и интересна для строительной практики, в частности, при решении геотехнических задач по реконструкции зданий на естественном основании и сваях. Так, например, используя эту методику, можно найти суммарное боковое сопротивление:

$$Q_{\text{В}}^{\text{н}} = Q_{\text{з}}^{\text{В}} + H\text{tg}\theta. \tag{3.17}$$

Значение $Q^{\text{в}}{}_{3}$ - суммарное сопротивление по подошве вышележащего слоя – находится из выражения

$$Q_3^B = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_3^i - \sum_{i=1}^{n} H_i^2 - \sum_{i=1}^{n} H_i \sum_{i=1}^{n} (Q_3^i)}{n\sum_{i=1}^{n} H_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} H_i\right)^2}, \tag{3.18}$$

а значение tg θ - по формуле

$$tg\theta = \frac{\sum_{i=1}^{n} (Q_3^i H_i) - \sum_{i=1}^{n} Q_3^i \sum_{i=1}^{n} H_i}{n\sum_{i=1}^{n} H_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} H_i\right)^2}, \tag{3.19}$$

где n – число принятых значений $Q^{\text{в}}{}_{3}$ (рис.3.20) на соответствующих глубинах H.

Значения q_3 и f_3 можно получить известными методами математической статистики.

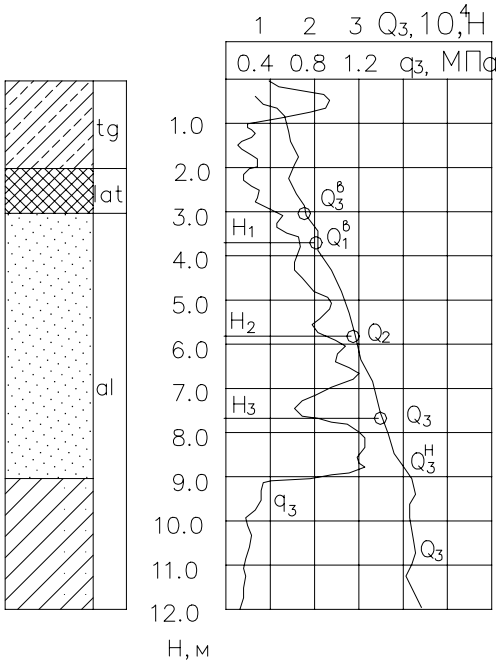


Рис. 3.20. График статического зондирования характерных грунтов Архангельска установкой С-979

С учетом относительной сложности и неопределенности метода "инженерного сглаживания" графиков автором этой главы совместно с Е. Н. Богдановым (В.М.Улицкий, 1983) для практических целей предложена достаточно простая методика составления графиков для определения основных характеристик наиболее распространенных грунтов Петербурга на основе зондирования (рис. 3.21).

В последние 25 лет графики использовались различными организациями при обследовании тысяч реконструируемых зданий. Выполненные расчеты по геотехническому прогнозу подтвердились многолетними данными натурных наблюдений за зданиями.

Информативность способов зондирования существенно возрастает при комплексных и сопоставительных изысканиях на основе тарировки или использования корреляционных зависимостей между показателями зондирования и характеристиками физико-механических свойств грунтов, определенных на образцах в лаборатории. В каждом случае корреляционные зависимости устанавливаются для конкретных грунтов данного генетического типа, по результатам параллельных изысканий зондированием и лабораторных испытаний.

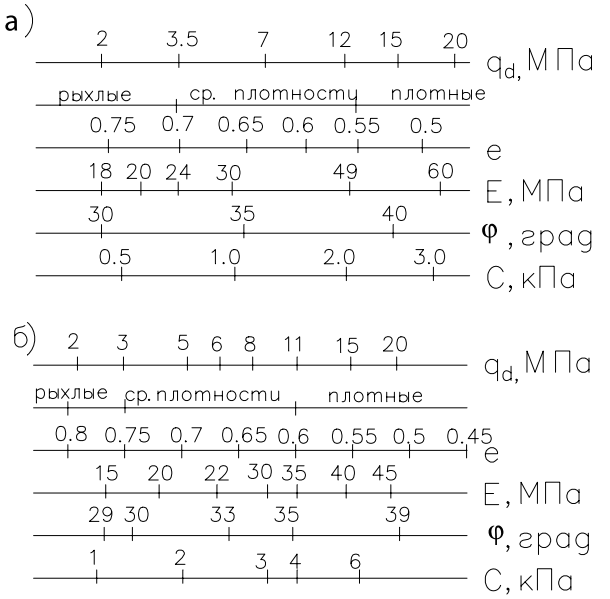


Рис. 3.21. Зависимости показателей основных физико-механических характеристик грунта от величин сопротивления динамическому зондированию легкими забивными зондами: *а* – пески крупные и средней крупности независимо от влажности; *б* – пески мелкие водонасыщенные

Опыт применения различных методов зондирования, в том числе с лопастными зондами, для изысканий на объектах реконструкции был использован при разработке специальной методики обследования оснований эксплуатируемых зданий. Методика реализована применительно к эксплуатируемым длительное время стабилизированным основаниям, сложенным типичными для Петербурга водонасыщенными сильносжимаемыми грунтами с низкими прочностными показателями (рис. 3.22).

Методика предусматривает, что в структуре грунтов отсутствуют цементационные и кристаллизационные связи, а связанность пылевато-глинистых грунтов определяется только молекулярными водно-коллоидными связями тиксотропного характера.

Для решения самых различных вопросов реконструкции зданий необходим анализ характера деформирования грунтов при нагрузке. Наиболее перспективными в стесненных условиях существующих подвалов оказались винтовые штампы. Они позволили установить деформационные свойства грунтов в основании зданий в непосредственной близости от существующих фундаментов.

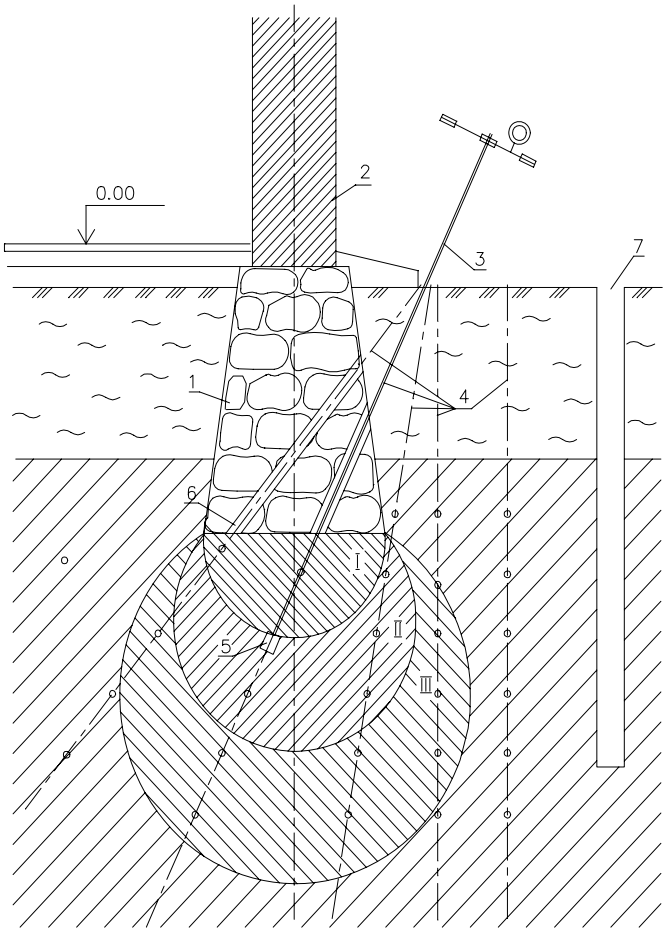


Рис. 3.22. Зондирование лопастным зондом грунтов в основании фундамента: *1* – фундамент; *2* – стена; *3* – зонд; *4* – направления внедрения зонда; *5* – лопастной наконечник; *6* – сквозное отверстие, пробитое в фундаменте перфоратором; *7* – скважина для отбора проб; *I*, *II*, *III* – зоны разной степени уплотнения-упрочнения (точками указаны места испытаний на вращательный срез)

Использование винтового штампа конструкции С. Н. Сотникова, В. Н. Бражник (1987) позволило на конкретных объектах реконструкции установить деформационные характеристики грунта для геотехнического прогноза, связанного с догружением грунтов при значительной надстройке. Кроме того, представилось возможным смоделировать ситуации, связанные с различным режимом нагружения и разгрузки.

Из множества объектов, подлежащих реконструкции, был выбран характерный, на котором предполагалось решить целый комплекс задач:

- увеличение нагрузки на существующие фундаменты в связи с планируемой надстройкой на 2 этажа;
- разборка дворовых флигелей с возведением на существующих фундаментах многоэтажной гостиницы;
- пристройка спортивного комплекса с универсальным спортивным залом;
- углубление существующих подвалов.

Опытная площадка находилась в Невском районе по ул. Седова, 55. Испытания винтовыми штампами проводились из подвальных помещений, что исключало влияние погодных условий. Уровень поверхности пола находился на 0,9 м выше заложения подошвы ленточного фундамента под наружные стены.

Площадка сложена желтыми пылеватыми тугопластичными суглинками с глубины 1,0 м – слоистыми, а с глубины 3,6 м – с прослойками серого суглинка и супесей пластичных. Мощность этого слоя достигала 4,0 м. Ниже располагались ледниковые отложения, представленные пылеватыми серыми тугопластичными суглинками с редким мелким гравием. В процессе откопки шурфов и проходки скважин были отобраны монолиты, что позволило определить основные физико-механические характеристики грунтов.

Анализ инженерно-геологических условий выявил необходимость проведения в числе других и штамповых испытаний. Используемый винтовой штамп состоял из центрального ствола, лопасти, загрузочной платформы и реперной системы. Диаметр лопасти 3,6 см, что соответствует площади штампа 1000 см^2.

Для измерения вертикальных перемещений грунта по глубине основания использовались глубинные марки (рис. 3.23). Они представляют собой стержень длиной 60 мм с заостренным концом и с винтовой лопастью диаметром 35 мм. Марки погружались после завинчивания штампа. При испытаниях строились традиционные графики «нагрузка-осадка» (рис. 3.24).

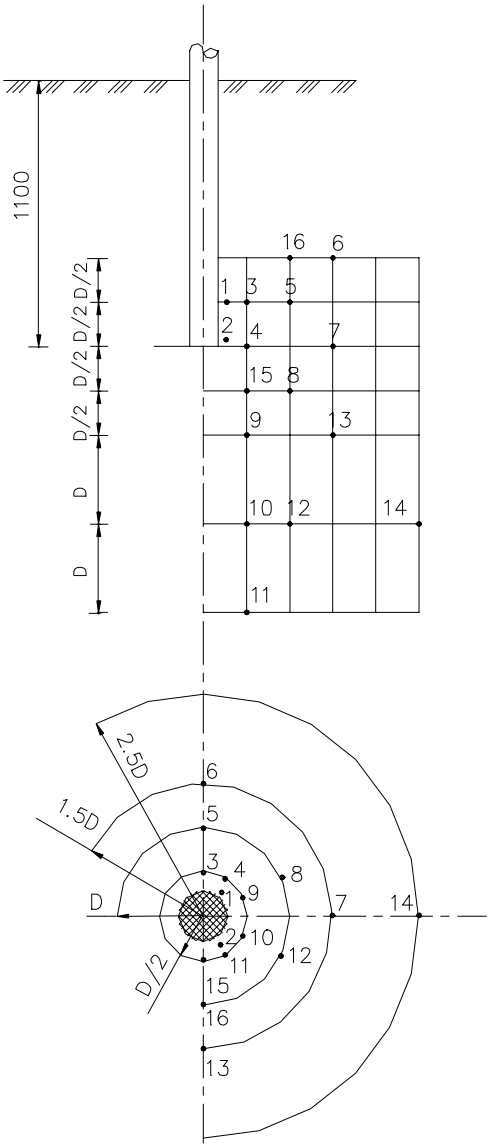


Рис. 3.23. Схема расстановки глубинных марок
у винтового штампа

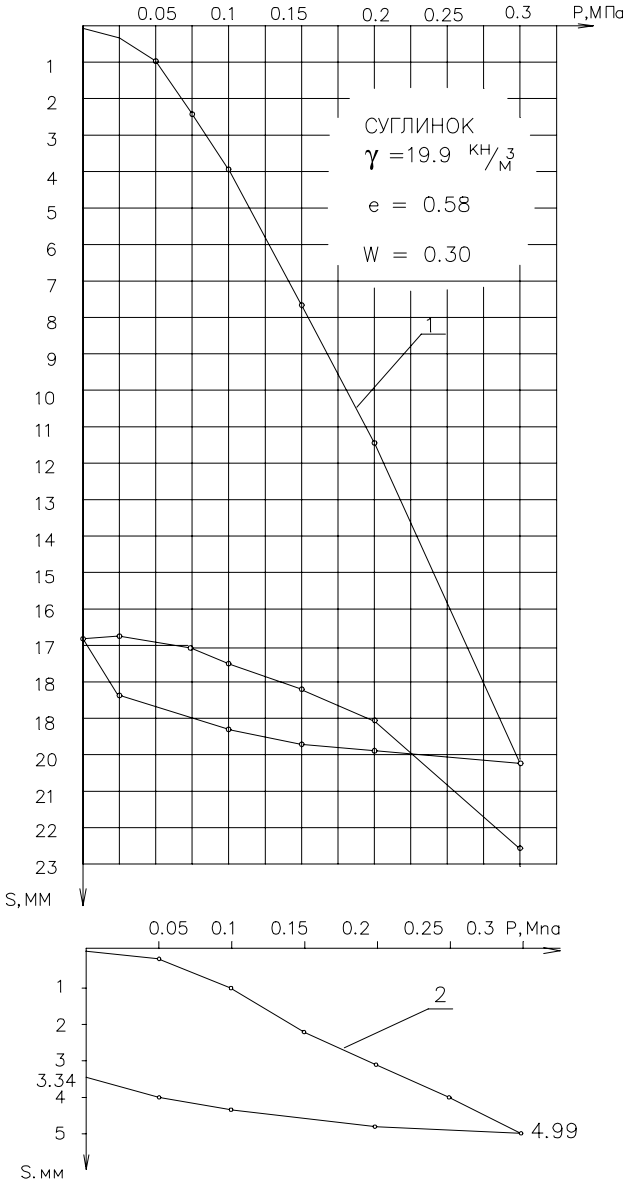


Рис. 3.24. Зависимость деформаций грунтов основания от давления (испытание винтовым штампом) на глубине 1,1 м (*1*) и 2,2 м (*2*)

Модуль деформации грунтов на глубине 0,9 м (глубина заложения фундамента) составил 1,7 МПа, а на глубине 2,2 м - 1,6 МПа. Доля обратимых деформаций возрастала с глубиной: при испытаниях на верхнем горизонте она составила 13%, на нижнем - около 30%.

Винтовой штамп позволил установить значение деформационных характеристик грунтов рядом с реконструируемым фундаментом и прогнозировать осадки здания после реконструкции. По предложенной методике были также подсчитаны осадки здания после проектируемого возведения новых стен на старых фундаментах.

Таким образом, винтовой штамп многофункционален и позволяет в комплексе с другими полевыми методами испытаний грунтов решать широкий круг реконструкционных задач, повышая информативность геотехнической системы.

Как показала многолетняя практика реконструкции на слабых грунтах, использование изложенной методики повышает надежность численных расчетов и позволяет совершенствовать технологические приемы реконструкции фундаментов.

Использование такого штампа на площади застройки 16-этажного здания на плите могло предотвратить значительный крен с отклонением его от вертикали более чем на 1,0 м (Шипкинский пер., д.3). Расчетное сопротивление определялось проектировщиками для фактической ширины фундамента (более 20 м) и соответственно имело большое значение. Фактически расчетное сопротивление – величина весьма условная. Это такое давление, при котором развиваются зоны пластических деформаций, но их высота не превышает четверти ширины фундамента. Естественно, что разносжимаемые грунты основания при столь больших зонах развития пластических деформаций и явились первопричиной столь значительного аварийного крена. Выравнивание этого здания конечно не было соразмерно с выравниванием наклонной башни в Пизе, но стоило больших материальных средств и интеллектуальных затрат. Более детально, с иллюстрациями, этот случай будет проанализирован в гл. 10.

Несомненно, что все рассмотренные ниже проблемы можно успешно разрешать современными методами численного моделирования. Конечно, они будут на порядок надежней, если все численные методы тестировать на предмет соответствия имеющимся натурным данным. Данные фактических наблюдений, подробно проанализированные в этой главе, могут стать критерием надежности. И несомненно, что основой надежности любых программных комплексов по расчету оснований и фундаментов, в том числе с учетом их взаимодействия с конструкциями зданий, являются достоверные данные инженерных изысканий. Новый закон РФ о безопасности зданий и сооружений требует обязательного выполнения совместных расчетов и учета нелинейной работы грунтов основания с использованием их реологических свойств.

Так, численное моделирование взаимодействия здания и основания

на Шипкинском пер., д. 3, позволило дать прогноз крена с учетом развития неравномерных осадок на всех этапах строительства здания и прокладки коммуникаций на окружающей его территории. Этот пример явился хорошим тестом для отладки разработанных авторами этой книги программных комплексов, объединенных под названием *FEM models*.

4

ОСНОВЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СИТУАЦИЙ

Исторически при проектировании конструкций зданий сложилось разделение труда: работу конструкций (иногда, включая фундаменты) рассматривает инженер-конструктор, а работу грунтового основания – геотехник. Такая специализация вполне понятна: конструктор имеет дело с искусственно полученными объектами – железобетонными, металлическими и другими конструкциями, а геотехник – с природной средой – грунтом. Характеристики конструкций могут быть заданы, а параметры свойств грунтов можно лишь выявить с той или иной степенью точности. Принципиально иным является и поведение грунтов под нагрузкой, которое изучает специальная научная дисциплина – механика грунтов. Работу конструкций обычно стремятся ограничить упругой областью, а механика грунтов имеет дело с нелинейно-деформируемыми средами.

Механизм взаимодействия конструкторов и геотехников в российской (да и в мировой) практике обычно таков. Конструктор передает геотехнику информацию о нагрузках от здания на основание. При этом сбор нагрузок, независимо от того, выполнен он вручную или является продуктом решения конечно-элементной задачи расчета надземных конструкций, осуществляется без учета деформируемости основания. Иными словами, расчет нагрузок на основание производится так, как если бы здание стояло на некоем жестком столе. Геотехник получает эти нагрузки от здания и прикладывает их как гибкие (!) к основанию, которое моделирует, используя достижения механики грунтов. Спрашивается: какое у нас основание – абсолютно жесткое (как думает конструктор) или податливое (как справедливо полагает геотехник); какое у нас здание – гибкое (как моделирует геотехник) или конечной жесткости (как представляется конструктору)?

Выход из этой ситуации кажется весьма простым: необходимо рассчитывать здание совместно с его основанием. Это требование уже давно содержится в российских и зарубежных нормативных документах. Но как его реализовать?

4.1. Использование упрощенных моделей основания для решения задач совместного расчета основания и сооружения

Исторически совместные расчеты развивались для фундаментных плит, которые бессмысленно рассчитывать без учета их взаимодействия с основанием. Для них еще в 1950–1970-х гг. были разработаны довольно эффективные методы расчета, наиболее полно использующие возможности вычислительной техники того времени. При этом пришлось пойти на существенные жертвы. Главной «жертвой» стало основание. Его упрощали по двум направлениям. Первое – основание было заменено упругой изотропной средой. Излишне говорить, что все встречающиеся в природе грунты (кроме, пожалуй, нетрещиноватых скальных) представляют собой анизотропные, слоистые, нелинейно-деформирующиеся неупругие среды.

Другое направление – введение так называемых коэффициентов постели, более удобных для численных расчетов и получивших широкое распространение. Учитывая русскую семантику термина «коэффициент постели», проиллюстрируем суть этих моделей на соответствующих примерах.

В простейшей модели Винклера реальное основание заменяется подобием пружинного дивана без обшивки. Если вы сядете на такой диван, то деформируются только те пружины, которые находятся под вами, а соседние останутся неподвижными. Очевидно, что такая вольная модель весьма условна: не приходится ожидать ни появления в расчетах мульды оседания, ни влияния на соседние здания и т.п.

Существует множество модификаций этого подхода, когда используются два или три коэффициента постели. Это все тот же пружинный диван, на который натянута обшивка определенной жесткости. Отдельные модели добавляют еще одно усложнение – что-то вроде слоя поролона поверх пружин. Это позволяет несколько приблизиться к реальности: присаживаясь на диван, вы увидите мульду оседания и повлияете на соседа по дивану. Недостаток всех этих моделей очевиден: непонятно, каким образом «пружинная аналогия» отражает работу реального основания. Не вызывает сомнений, что, манипулируя жесткостями пружин, эластичностью покрытия и т. п., можно добиться приближения к экспериментальным данным. Несколько утрируя, можно сказать, что этот метод хорош для прогноза в том случае, когда результат известен заранее. На практике существуют способы подбора коэффициентов постели, позволяющие приблизиться к решению задачи о деформировании упругого слоя.

До последнего времени упрощенные методы были единственным средством расчета здания, хотя бы в какой-то мере учитывающим ра-

боту основания. Вклад этих методов в развитие инженерной мысли в прошлом был весьма велик и поэтому они заслуживают подробного рассмотрения.

Моделирование работы фундаментных плит – достаточно разработанная область геотехнических расчетов, в которой бесспорным является приоритет отечественных исследователей. Созданные еще в 1950–70-х годах модели упругого основания позволили с достаточной точностью учитывать пространственную работу грунта и выполнять совместные расчеты основания и плиты на существовавшем в то время уровне развития вычислительной техники. Среди этих моделей наиболее совершенными являлись модели Горбунова-Посадова и Пастернака.

Модель Горбунова-Посадова предполагает расчет с одним переменным коэффициентом постели, который определяется путем деления давления по подошве плиты на величину ожидаемой осадки в данной точке. Принцип расчета заключается в итерационном совмещении расчетов осадок упругого основания от давления по подошве плиты и расчетов усилий в плите от неравномерности осадок. Как показывает практика, недостаток такого подхода заключается в медленной сходимости итерационного процесса, что приводит к существенной трудоемкости и неэффективности расчетов. По этой причине данный принцип не получил распространения в расчетной практике и не был реализован в известных компьютерных программах.

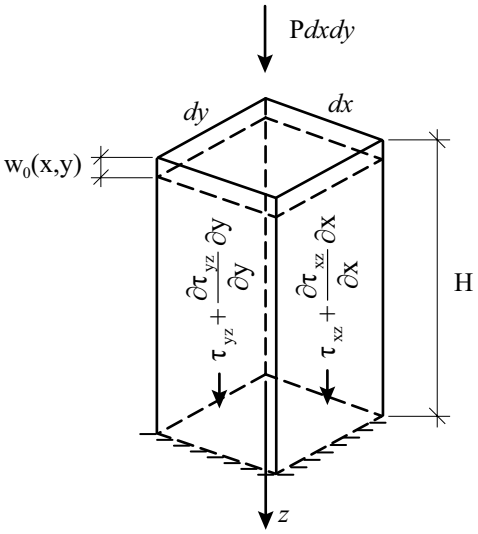


Рис. 4.1. Схема работы столбика грунта

Существенно большее развитие на практике получили способы расчета с использованием постоянных коэффициентов постели. Как известно, модель с одним коэффициентом постели не позволяет учитывать пространственную работу грунта, взаимное влияние площадей нагружения и может привести к существенной недооценке усилий в плите. Эти недостатки были устранены Пастернаком, предложившим ввести второй коэффициент постели, учитывающий распределительную способность грунта. Им же были предложены формулы для вычисления коэффициентов постели для однослойного основания.

Основным недостатком большинства упрощенных моделей, применяемых в расчетной практике, является то, что используемые в них параметры не удается получить из физико-механических характеристик грунтов основания. Кроме того, практически ни одна из моделей не позволяет оценить напряженно-деформированное состояние неоднородного массива грунта, а, следовательно, решение нелинейных задач с их помощью становится невозможным или весьма неточным.

Рассмотрим обобщение двухпараметрической модели упругого основания, позволяющее избавиться от указанных недостатков (К.Г. Шашкин, 1999).

Выделим из массива грунта столбик размерами dx, dy и высотой H, нагруженный вертикальной нагрузкой P (рис.4.1). Предположим, что горизонтальные перемещения грунта малы по сравнению с вертикальными $u(x,y,z) = v(x,y,z)=0$. Обозначим

$$f_\tau = \left(\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} \right) \tag{4.1}$$

Рассматривая уравнения равновесия и формулы Коши можно получить уравнение, содержащее неизвестную функцию f_τ.

$$f_\tau = G\varphi \left(\nabla w_0 - \nabla \int_0^H \frac{1}{E} \left(\int_0^z f_\tau dz \right) dz \right) + G\nabla \int_z^H \frac{1}{E} \left(\int_0^z f_\tau dz \right) dz \tag{4.2}$$

где

$$\varphi = \frac{\int_z^H 1/E\, dz}{\int_0^H 1/E\, dz} \qquad E = E_0 \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \qquad \nabla = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right)$$

Модуль деформации грунта E_0 и коэффициент Пуассона μ в общем случае являются переменными по глубине. Представим функцию вертикального перемещения поверхности грунтового массива $w_0(x,y)$ в

окрестности точки (x,y) многочленом 3-ей степени, таким, что

$$\nabla\nabla w_0(x,y)=0 \tag{4.3}$$

Тогда решением уравнения (4.2) будет функция

$$f_\tau = G\varphi\nabla w_0 \tag{4.4}$$

Подставив (4.4) в уравнение равновесия и формулы Коши после преобразований можно получить выражение вида

$$P = Kw_0 - C\nabla w_0 \tag{4.5}$$

где

$$K=\left(\int_0^H \frac{1}{E}dz\right)^{-1} \qquad C=\left(\int_0^H \frac{1}{E}dz\right)^{-2}\int_0^H \frac{1}{E}\int_0^z G\int_z^H \frac{1}{E}dz \tag{4.6}$$

Вид выражения (4.5) аналогичен известному выражению для двухконстантной модели основания. При решении уравнения (4.2) использовалось приближенное представление функции w_0, поэтому, используя выражение (4.6), мы будем получать приближенное решение задачи теории упругости при условии $u(x,y,z) = v(x,y,z) = 0$. При постоянстве модуля деформации грунта по глубине можно получить известные выражения для коэффициентов жесткости двухконстантной модели основания, полученные ранее М.И. Горбуновым-Посадовым и П.Л. Пастернаком. Для многослойного основания, состоящего из n слоев толщиной h_i, можно получить следующие формулы:

$$K=\frac{1}{\delta_1} \qquad C=\frac{1}{3\delta_1^{\,2}}\sum_{i=1}^{n} G_i h_i\left(\delta_i^{\,2}+\delta_i\delta_{i+1}+\delta_{i+1}^{\,2}\right) \tag{4.7}$$

где

$$\delta_i=\sum_{j=1}^{n}\frac{h_i}{E_i} \qquad \delta_{n+1}=0.$$

Формулы для коэффициентов жесткости многослойного основания, дающие близкие результаты, были получены И.А. Медниковым, однако в формуле для второго коэффициента жесткости им не была учтена переменность модуля сдвига по глубине.

Кроме уточнения формул для коэффициентов жесткости предложенный вывод параметров двухконстантной модели позволяет после вычисления функции перемещения поверхности вычислить значения всех компонентов напряжений в массиве грунта, а также перемещение w в любой точке массива:

$$\sigma_z = -\left(Kw_0 - C\nabla w_0\right) - \nabla w_0 \int_0^z G\varphi dz$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z \tag{4.8}$$

$$w = \varphi\left(w_0 - \nabla w_0 \int_0^H \frac{1}{E}\left(\int_0^z G\varphi dz \right) dz \right) + \nabla w_0 \int_z^H \frac{1}{E}\left(\int_0^z G\varphi dz \right) dz$$

$$\tau_{xz} = G\frac{\partial w}{\partial x}; \quad \tau_{yz} = G\frac{\partial w}{\partial y}$$

Зависимости (4.8) представляют собой «развертку» на полупространство решения задачи о перемещении поверхности грунтового массива по двухконстантной модели основания. Таким образом, решение задачи совместного расчета основания и сооружения по этой модели сводится к следующим этапам:

1. Определение параметров модели по данным о физико-механических характеристиках реального напластования грунтов основания, т.е. "свертка" пространственной задачи к задаче о перемещении точек на поверхности массива грунта.

2. Решение дифференциальных уравнений для точек, лежащих на поверхности грунтового массива и определение функции перемещений поверхности.

3. Определение напряженно-деформированного состояния основания по полученной функции перемещения поверхности (т.е. «развертка» решения).

Далее с помощью известных методов (например, метода начальных напряжений) могут решаться нелинейные задачи механики грунтов.

Как показывает проведенный нами анализ (Шашкин К.Г., 1999), расчеты по откорректированным формулам И.А. Медникова (4.7) и (4.8) дают удовлетворительное совпадение с расчетами по упругой пространственной модели грунта (рис. 4.2). Двухконстантная модель упругого основания была реализована во многих компьютерных программах, получивших широкое распространение.

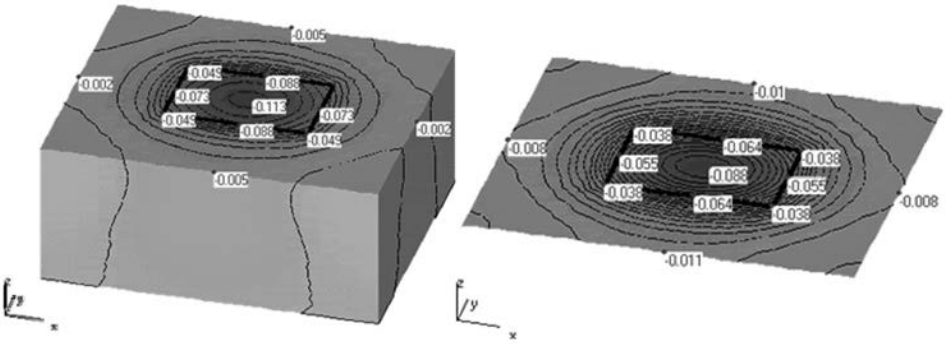


Рис. 4.2. Сравнение расчета плиты по различным моделям основания. Изображены изолинии осадок (м): а) расчет плиты по пространственной упругой модели грунта; б) расчет плиты по двухконстантной модели.

Большой опыт проектирования фундаментных плит был накоплен крупнейшими петербургскими институтами – Ленпромстройпроектом, ЛенНИИпроектом. Специалисты этих институтов установили высокую планку компетентности в области таких расчетов для самых разнообразных по сложности сооружений. На западе расчеты такой степени сложности для рядовых сооружений применялись и применяются далеко не всегда, прежде всего (по признанию автора свода американских геотехнических норм (Bowles, 1996) из-за высокой стоимости собственно расчетов. В справедливости этого замечания нам пришлось убедиться и на практике, когда одна иностранная фирма безуспешно пыталась спроектировать для пивоваренного завода «Балтика» в С-Петербурге фундаментную плиту под цех с большими неравномерно распределенными нагрузками. Расчеты проводились ими по модели балки на упругом основании для условно вырезанной из плиты полосы шириной в 1 м, что привело к ошибкам в армировании плиты на 60% ее площади.

К сожалению, в последние годы в нашем городе наблюдается общее снижение уровня компетентности в области геотехнических расчетов, в том числе, и в расчетах фундаментных плит. Это связано, прежде всего, с появлением на рынке проектных услуг мелких фирм, не только не располагающих собственными специалистами-геотехниками, но и экономящих на расчетной части проекта. Практика работы авторов в городской экспертной комиссии по основаниям и фундаментам показывает, что к расчетам зачастую привлекаются недостаточно подготовленные специалисты, незнакомые с основными предпосылками применяемых ими расчетных моделей. Наиболее распространенной ошибкой является неверное назначение коэффициентов в двухконстантной модели Пастернака. Злую службу здесь могут

сослужить имеющиеся в справочниках таблицы коэффициентов постели, зависящих только от вида грунта. В то же время любому специалисту-геотехнику должно быть известно, что коэффициент постели включает в себя как физические, так и геометрические характеристики: глубину сжимаемой толщи, зависящую, в свою очередь, от размеров фундаментной плиты. Особенно много ошибок встречается при выборе второго коэффициента постели, который зачастую принимается произвольно, как якобы не влияющий на результаты расчета. Это заблуждение тесно связано с другой ошибкой - неучетом в расчетной схеме так называемых законтурных элементов. Существует мнение, что они также мало влияют на результаты расчета. Однако такой эффект наблюдается как раз при ошибочном назначении второго коэффициента постели (его занижении). Между тем, модель Пастернака была создана именно для учета пространственной работы грунта, в частности, за пределами нагруженной области.

Эти ошибки весьма опасны, поскольку приводят к принципиально неверной схеме работы плиты. Например, равномерно загруженная плита при подобных ошибках получает, согласно расчету, абсурдный для геотехника характер деформирования в виде выгиба с наибольшими осадками по краям загруженной области.

Оставив в стороне грубые ошибки, можно убедиться в том, что даже при корректном назначении параметров двухконстантной модели ее использование приводит к некоторым неточностям, связанным со слишком большой степенью упрощения работы массива грунта. Действительно, в большинстве случаев при выводе формул для коэффициентов постели пренебрегают горизонтальными деформациями в массиве грунта, что приводит к занижению расчетной осадки, которое в отдельных случаях может достигать 30%. Кроме того, при выводе формул для коэффициентов постели задаются приближенной функцией распределения напряжений по глубине грунтового массива (В.З.Власов, Н.Н.Леонтьев, 1960). Еще одним недостатком использования упрощенных моделей работы основания является невозможность учета нелинейной работы грунта. В целом для большинства моделей упругого основания характерным является преувеличение распределительной способности грунта, обусловливающее чрезмерное развитие мульды оседания. Это связано с допущениями, введенными при построении упрощенных моделей, а также отсутствием учета пластических деформаций, возникающих под краями плиты.

Главное в том, что *упрощенные методы* в принципе *применимы для решения* единственного класса *задач – для расчета фундаментных плит*. Но они абсолютно неприменимы для расчета подземных сооружений, зданий с глубокими подвалами, зданий на отдельно

стоящих свайных фундаментах, для оценки влияния разделительных стенок, котлованов, подземных выработок – словом, всех других классов геотехнических задач, не говоря уже о том, что упрощенные модели не позволяют рассматривать нелинейную работу основания.

Повторим: эти методы соответствовали уровню развития вычислительной техники своего времени и с успехом применялись при проектировании множества сооружений. Сегодня возможности вычислительной техники возросли настолько, что мы имеем реальную возможность применять достижения механики грунтов при проектировании конструкций зданий и сооружений. Задача современной геотехники – научиться использовать эти возможности.

4.2. Основные технические проблемы совместных расчетов

4.2.1. Проблема объема вычислений

Главная трудность совместных расчетов состоит в необходимости выполнения огромного объема вычислений. Поэтому, говоря о совместных расчетах, мы неизбежно должны коснуться технических проблем, связанных с поиском эффективных алгоритмов организации вычислений. Современная вычислительная техника предоставляет программистам большой объем доступной оперативной памяти, однако для обработки этих объемов может потребоваться значительное время. Сегодня можно говорить об изменении критерия выбора вычислительных алгоритмов: если раньше рассматривались алгоритмы, позволяющие выполнить вычисления с использованием ограниченного объема оперативной памяти, то в настоящее время основным условием становится скорость вычислений.

Для совместных расчетов необходимо построить эффективные алгоритмы решения больших систем линейных алгебраических уравнений (СЛАУ). Для моделирования надземных конструкций достаточно сложного сооружения с помощью пластинчатых и стержневых конечных элементов, например 16-этажного здания, требуется решить систему порядка одной-двух сотен тысяч степеней уравнений. Такая задача вполне по силам современной вычислительной технике. Однако при моделировании основания приходится описывать конечными элементами значительный пространственный объем массива грунта и иметь дело с системами не менее 500000 уравнений, а во многих случаях – более миллиона уравнений. Такие задачи очень сложны даже для современной вычислительной техники.

Анализ различных методов решения СЛАУ показал, что при использовании прямых методов время решения быстро возрастает с уве-

личением порядка системы, поэтому эти методы практически неприменимы для решения задач совместного расчета на стандартном вычислительном оборудовании. Мы уделили особое внимание итерационным методам, наиболее приспособленным для решения систем с разреженными матрицами высокого порядка. Время решения задачи при использовании итерационных методов больше зависит от числа обусловленности матрицы системы, чем от порядка системы уравнений. Поскольку число обусловленности матрицы системы при решении задач расчета конструкций с использованием МКЭ как правило достаточно велико, применение итерационных методов возможно только при условии предварительного преобразования системы уравнений. Такое преобразование называется *предобусловливанием*. Таким образом, ключевым моментом при использовании итерационных методов является выбор эффективного предобусловливателя.

Очевидно, что, чем лучше предобусловливатель M аппроксимирует матрицу A, тем ближе $\tilde{A} = M^{-1}A$ будет к единичной матрице и тем меньшим окажется ее число обусловленности. Однако для эффективной работы алгоритмов должна достаточно просто решаться система $Mz = r$.

Для лучшей аппроксимации матрицы A матрицу M можно представить в виде некоторого разложения на множители (например, LU-разложения по схеме Гаусса, LL^T-разложения Холецкого, QR-разложения, где Q – ортогональная, а R – правая треугольная матрица). В этом случае решение системы $Mz = r$ не представляет значительной сложности. Очевидно, что, если в качестве матрицы M взять LU- или LL^T-разложения матрицы A, то $\tilde{A} = M^{-1}A = E$. В этом случае применение итерационных методов не имеет смысла. Однако, если взять в качестве предобусловливателя LU- или LL^T-разложения матрицы A', в каком-то смысле близкой к A, то можно ожидать, что матрица $\tilde{A} = M^{-1}A$ будет приближаться к единичной. Прежде всего это приближение будет выражаться в сужении спектра матрицы, т. е. уменьшении числа обусловленности, а следовательно, будет приводить к ускорению сходимости итерационных методов.

На этой идее основаны предобусловливатели, получаемые по схеме неполного разложения. Наиболее часто для решения СЛАУ применяется предобусловливатель, основанный на неполном разложении по алгоритму Холецкого. Идея построения предобусловливателя чрезвычайно проста: при выполнении LL^T-разложения матрицы A используется исходная структура разреженности матрицы, т. е. не производится ее заполнение новыми ненулевыми элементами. Такой предобусловливатель позволяет значительно сократить время решения многих задач по сравнению с прямыми методами расчета. В частности, он

оказывается чрезвычайно эффективным для решения задач расчета напряженно-деформированного состояния основания без учета работы надземных конструкций. Однако для ряда задач применение неполного разложения по алгоритму Холецкого не приводит к заметному уменьшению числа обусловленности преобразованной системы, что сказывается на низкой скорости сходимости итерационных методов.

Для улучшения свойств предобусловливателя, основанного на неполном разложении, были предложены различные стратегии частичного резервирования новых ненулевых элементов. Однако в большинстве своем эти стратегии основаны на эвристических соображениях и их общим недостатком является отсутствие гарантий уменьшения числа обусловленности преобразованной системы. Применение этих алгоритмов в ряде случаев не приводит к уменьшению числа обусловленности, а, следовательно, решение некоторых задач остается практически невозможным. К ним, как правило, относятся задачи, включающие пластинчатые и стержневые элементы при достаточно подробной разбивке сетки конечных элементов. Такие элементы широко используются при моделировании работы надземных конструкций зданий, поэтому решение подобных задач является крайне актуальным.

При разработке программы для выполнения совместных расчетов нами предложен новый алгоритм построения предобусловливателя (К.Г.Шашкин, 2000) с контролем спектральных свойств преобразованной матрицы, который гарантирует заданное уменьшение числа обусловленности в соответствии с параметром ξ по выражению

$$\mathrm{cond}(\widetilde{A}) \le 1 + \xi \cdot \mathrm{cond}(A)\,. \tag{4.9}$$

На практике (рис. 4.3) число обусловленности предобусловленной матрицы всегда оказывается ниже оценки (4.9).

Для большинства задач время решения оказывается не очень чувствительным к величине параметра ξ. Как видно из рис. 4.4, при уменьшении параметра ξ уменьшается количество итераций, необходимых для достижения заданной точности, однако увеличивается объем зарезервированной памяти, что приводит к увеличению затрат времени на каждую итерацию. В результате эти два процесса уравновешивают друг друга, и общее время решения задачи (см. рис. 4.4, *в*) достаточно слабо зависит от величины ξ. Для большинства практических задач назначение параметра ξ в пределах 0,1...0,01 обеспечивает достаточно высокую скорость решения СЛАУ.

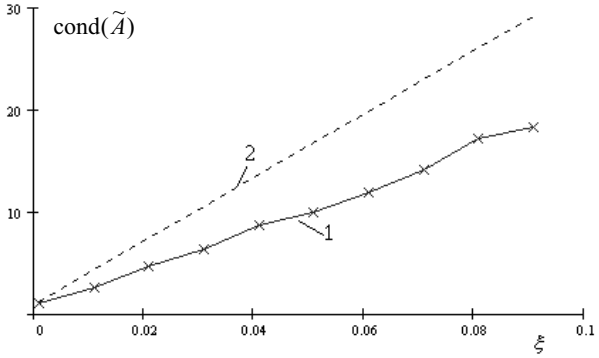
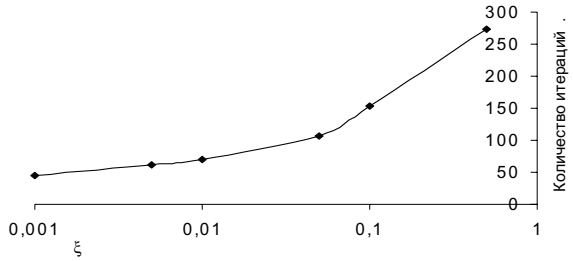
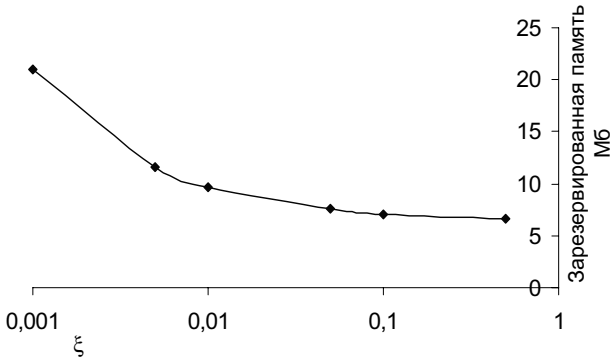


Рис. 4.3. Зависимость числа обусловленности преобразованной матрицы $\mathrm{cond}(\widetilde{A})$ от ξ:
1 – вычисленное с использованием разработанного алгоритма;
2 – по оценке (1)

а



б



в

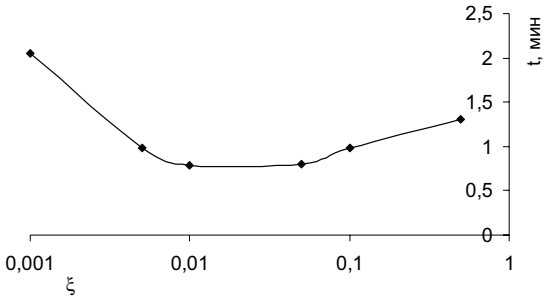


Рис. 4.4. Зависимость от величины параметра ξ числа итераций (*а*); величины зарезервированной памяти (*б*) и времени решения задачи (*в*)

Как показывает практика, такой алгоритм позволяет эффективно решать любые задачи совместного расчета, в том числе при использовании для моделирования работы конструкций здания стержневых и пластинчатых систем. Наименьшая степень ускорения характерна для плохо обусловленных тонкостенных пластинчатых систем без учета работы основания и составляет 3...5 раз по сравнению с прямыми методами (рис. 4.5).

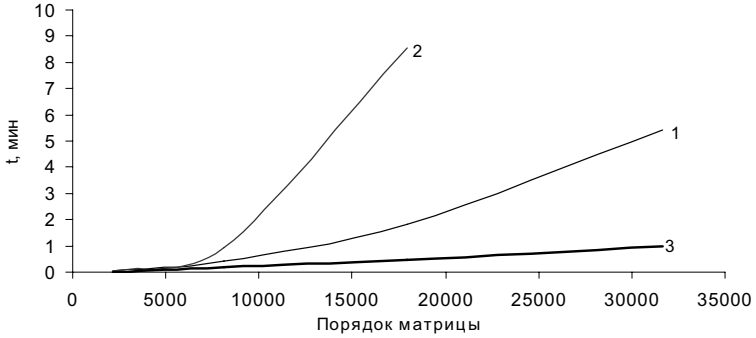


Рис. 4.5. Зависимость времени решения тонкостенной пластинчатой системы от порядка матрицы при использовании: *1* – прямого метода; *2* –метода сопряженных градиентов с применением неполного разложения по алгоритму Холецкого; *3* –метода сопряженных градиентов с использованием алгоритма с контролем спектральных свойств матрицы

Для задач расчета основания и совместного расчета степень ускорения решения задач составляет 5...100 раз. Таким образом, применение предложенного нами алгоритма построения предобусловливателя с контролем спектральных свойств преобразованной матрицы позволяет решать системы порядка нескольких миллионов степеней свободы на рядовой вычислительной технике.

4.2.2. Проблемы программной реализации

Другой технической проблемой совместных расчетов является объединение моделей механики грунтов и моделей строительной механики, описывающих работу надземных конструкций, в одной расчетной программе. Эта проблема связана со сложившейся практикой раздельных расчетов. Большинство существующих программных комплексов ориентировано либо на расчет основания, либо на расчет надземных конструкций. Существующие «универсальные» программные комплексы (позволяющие решить огромный круг задач машиностроения, космической и оборонной промышленности и т. д.) не содержат в полной мере современных моделей механики грунтов. Поэтому мы поставили задачу создания универсальной системы, удобной для выполнения совместных расчетов основания и сооружения.

Как показывает опыт создания расчетных программ, их успешное применение и «долголетие» возможны только при выполнении следующих требований:

1. Программа должна иметь удобный для пользователя интерфейс. При решении пространственных задач совместного расчета расчетные схемы здания и основания в большинстве случаев представляют собой весьма сложные геометрические объекты. Без удобных средств создания и редактирования пространственных расчетных схем решение задач совместного расчета останется применимым только для объектов с простейшей геометрией.

2. Программа должна предоставлять возможность объединения в рамках одной расчетной схемы различных конечно-элементных моделей, описывающих работу надземных конструкций и основания. При этом необходимо предусмотреть возможности решения нелинейных задач в пошаговом режиме с учетом последовательности нагружения, а также решения задач деформирования во времени – для рассмотрения реологических и динамических задач.

3. Программа должна обеспечивать решение упругих (линейных) и нелинейных (в физическом и геометрическом отношении) задач. При решении нелинейных задач необходимо предоставить возможность использования различных алгоритмов, поскольку их эффективность неодинакова и зависит от вида задачи.

4. Программа должна быть приспособлена к введению в нее новых моделей работы грунта и материалов надземных конструкций, а также новых видов конечных элементов с различными принципами построения матрицы жесткости. Назовем это свойство *открытостью* программы.

5. Программа должна иметь средства, максимально упрощающие

разработку новых конечно-элементных моделей, в противном случае она будет отставать от последних достижений в области механики грунтов и достаточно быстро устареет.

6. Основные принципы заложенных в программу нелинейных моделей должны быть доступны для изучения и тестирования. Во многих коммерческих программах конечно-элементные модели, описывающие сложную нелинейную работу материалов, скрыты от пользователя и представляют своего рода «черный ящик», что вызывает закономерное недоверие к ним у ряда расчетчиков. Наличие подробного описания не снимает этой проблемы полностью. Наиболее радикальное решение данной проблемы – это предоставление открытых исходных текстов программной реализации моделей. В этом случае для изучения доступны все детали работы модели. Назовем данное свойство программы *прозрачностью*.

7. Программа должна обеспечивать удобное и наглядное представление результатов расчета. Для задач совместного расчета с десятками тысяч узлов конечно-элементной сетки представление результатов в табличном виде совершенно неприемлемо, так как не позволяет анализировать результаты расчета. Поэтому предпочтительнее выводить результаты в графическом виде (эпюры, изолинии и т. п.) с возможностью получения точных числовых значений в произвольных, указанных пользователем, точках.

8. Программа должна иметь средства, упрощающие создание сложных пространственных схем надземных конструкций и основания по данным геологических изысканий.

Для выполнения указанных требований нами была тщательно проработана структура программы для совместного расчета основания и надземных конструкций зданий. Требования *открытости* и *прозрачности* предопределили модульную структуру программы, позволяющую добавлять модули, включающие описание новых конечно-элементных моделей без изменения основного ядра программы. Схематично структура программы представлена на рис. 4.6. Основными ее частями являются *редактор КЭ сеток*, *модуль решения систем линейных уравнений* и *библиотека описаний конечно-элементных моделей*.

Программа получила название FEM-models (модели метода конечных элементов). Название связано с одной из основных отличительных черт программы – простотой разработки в ее рамках новых конечно-элементных моделей, позволяющих решать самые разнообразные задачи. Для создания, редактирования и просмотра подключенных к программе модулей, содержащих программные реализации конечно-элементных моделей, служит *редактор КЭ моделей*. Он включает функции, упрощающие создание программной реализации моде-

лей. Модуль, обеспечивающий решение СЛАУ, основан на эффективных алгоритмах, изложенных выше. Библиотека КЭ моделей содержит набор модулей, в которых представлена программная реализация моделей поведения различных материалов и конструкций.

Для обеспечения взаимодействия частей программы необходима определенная система стандартов, которой должны отвечать все подключаемые модули, содержащие конечно-элементные модели. Эта система стандартов, с одной стороны, должна быть относительно простой (чтобы не создавать ненужных сложностей при написании программной реализации моделей), а с другой – достаточно универсальной и пригодной для описания практически любой конечно-элементной модели.

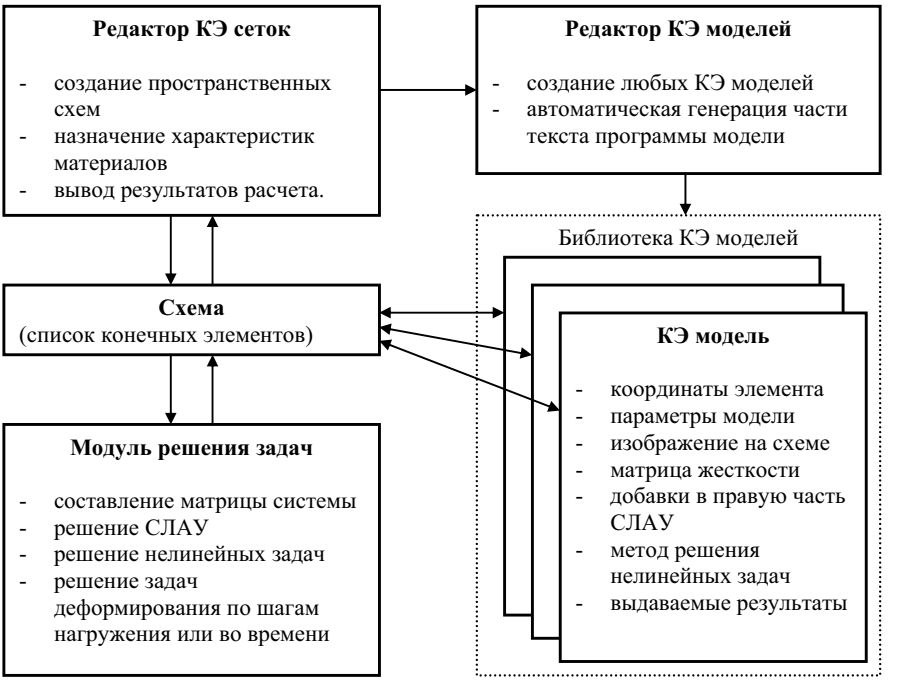


Рис. 4.6. Схема структуры программы для решения задач совместного расчета (стрелками обозначено взаимодействие модулей программы)

При разработке программы FEM-models были проанализированы различные конечно-элементные модели, используемые для задач статики, динамики, теплопроводности, фильтрации и т. п. и создан стандарт, отражающий общие черты практически любых конечных элементов. Этот стандарт был назван *структурой универсального конечного элемента*.

Для использования единого модуля решения СЛАУ необходимо

было также стандартизировать процесс решения различных задач, для этого был разработан *обобщенный алгоритм решения конечно-элементных задач*.

Для использования принципов объектно-ориентированного программирования при модульной структуре программы наиболее удобна технология COM (Component Object Model). Эта технология, получившая в дальнейшем название ActiveX, была разработана фирмой Microsoft и широко используется в программировании. Технология COM представляет собой набор стандартов, накладываемых на реализацию модуля, который позволяет совместно работать частям программы, написанным разными разработчиками на различных языках программирования.

С точки зрения программиста, каждый элемент в рамках структуры универсального конечного элемента представляет собой COM-объект. Детали реализации COM-объектов достаточно сложны, однако при использовании встроенного в программу FEM-models *редактора КЭ моделей* требования технологии COM выполняются автоматически и глубоких знаний внутренней структуры COM-объектов от разработчика модели не требуется. Фактически *редактор КЭ моделей* является надстройкой над языком программирования, позволяющей в простой и наглядной форме представлять программную реализацию конечно-элементных моделей. Эффективность его применения подтверждается тем, что в настоящее время в разработке конечно-элементных моделей активно участвуют специалисты в области механики грунтов и строительной механики, не являющиеся профессиональными программистами.

4.3. Основные эффекты, проявляющиеся при совместных расчетах

В данном параграфе мы не будем концентрировать внимание читателя на различиях в работе основания при расчете по разным моделям, а остановимся на общих закономерностях, проявляющихся при моделировании работы сооружения и пространственного массива грунта.

Большинство рассмотренных ниже закономерностей давно известны в механике грунтов, однако укоренившаяся практика раздельных расчетов приводит к тому, что эти эффекты часто не учитываются проектировщиками надземных конструкций зданий.

Основным следствием учета совместной работы конструкции и основания является перераспределение напряжений в основании и усилий в конструкции. Неравномерность осадок, как и следовало ожидать, уменьшается по сравнению с расчетом без учета жесткости

конструкции, при этом в конструкциях появляются дополнительные усилия, связанные с неравномерностями осадок. В результате средняя осадка здания меняется незначительно, однако весьма существенно изменяются вычисленные неравномерности осадок. Рассмотрим подробнее закономерности, проявляющиеся при совместном расчете зданий на различных фундаментах.

4.3.1. Закономерности работы фундаментов на естественном основании

В любом учебнике по механике грунтов можно найти решение задачи теории упругости о распределении давления под жестким штампом. Для этого решения характерны бесконечные значения напряжений под краями жесткого штампа. Конечно, в реальном материале существование бесконечных напряжений невозможно. Поэтому с учетом характеристик прочности грунта эпюра контактных давлений примет «седлообразное» очертание. При увеличении нагрузок на штамп эпюра контактных давлений несколько выравнивается, и только при приближении нагрузки к предельной (образовании поверхностей скольжения) вид эпюры принципиально меняется. Очевидно, нагрузка от реальных зданий на плитном фундаменте не может близко подходить к критической (в противном случае запроектированный фундамент будет крайне опасным), поэтому в подавляющем большинстве случаев эпюра давлений по подошве плитного фундамента достаточно жесткого здания будет иметь «седлообразный» вид.

Эта неравномерная эпюра давлений, естественно, должна находить отражение в напряжениях в надземных конструкциях здания. Жесткость фундаментных плит, как правило, существенно меньше жесткости стен, поэтому неравномерные напряжения будут восприниматься, прежде всего, продольными и поперечными несущими стенами здания. Тем не менее, несмотря на всю очевидность высказанных соображений, в расчетах надземных конструкций увеличение напряжений в краевых зонах здания редко принимают во внимание.

Рассмотрим конкретный пример проектирования 16-этажного жилого дома, на котором можно проследить характерные противоречия, проявляющиеся при раздельных расчетах. При традиционном раздельном проектировании геотехник получает задание в виде распределенных нагрузок от стен здания, которые должны воспринять фундаменты. Однако приложение таких нагрузок на основание приведет не только к развитию осадок, но и к изгибу фундаментной плиты (рис. 4.7).

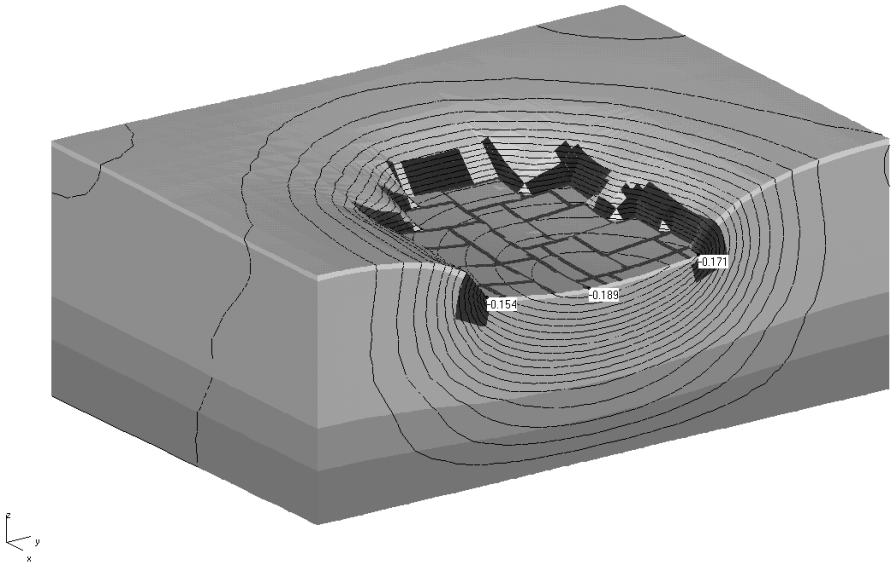


Рис. 4.7. Деформированная схема и изолинии осадок (м) фундаментной плиты и окружающего грунта (темным цветом обозначены зоны предельного состояния грунта)

Такая картина деформаций, очевидно, является абсолютно нереальной, поскольку несущие стены 16-этажного здания не могут позволить развиться такой неравномерности осадок. Действительно, если мы учтем жесткость этих стен, основание будет работать, как под жестким штампом (рис. 4.8).

Абсолютная величина осадки в центральной части изменилась незначительно, поэтому, если бы мы ограничились расчетом осадки, у нас создалось бы ложное впечатление о том, что учет совместной работы основания и надземных конструкций не привел к существенному изменению результата.

Рассмотрим, какие изменения происходят в поле напряжений в надземных конструкциях здания. В краевых нижних зонах несущих стен (первые 3–4 этажа), обеспечивающих сопротивление здания изгибу (рис. 4.9), наблюдается рост напряжений. Нормальные усилия увеличиваются в этих зонах втрое, а в средней части имеет место почти троекратная разгрузка. Выше четвертого этажа этот эффект исчезает и наблюдается сходная картина распределения напряжений по совместной и раздельной схемам расчета.

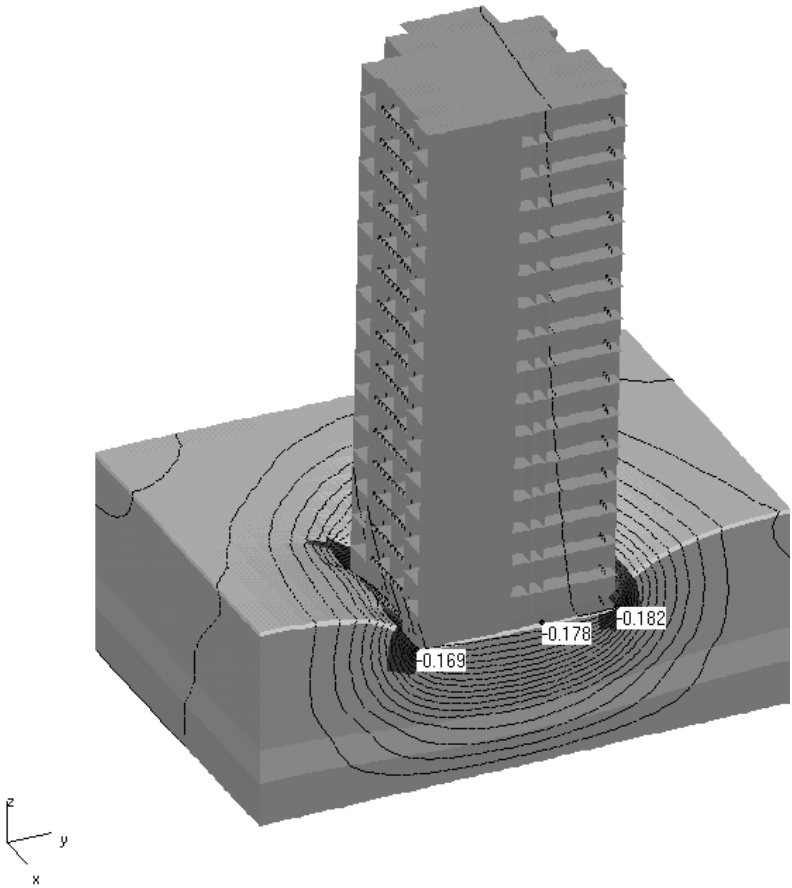


Рис. 4.8. Деформированная схема и изолинии осадок (м) здания и окружающего грунта (разрез) (темным цветом обозначены зоны предельного состояния грунта)

Как видно, в результатах совместного расчета должен быть в большей степени заинтересован не геотехник, а проектировщик надземных конструкций, поскольку более чем троекратное увеличение усилий нельзя не учитывать при проектировании здания. Если конструкции здания выполняются из монолитного железобетона, в зонах концентрации напряжений следует предусмотреть дополнительное армирование. В кирпичных же зданиях увеличение напряжений в кладке может оказаться недопустимым. В этом случае необходимо либо рассматривать вариант фундамента, обеспечивающий уменьшение абсолютных величин и неравномерностей осадок (например, свайный), либо предусмотреть в нижней части здания конструкции, воспринимающие дополнительные усилия.

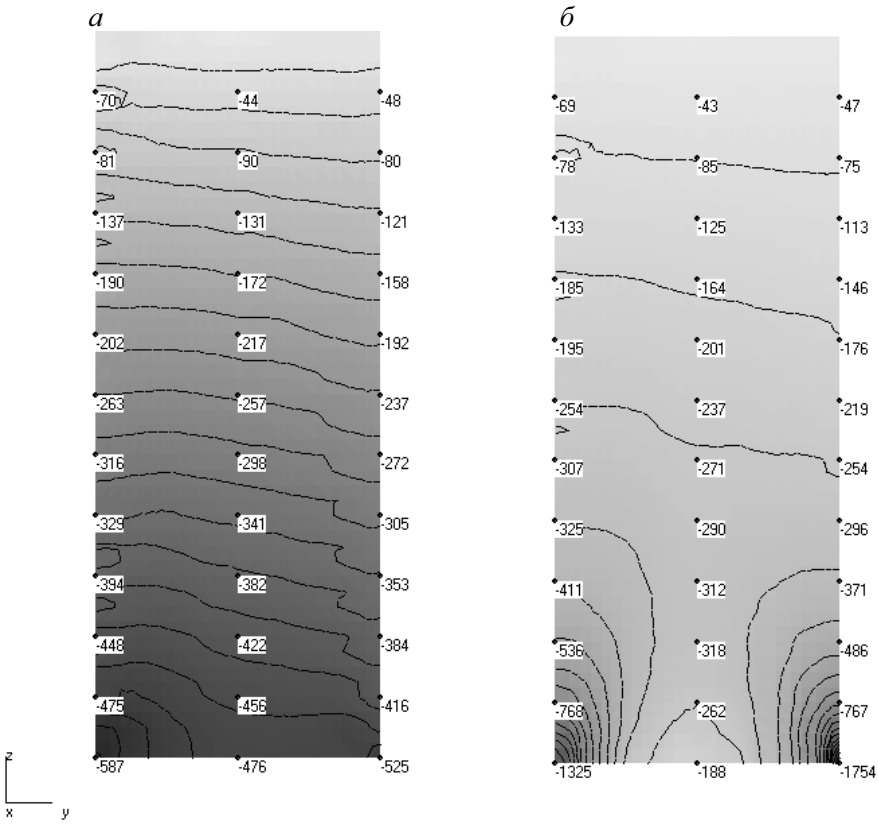
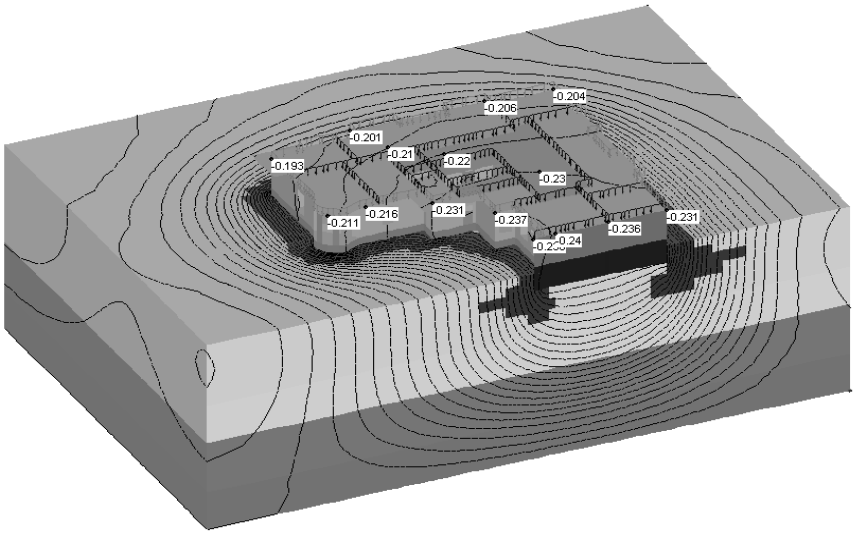


Рис. 4.9. Изолинии усилий в поперечной стенке: *а* – без учета деформируемости основания; *б* – по совместному расчету (кН/пог. м)

Последний вариант был реализован при строительстве другого 16-этажного кирпичного здания в сходных инженерно-геологических условиях. На основании расчетного анализа этого здания было предложено создание монолитных железобетонных коробчатых конструкций в пределах подвального и первого этажей с введением дополнительных поперечных стен, увеличивающих жесткость конструкции. Как показал расчет, создание такого жесткого «стола» обеспечивает допускаемые абсолютные величины и относительные неравномерности осадок здания даже без учета жесткости кирпичных стен (рис. 4.10, *а*).

а



б

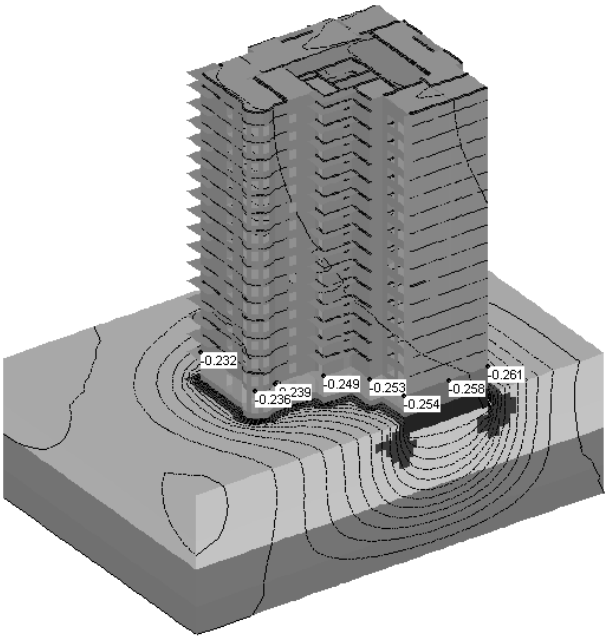


Рис. 4.10. Изолинии осадок здания (м): *а* – без учета жесткости кирпичных стен; *б* – с учетом жесткости всей конструкции (темным цветом показаны области предельного состояния грунта)

При учете работы кирпичных стен возникающие в них усилия не

превышают допускаемых значений, зоны концентрации напряжений, наблюдавшиеся в предыдущем примере, не получают развития (рис. 4.11).

Таким образом, предложенная монолитная конструкция подвального и первого этажей позволила воспринять усилия, вызванные неравномерной деформируемостью основания и выровнять деформации здания.

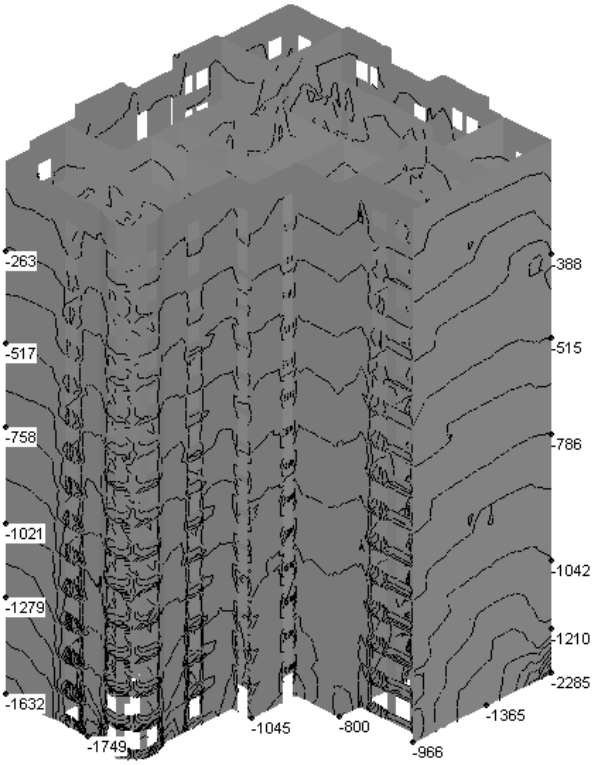


Рис. 4.11. Изолинии вертикальных нормальных напряжений (кПа) в кирпичных сенах здания (выше жесткого «стола»)

4.3.2 .Закономерности работы свайных фундаментов

Эффект концентрации напряжений в краевых зонах конструкций здания наблюдается и при совместных расчетах зданий на свайных фундаментах. В этом случае перераспределение напряжений проявляется в увеличении усилий в крайних сваях и снятии нагрузок со свай, расположенных в центре здания. Такой эффект давно известен для свайных кустов («кустовой эффект»). При большой длине свай и их относительно частом расположении он, естественно, должен прояв-

ляться в пределах всего свайного поля. Подробные экспериментальные и теоретические исследования этого вопроса выполнены профессором Р. Катценбахом (2005).

На рис. 4.12 приведены изолинии осадок комплекса разноэтажных зданий на территории Васильевского острова в Санкт-Петербурге. На рис. 4.13 показано распределение усилий в сваях фрагмента свайного поля. Наиболее нагруженными оказываются крайние и, особенно, угловые сваи.

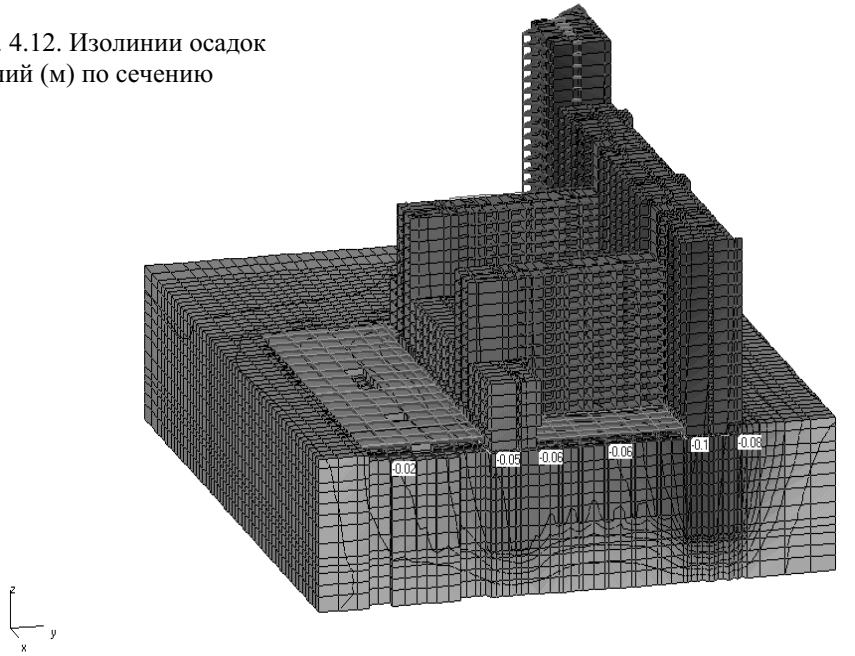


Рис. 4.12. Изолинии осадок зданий (м) по сечению

Несмотря на известность этих эффектов, результаты подобных расчетов часто вызывают удивление у проектировщиков. Это связано с укоренившейся практикой расчета здания на свайном фундаменте, когда сваи моделируются в виде упругих опор одинаковой жесткости. При этом жесткость «пружинок», заменяющих сваи, выбирается по результатам статических испытаний свай. Нетрудно убедиться, что при таких расчетах введение даже незначительной податливости свай приводит к практически равномерному распределению нагрузок на них. В целом такой подход является совершенно некорректным, поскольку при испытании свай (длящемся 1–2 суток) не успевают проявиться длительные процессы, происходящие при осадках здания в течение десятилетий. Поэтому прямой связи между деформациями сваи при испытаниях и осадками сваи под зданием не существует. Кроме того, моделирование свай упругими связями одинаковой жест-

кости не учитывает их взаимодействие друг с другом, поэтому при таком моделировании остается неучтенным «кустовой эффект», а следовательно, и эффект неравномерного распределения нагрузок на сваи.

Рис. 4.13. Нагрузки на сваи (тс) в области примыкания 20-этажного здания

При расчетах усилия в крайних сваях зачастую превышают несущую способность свай, что также может вызвать недоверие к расчетам. Казалось бы, учет нелинейной работы грунта должен приводить к выравниванию усилий в сваях. Как показывают нелинейные расчеты, некоторое перераспределение усилий по сравнению с упругим решением действительно имеет место, однако полного выравнивания усилий в сваях не происходит. При сравнении усилий в сваях по результатам совместного расчета с несущей способностью сваи не следует забывать об относительности понятия «несущая способность сваи». Распространенное среди проектировщиков мнение, что усилие в свае не может быть больше несущей способности, неверно. При отсутствии явно выраженного «срыва» сваи несущая способность определяется условным пределом, соответствующим некоторому перемещению сваи (при этом отечественные и зарубежные нормы по-разному ограничивают величину этого перемещения). Осадки здания, как правило, превышают эти значения перемещения при испытании сваи, поэтому естественно предположить, что усилия в сваях могут, по крайней мере, быть не меньше соответствующих усилий по кривой «нагрузка–осадка», полученной при статических испытаниях.

Кроме того, при испытании одиночной сваи не проявляется эффект взаимодействия свай. Действительно, наличие на небольшом расстоянии нагруженных свай должно увеличивать сопротивление сваи по острию, подобно тому, как наличие пригрузки увеличивает расчетное сопротивление основания под фундаментом. Испытания свай под возведенными конструкциями зданий показывают, что несущая способность свай в свайном поле значительно увеличивается (подробнее об этом см. главу 6).

В то же время хотелось бы предостеречь проектировщиков от преждевременного слишком смелого использования эффекта увеличения несущей способности свай в свайном поле. Для его осознанного применения в практике проектирования нужны специальные теоретические и экспериментальные исследования.

Более того, при конструировании зданий следует учитывать негативную сторону отмеченного нами «кустового эффекта». Конструкции ростверка и сами сваи по краям здания должны быть способны воспринять усилие, превышающее расчетную нагрузку и несущую способность свай по грунту. В противном случае возможно разрушение свай или конструкций ростверка по материалу с выключением свай из работы. Неравномерное распределение усилий в свайном поле приводит к возникновению дополнительных усилий в надземных конструкциях здания (подобное перераспределение наблюдалось нами при рассмотрении фундаментов на естественном основании), что должны быть учтено при проектировании.

4.4. Нелинейные модели механики грунтов для совместных расчетов

Рассмотренные выше эффекты, как уже отмечалось, наблюдаются при моделировании основания по самым различным моделям механики грунтов. Однако для проектирования конструкций здания нам необходима не только качественная картина особенностей взаимодействия здания и основания, но и количественная оценка усилий и деформаций. Внутренняя логика совместных расчетов ставит перед механикой грунтов новые требования к точности вычисления величин деформаций основания. К сожалению, нужно констатировать, что многие процессы, происходящие в грунтах, до сих пор не имеют адекватного физического объяснения, в связи с чем применение феноменологических моделей может приводить к некорректным результатам. При этом к неточностям, связанным с естественным разбросом свойств грунтов добавляются ошибки, обусловленные неправильным моделированием особенностей работы грунта, несоответствием расчетных

моделей процессам, происходящим в массиве грунта.

Сказанное не должно приводить к отказу от совместных расчетов, наоборот, следует стремиться к разработке более точных моделей работы грунта, базирующихся на целостной системе представлений о физических процессах, происходящих в основании.

4.4.1.Критический анализ распространенных нелинейных моделей

Традиционно для расчета осадок зданий используются инженерные или численные методы, основанные на соотношениях теории упругости. К таким методам относятся изложенные в российских нормах методы послойного суммирования и линейно-деформируемого слоя. Известно, что при моделировании грунта бесконечным упругим полупространством мы получаем слишком большую глубину деформируемой зоны грунта, что противоречит экспериментальным данным, и слишком широкую воронку оседания. Для приближения расчетов к реальности в методы, основанные на соотношениях теории упругости, вводят эмпирические ограничения глубины сжимаемой толщи. Приближенный характер исходных предположений, заложенных в эти методы, приводит к низкой точности вычисляемых величин осадок. В Санкт-Петербурге существует множество зданий, наблюдаемые осадки которых во много раз превышают рассчитанные по действующим нормам. Отметим, что методы расчета осадок и правила ограничения сжимаемой толщи были разработаны для фундаментов на естественном основании. Очевидно, что работа основания свайных фундаментов (особенно при большой длине свай, погруженных в глинистые грунты) существенно отличается от работы грунта под плитой или ленточным фундаментом, в связи с чем применимость этих методов для расчета свайных фундаментов представляется сомнительной. Для более точного расчета деформаций основания необходимо использовать модели, учитывающие нелинейную связь между напряжениями и деформациями.

Идеально-упруго-пластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона-Мора (модель Кулона-Мора)

Самой простой нелинейной моделью работы грунта является общеизвестная идеально упругопластическая модель с предельной поверхностью, определяемой критерием Кулона-Мора (рис. 4.14). Преимущество модели заключается в простоте назначения параметров, которые можно почерпнуть в любом отчете по инженерно-геологическим изысканиям.

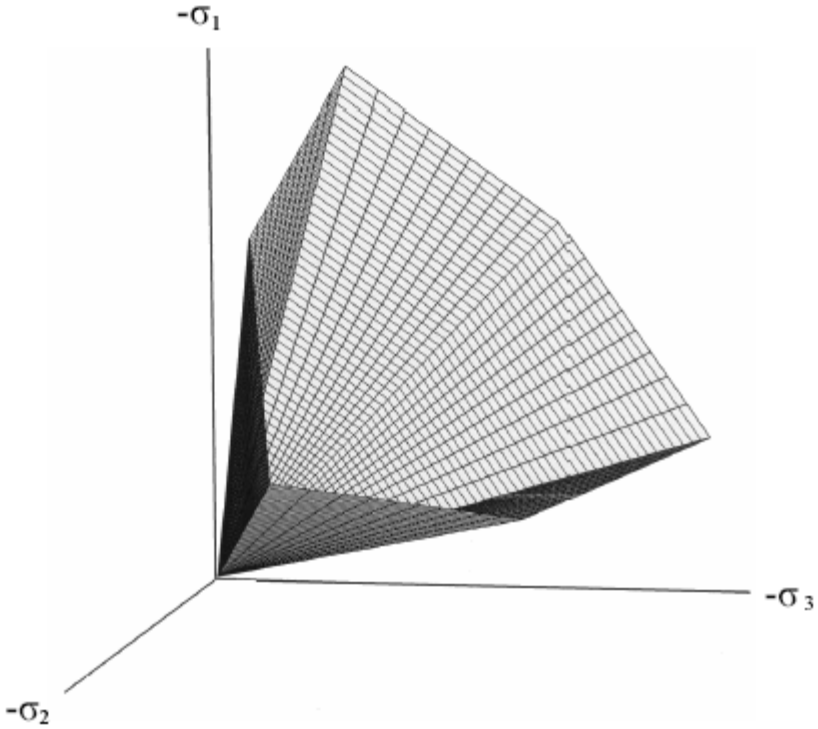


Рис. 4.14. Предельная поверхность, определяемая критерием Кулона-Мора.

Хорошо известны и недостатки подобной модели. Описывая пластические сдвиговые деформации, она полностью игнорирует нелинейность при объемном сжатии. Все деформации внутри предельной поверхности являются упругими и обратимыми. В результате модель лишь немного дополняет линейную модель, ограничивая уровень напряжений сдвига. Учитывая, что в практике проектирования фундаментов зданий развитие зон предельного состояния грунтов так или иначе ограничивается, результаты расчета по данной модели часто оказываются близки к упругому решению. Исключение составляет расчет подпорных сооружений, в котором, как правило, допускается развитие значительных зон предельного состояния. Однако в этом случае проявляется некорректная работа модели на стадии разгрузки. Модель предусматривает одинаковое поведение материала на фазе первичного нагружения и разгрузки, что совершенно нехарактерно для грунтов (у которых модуль нагружения и разгрузки отличается, как известно, в 5…10 раз). Результатом решения задачи об устройстве котлована оказывается псевдоэффект чрезмерного поднятия дна котлована. Наиболее ярко этот псевдоэффект проявляется для слабых

грунтов: в зону выпора вокруг котлована вовлекаются окружающий массив грунта. Абсурдность такого явления очевидна, это перечеркивает возможность применения модели в данном классе геотехнических задач.

«Шатровые» модели. Модифицированная модель Cam Clay

Более полно работу грунта описывают шатровые модели. Наиболее известной моделью из этого класса является «модифицированная модель Cam Clay» (Roscoe K.H. Borland J.B., 1968). Эта модель удачно описывает траектории первичного нагружения грунта, но дает принципиально неверный результат на траекториях разгрузки.

В этой модели область упругого состояния ограничивается не только поверхностью, описываемой критерием Кулона-Мора, но также дополнительной эллиптической поверхностью «шатра». Обычно модель строят в координатах $p = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ и $q = 1/2(\sigma_1 - \sigma_2)$, хотя можно использовать и более сложные выражения для координаты q (например, интенсивность касательных напряжений). Различия в построении модели в разных координатах не носят принципиального характера, поэтому здесь мы рассмотрим наиболее простой вариант. В этих координатах поверхность шатра может быть записана в виде уравнения эллипса:

$$F(p,q) = p + \frac{q^2}{M^2 p} - p_e = 0 \quad \text{или} \quad p_e = p + \frac{q^2}{M^2 p}, \qquad (4.10)$$

где p_e – параметр, определяющий размеры эллипса в направлении оси p, а M – параметр, определяющий наклон «линии критического состояния», описываемой уравнением

$$q = Mp, \qquad (4.11)$$

Параметр M в формуле (4.11) связан с углом внутреннего трения следующей зависимостью:

$$M = \frac{3\sin\phi}{3 - \sin\phi}.$$

Деформации грунта полностью обратимы, если уровень напряжений, действующих на элементарный объем грунта, не выходит за пределы поверхности нагружения, ограничивающей зону I на рис. 4.15. Активное нагружение грунта, выходящее за пределы упругой зоны приводит к развитию как обратимых, так и необратимых деформаций, а также к изменению положения поверхности нагружения (рис. 4.15).

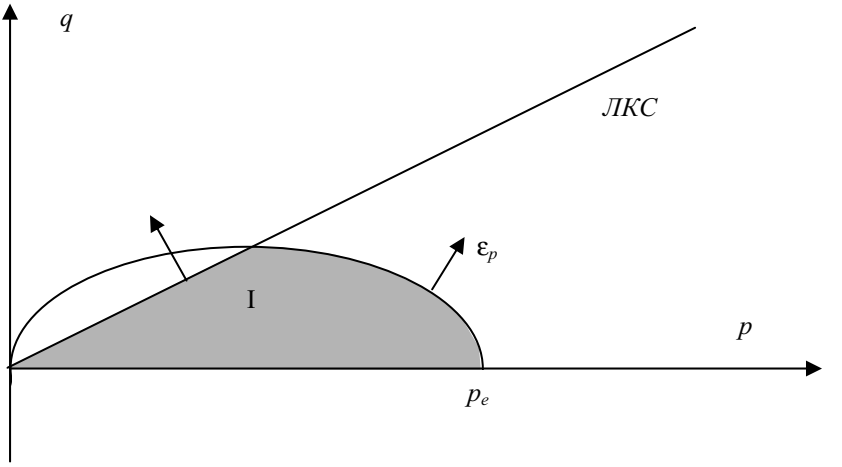


Рис. 4.15. Схема построения классической модели Cam-Clay.
I – область упругих деформаций; ЛКС – линия критического состояния.

В соответствии с постулатом Друкера предполагается, что вектор пластических деформаций ε_p направлен перпендикулярно поверхности нагружения, т. е. последняя является поверхностью пластического потенциала:

$$\Delta\varepsilon_{vp} = \Delta\lambda \cdot \frac{\partial F}{\partial p}; \quad \Delta\gamma_p = \Delta\lambda \cdot \frac{\partial F}{\partial q}. \tag{4.12}$$

В модели предполагается, что точки, лежащие на поверхности «шатра» соответствуют одинаковой объемной деформации, таким образом, эллиптические поверхности представляют собой изолинии равных объемных деформаций при различном напряженном состоянии. Для завершения описания модели вводится функция зависимости объемной пластической деформации от «эквивалентного» напряжения p_e. Обычно используется логарифмическая функция:

$$\varepsilon_{vp} = \lambda \ln\left(\frac{p_e}{p_o}\right). \tag{4.13}$$

Модель Cam Clay стала одной из первых попыток целостного взгляда на нелинейное поведение грунта. Модель позволяет учесть нелинейное работу среды как при сдвиге, так и при объемном сжатии. Тем самым учитывается разница работы грунта при активном нагру-

жении и при разгрузке/повторном нагружении. Это позволяет более адекватно моделировать поведение грунтов. Существует множество модификаций данной модели с предельными поверхностями различной формы. Некоторые модификации будут рассмотрены ниже, однако здесь мы остановимся на проблемах, которые встают на пути применения классической модели Cam Clay и большинства ее модификаций для моделирования поведения слабых глинистых грунтов.

Модель Cam Clay предполагает, что прочность грунта является следствием его предварительного уплотнения. Таким образом, с глубиной прочность грунтов должна возрастать, т.е. грунты должны находиться либо в нормально уплотненном, либо в переуплотненном состоянии. Следует отметить, что для слабых глинистых грунтов Петербурга эффекта увеличения сопротивления сдвигу с глубиной практически не наблюдается, что говорит о том, что эти грунты по традиционной классификации находятся в *недоуплотненном* состоянии. При этом, как также отмечалось выше, тенденция их уплотнения практически незаметна в масштабе времени существования здания.

Здесь сразу же проявляется противоречие, характерное для большинства известных моделей. Существующие модели грунта, в основном, не предполагают возможности длительного стабильного существования грунта в недоуплотненном состоянии. В результате для описания реального характера работы грунтов, распространенных в Санкт-Петербурге, эти модели нуждаются во внесении существенных модификаций.

Однако модель Cam Clay, к сожалению, не лишена и других, менее очевидных недостатков, подробный анализ которых выполнен К.Г. Шашкиным (А.Г.Шашкин, К.Г.Шашкин, 2005, 2006). К ним следует отнести следующие псевдоэффекты, проявляющиеся при внимательном анализе работы модели:

1. При моделировании стабилометрических испытаний при нагружении по траектории раздавливания модель образца демонстрирует знакопеременные боковые деформации (сначала сжатие, потом – расширение).
2. При рассмотрении компрессионных условий на начальной стадии увеличения вертикальных напряжений модель предсказывает уменьшение горизонтальных напряжений. При моделировании разгрузки модель предсказывает появление в образце предельного состояния.
3. Модель предполагает жесткую зависимость между поведением грунта при всестороннем сжатии и при сдвиговом деформировании, что не позволяет с одним и тем же набором параметров моде-

лировать даже такие тестовые задачи как компрессионные и стабилометрические испытания.

Отмеченные псевдоэффекты, проявляющиеся при использовании шатровых моделей и, в частности, модели Cam Clay, к сожалению, далеко не безобидны. При моделировании основания большинство конечных элементов расчетной схемы находятся в сложном напряженном состоянии, поэтому псевдоэффекты могут проявляться в самых неожиданных местах, искажая решение. Анализ работы даже одного дифференциально малого элемента весьма громоздок, оценить же возможность проявления указанных противоречий в рамках всей расчетной схемы практически невозможно.

Однако основным недостатком шатровых моделей типа Cam Clay следует признать то, что на самом деле эти модели *не описывают* нелинейное поведение грунта на всех траекториях нагружения. Основной идеей этих моделей является развитие области упругого состояния в пределах поверхности «шатра». Это подразумевает наличие *только упругих* (обратимых) деформаций на любых траекториях нагружения внутри этой области. В результате переуплотненный грунт должен быть способен воспринимать существенные девиаторные напряжения вообще без необратимых пластических деформаций. Такое поведение не согласуется с экспериментами, в которых при приложении девиатора напряжений практически всегда возникают остаточные деформации. Еще В.А. Иосилевич (1979) убедительно доказал своими тщательно проведенными опытами отсутствие сколько-нибудь развитой зоны упругого поведения грунта. Им же одновременно был опровергнут и ассоциированный закон пластического течения, являющийся краеугольным камнем данного класса моделей.

Увидеть несоответствие шатровых моделей и экспериментальных данных можно на простейшем опыте, который нетрудно провести в любой лаборатории. Для упрощения эксперимента в качестве образца возьмем сухой песок (в этом случае объемные деформации будут происходить быстро и эксперимент не займет много времени).

Примем следующую последовательность нагружения образца (рис. 4.16):

1. Нагружение образца гидростатическим давлением p_1. В соответствии с основным предположением шатровых моделей в этом случае на плоскости $p - q$ образуется некоторая область упругой работы грунта.
2. Разгрузка образца до величины $p_2 = p_1/2$.
3. Нагрузка образца по траектории раздавливания таким образом, чтобы девиатор напряжений q_3 был значительно меньше разру-

шающих напряжений, а точка p_3,q_3 однозначно находилась внутри предполагаемой области упругой работы грунта.

4. Разгрузка образца до точки $p_4 = p_2 = p_1/2$, $q_4 = 0$. Если область упругих (обратимых) деформаций существует, нагружение и разгрузка на этапах 3 и 4 не должна (согласно представлениям модели) приводить к появлению остаточных деформаций.
5. Нагружение образца по траектории раздавливания до разрушения. Этот этап позволяет убедиться, что приложенные на этапе 3 напряжения далеки от разрушающих.

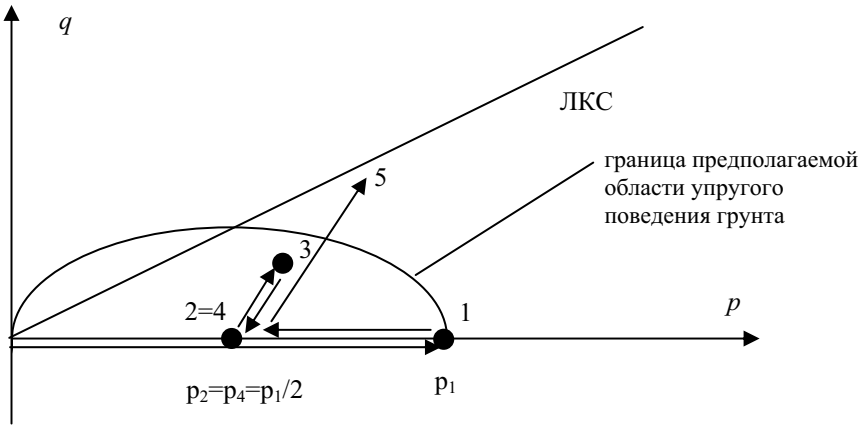


Рис. 4.16. Схема эксперимента для оценки реальности существования области упругого поведения грунта.

При движении по траектории 0-1-2-3-4 (рис. 4.16) не должно возникать остаточных сдвиговых деформаций, поскольку точки 2, 3, 4 лежат внутри области упругого состояния, образованной при гидростатическом нагружении по траектории 0-1. Между тем опыты не подтверждают данное ключевое для модели теоретическое положение. Между точками 2 и 4 всегда накапливаются остаточные деформации. Нагружение по траектории 0-2-5 и траектории 0-1-2-3-4-5, согласно представлениям модели, должно приводить к существенно различным кривым сдвиговых деформаций. По траектории с разгрузкой (0-1-2-5) они теоретически должны быть меньше, чем по траектории без разгрузки (0-2-5).

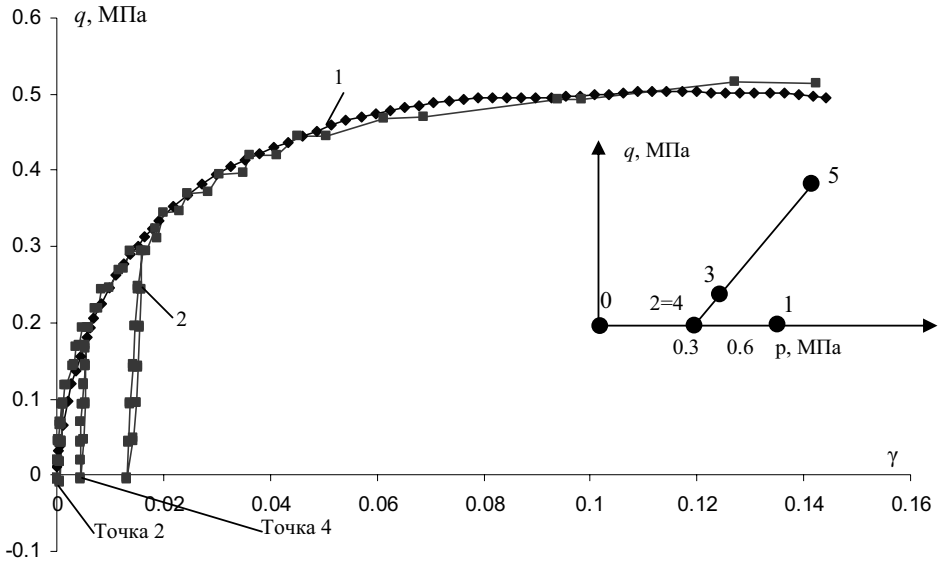


Рис. 4.17. Сравнение зависимости сдвиговой деформации от девиатора напряжений при различных траекториях загружения: 1 – нагружение по траектории 0-2-5 (гидростатическое нагружение до 0.3 МПа, затем раздавливание); 2 – нагружение по траектории 0-1-2-3-4-5 (гидростатическое нагружение до 0.6 МПа, разгрузка до -0.3 МПа, раздавливание по траектории 2-5 с разгрузкой).

На практике же эти кривые почти совпадают (рис.4.17). Неправомерность ассоциированного закона В.А. Иосилевич доказал проведением виртуозных по точности исполнения опытов на стабилометрах, направляя траектории нагружения «веером» из одной точки и измеряя вектор пластической деформации. Согласно ассоциированному закону пластического течения вектор пластической деформации имеет единственное направление, перпендикулярное поверхности упругого состояния. Вместо этого для каждого вектора напряжений в реальных опытах наблюдался свой вектор деформаций.

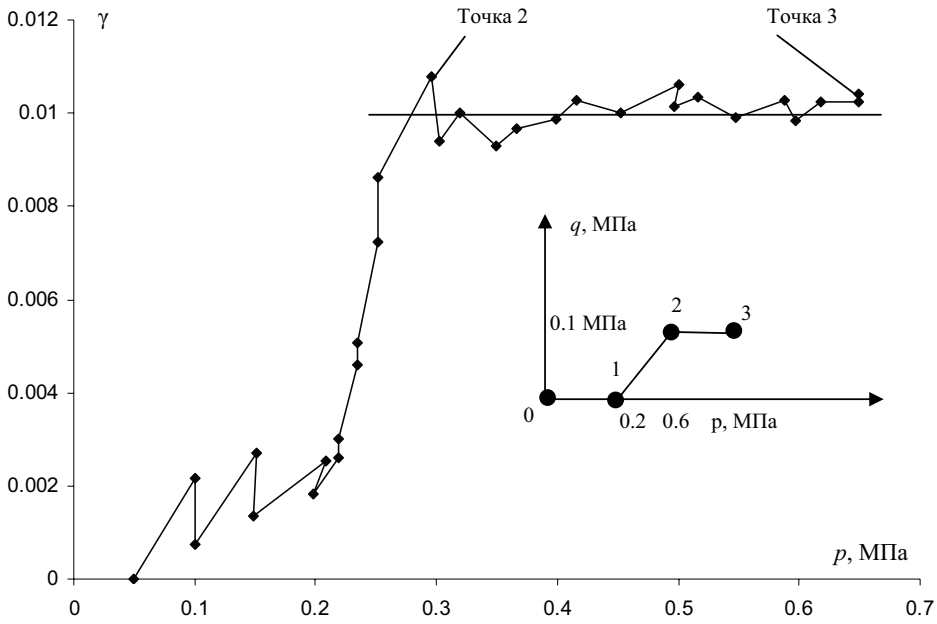


Рис. 4.18. Демонстрация отсутствия ассоциированного закона пластического течения при гидростатическом нагружении с постоянным девиатором.

В отсутствии ассоциированного закона любой исследователь может легко убедиться, проведя следующий простейший эксперимент. При нагружении по траектории 0-1-2-3 (рис. 4.18) между точками 2 и 3 в соответствии с ассоциированным законом (при условии, что поверхность текучести не строго вертикальна) должны проявиться сдвиговые деформации, чего совершенно не происходит в действительности. Даже исходя из здравого смысла, при увеличении объемных напряжений (т.е. при симметричном воздействии) совершенно исключено возникновение сдвиговых деформаций (т.е. увеличение асимметрии).

Ассоциированный закон пластического течения основан на постулате Друкера, взятом из теории пластичности, разработанной для металлов. Этот закон в геотехнике настолько же актуален, насколько близки грунты и металлы между собой. В геотехнике нет надобности опровергать постулат Друкера, поскольку сама область упругого состояния в природе грунтов практически отсутствует. По опытам В.А. Иосилевича (1979) данная область фактически вырождается в малую зону, а развитие пластических деформаций происходит из уг-

ловой точки.

Описные казусы шатровых моделей могут сыграть злую шутку при расчете подземных сооружений, связанных с разгрузкой основания. В этом случае мы неизбежно всегда попадаем внутрь «шатра» и недооцениваем сдвиговые деформации. На траектории с разгрузкой ошибки шатровых моделей могут превышать погрешности модели Кулона-Мора.

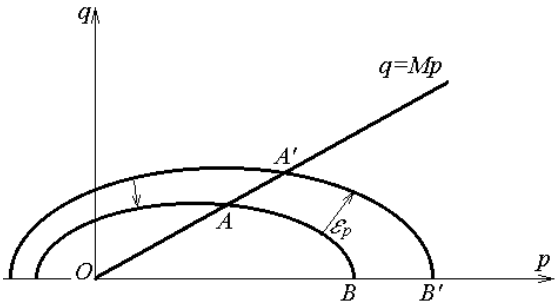
Следовательно, для расчетов подземных сооружений не подходят такие популярные расчетные модели, как Soft Soil и Creep Model, реализованные в программе Plaxis, относящиеся к классу шатровых моделей.

Другие модификации модели Cam Clay

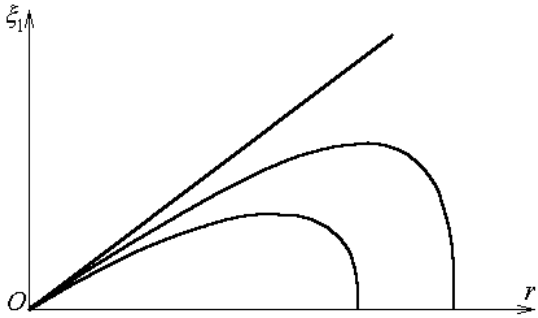
Как уже отмечалось, количество модификаций модели Cam Clay, появившихся за последние десятилетия столь велико, что выполнить подробный анализ особенностей работы этих модификаций и даже просто относительно полный обзор в рамках данной работы не представляется возможным. Только в трудах международной конференции «Prediction, analysys and design in geomechanical applications» (2005) представлено более десятка различных модификаций нелинейных моделей поведения грунта, так или иначе основанных на идеях, заложенных в модели Cam Clay.

Отметим основанные направления, по которым осуществляется развитие нелинейных моделей. Самая простая модификация модели типа Cam Clay заключается в изменении формы шатровой поверхности. Такие модели изложены в работах S. Pietruszczak, Z. Mroz (1980), Б. И. Дидуха (1987), M.G.Jefferies, D.A.Shuttle (2005) и многих других. Формы шатровой поверхности некоторых моделей изображены на рис. 4.19. В частности, при расчете высотных зданий во Франкфурте-на-Майне в работах Р. Катценбаха (2005) используется модель, в которой форма шатра регулируется специальными параметрами. Поскольку поведение модели при нагружении по траектории раздавливания, как было показано выше, определяется законом уплотнения и формой шатра, изменение вида поверхности «шатра» в некоторых случаях позволяет приблизить работу модели к эксперименту. Однако остальные рассмотренные недостатки модели Cam Clay в полной мере присущи и этой группе моделей.

а)



б)



г)

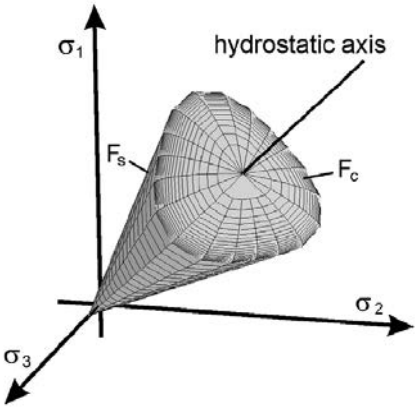


Рис. 4.19. Формы поверхности «шатра» в моделях разных авторов:
а – модель S. Pietruszczak and Z. Mroz; *б* – модель Б. И. Дидуха;
г – вариант шатровой модели, используемой Р. Катценбахом
для расчета основания высотных здания во Франкфурте-на-Майне.

Другое направление модифицирования модели Cam Clay заключается в усложнении ее математического аппарата. Например, в модели

A.Asaoka (2005) вводятся две дополнительные поверхности «предуплотнения» и «переуплотнения» (рис. 4.20). Эти поверхности по форме подобны предельной поверхности модели Cam Clay, а их размер определяется специальными параметрами. Параметры эти изменяются в процессе деформирования, что по утверждению автора, позволяет моделировать, например, потерю переуплотнения или потерю структурности грунта. Положение этих поверхностей влияет на поведение грунта в процессе деформирования.

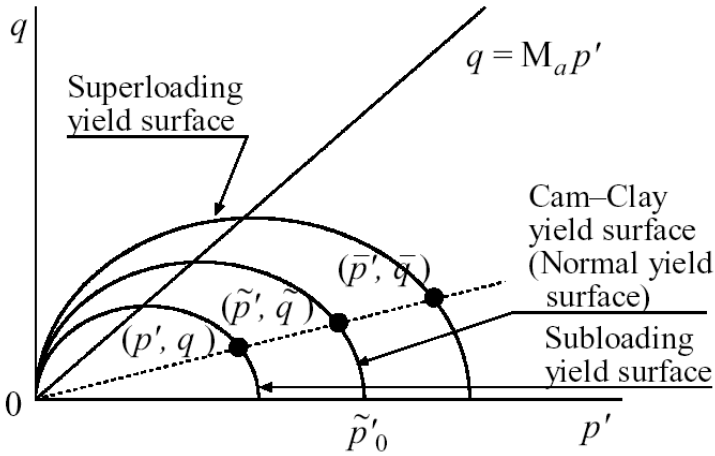


Рис. 4.20. Положение предельной поверхности и поверхностей «предуплотнения» и «переуплотнения» в модели A.Asaoka.

Другие модификации модели Cam Clay, которые можно отнести к этому направлению, изложены в работах M.D.Liu, J.P.Carter (2005), F.Sanchez, N.A.Gonzales (2005), F.Oka, S.Kimoto, T.Adachi (2005) и др.

Как отдельное направление можно рассматривать модели, учитывающие неизотропность упрочнения. Такие модели распространены в работах, посвященных решению задач динамики грунта. В этих моделях рассматривается так называемое трансляционное упрочнение, проявляющееся не в расширении предельной поверхности, а в ее перемещении. Такие модификации изложены в работах T. Benz, R. Schwab, P.A. Vermeer (2005), S. Oh, T.-K. Kim, H.-I. Park (2005), K.I. Andrianopoulos, A.G. Papdimitriou, G.D. Bouckovalas (2005) и др. (рис. 4.21)

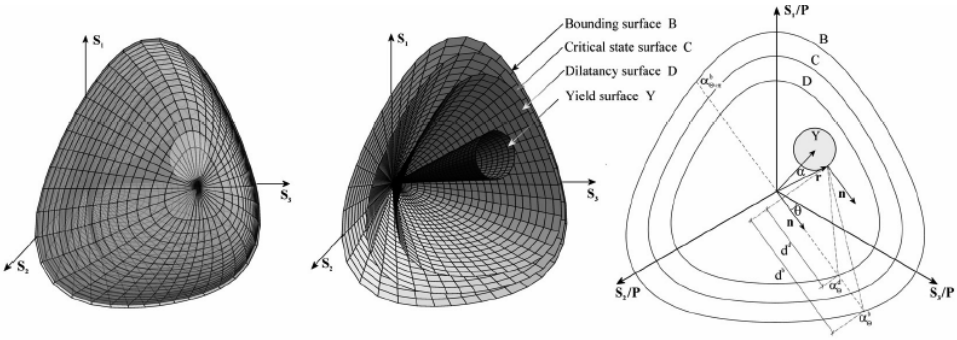


Рис. 4.21. Геометрическое изображение модели T.Benz, RShwab, P.A.Vermeer.

Как мы видели выше, работа модели Cam Clay в классической формулировке уже достаточно сложна и порой не вполне очевидна. Усложнение математического аппарата модели ведет и к усложнению ее поведения. Полный анализ отклика модели на различное напряженное состояние становится крайне трудоемким, в результате весьма вероятно, что не все проявления модели известны даже их авторам.

Модели «с двойным упрочнением»

В отдельное направление можно выделить модели, в которых вводится независимый закон поведения грунта при деформациях формоизменения, а область упрочнения при сдвиге развивается независимо от объемных деформаций. К таким моделям относятся модель Ю.К.Зарецкого (1988) и упрочняющаяся модель (Hardening Soil Model) в известной программе PLAXIS. Такое направление, на наш взгляд, является наиболее перспективным, поскольку позволяет учесть наличие пластических деформаций формоизменения на различных траекториях нагружения. Как уже указывалось, в модели Cam Clay деформации формоизменения определяются законом уплотнения и формой «шатра». Вероятно, что какие-то зависимости между поведением грунта при уплотнении и при сдвиге существуют, однако надежда на то, что математический аппарат модели позволит установить эти зависимости, не вникая в их физический смысл, представляется неоправданной. Поэтому при построении феноменологической модели логичнее вводить *независимые* функции для описания поведения грунта при уплотнении и при сдвиге.

Рассмотрим более подробно упрочняющуюся модель Hardening Soil model, разработанную профессором П.А. Вермейером, заложенную в известную программу PLAXIS и поэтому достаточно часто употребляемую в практических расчетах.

В этой модели для описания поведения грунта при стабилометрическом испытании используется гиперболическая зависимость (рис. 4.22)

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}, \tag{4.14}$$

где E_{50} – секущий модуль деформации при напряжении, равном половине разрушающего; $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ – девиатор напряжений; q_a – асимптота функции, которая определяется из сцепления и внутреннего трения грунта:

$$q_a = \frac{q_f}{R}, \quad q_f = (c\cot\phi - \sigma_3)\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi},$$

где $R = 0.9$ – некоторый понижающий коэффициент.

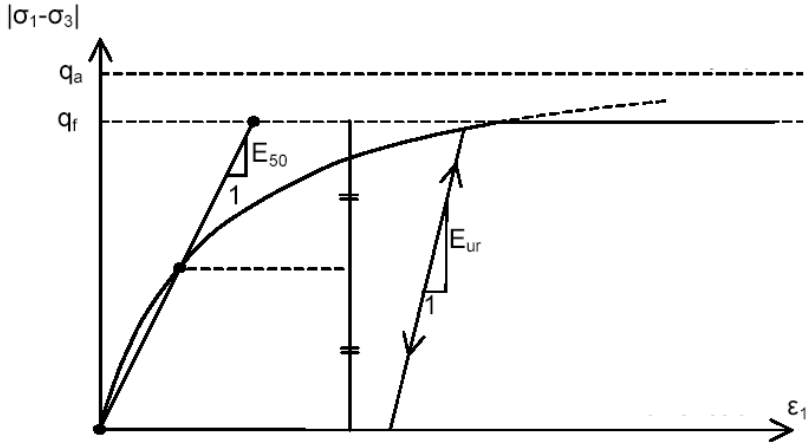


Рис. 4.22. Вид зависимости вертикальной деформации от девиатора напряжений в модели Hardening Soil Model программы PLAXIS.

Если объемные деформации малы, то $\gamma_p \approx 2\varepsilon_1$, таким образом, выражение (4.14) определяет величины пластических деформаций при различных величинах объемных напряжений. Изолинии γ_p на плоскости $p - q$ будут выглядеть как показано на рис. 4.23.

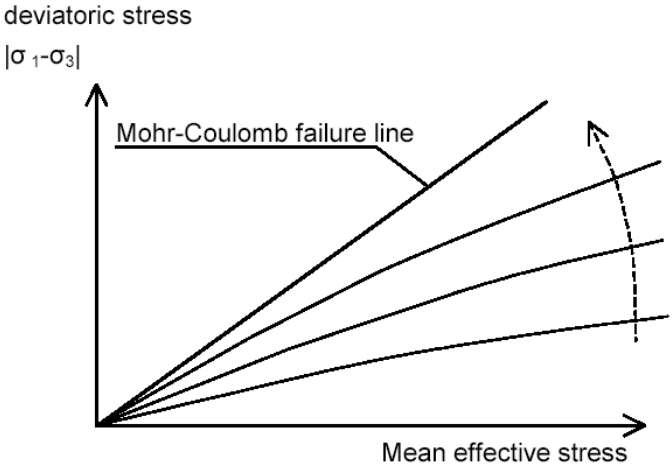


Рис. 4.23. Вид изолиний равных пластических деформаций сдвига γ_p на плоскости $p - q$.

Описание дилатансии при девиаторном нагружении в модели реализовано по теории Rowe (1962). Таким образом при девиаторном нагружении имеет место *неассоциированный* закон течения.

Для описания нелинейных деформаций при объемном сжатии в модели Hardening Soil Model используется эллиптическая поверхность «шатра» с центом в точке $p = 0$, $q = 0$ и размерами полуосей эллипса p_p и αp_p (рис. 4.24).

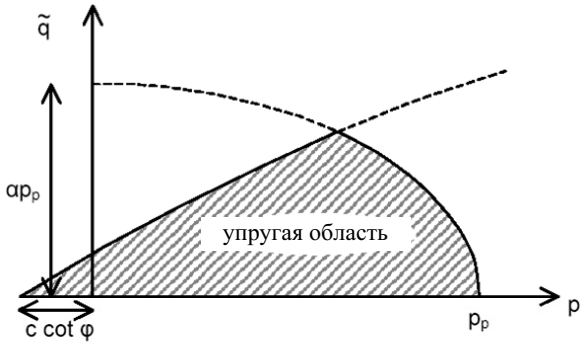


Рис. 4.24. Вид упругой области в модели Hardening Soil Model программы PLAXIS.

Параметр α определяет форму эллипса. Деформации в области «шатра» определяются постулатом Друкера и степенным законом упрочнения:

$$\varepsilon_{vp} = \frac{\beta}{m+1}\left(\frac{p_p}{p_{ref}}\right)^{m+1}.$$

В результате упругая область ограничивается одной из изолиний γ_p и поверхностью «шатра» (рис. 4.24). Таким образом, при описании объемных деформаций модель Hardening Soil Model использует идеи, близкие к моделям типа Cam Clay, а при описании деформаций сдвига использует эмпирические кривые. Данный подход позволяет избежать основного указанного выше недостатка шатровых моделей, а именно завышения жесткости грунта при деформациях формоизменения. В результате испытания по траектории, изображенной на рис. 4.16, будут вполне соответствовать эксперименту, поскольку модель не предполагает образование области упругого состояния при приложении только объемных напряжений.

В то же время такая «гибридная» модель также не лишена противоречий. Введение поверхности «шатра», на наш взгляд, является нарушением логики модели с двумя независимыми параметрами упрочнения. Действительно, не вполне понятно, почему при пересечении траекторией нагружения изолинии γ_p закон течения является неассоциированным, а при пересечении поверхности шатра становится ассоциированным. При ассоциированном законе, как уже отмечалось, величина деформаций сдвига будет определяться уже не эмпирической формулой (4.14), а законом уплотнения и формой поверхности «шатра».

В результате можно организовать траекторию нагружения, по которой поведение модели опять же будет отличаться от опытных данных. Пример такой траектории изображен на рис. 4.25. В этом случае между точками 1 и 2 модель будет работать по эмпирическому закону (4.14).

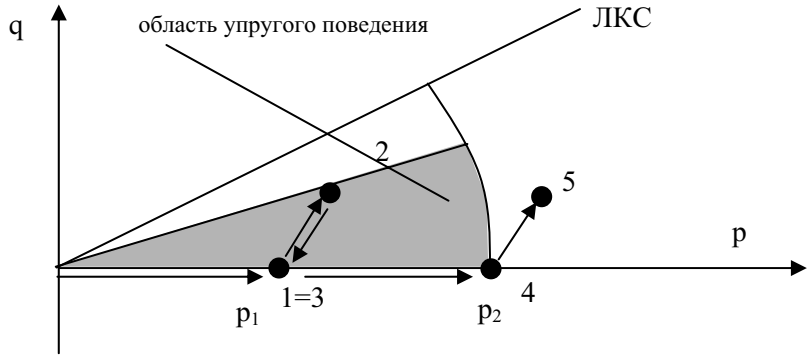


Рис. 4.25. Схема эксперимента для оценки реальности существования области упругого поведения грунта.

При разгрузке и повторном нагружении девиаторной составляющей поведение модели будет соответствовать опытным кривым, например, изображенным на рис. 4.17. Однако если после разгрузки перед повторным нагружением догрузить образец объемными напряжениями, его поведение, как показывает анализ модели, изменится. Действительно, в этом случае деформации формоизменения будут определяться ассоциированным законом течения, законом уплотения и формой шатра, в результате чего мы получим пластические деформации формоизменения на траектории 4-5 (рис. 4.25) при повторной загрузке той же величиной девиатора напряжений. Физически не вполне понятно, почему увеличение объемных напряжений в этом случае приводит к увеличению податливости грунта при деформациях формоизменения.

В целом, подводя итог критическому анализу рассмотренных нелинейных моделей, можно отметить перегруженность большинства моделей математическими зависимостями, не имеющими под собой физических обоснований. При практическом применении сложность моделей играет скорее негативную роль, не всегда позволяя исследователю четко представить себе особенности работы модели в различном напряженном состоянии.

Для описания работы слабых глинистых грунтов большинство рассмотренных моделей вообще неприменимо, поскольку, как это было показано выше, они некорректно описывают работу грунта при деформациях формоизменения. Поэтому для моделирования работы таких грунтов необходимо построение специальной эмпирической модели, более корректно отражающей результаты экспериментов.

4.4.2. Модификация модели упрочняющейся среды

Для устранения описанных выше противоречий нами разработана модификация упрочняющейся упругопластической модели грунта, более корректно отражающая особенности поведения слабых глинистых грунтов, характерных для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга. Самое простое решение для корректировки поведения модели при сдвиговых деформациях – это использование экспериментальных зависимостей не только для объемных напряжений и деформаций, но и для сдвиговых. Принцип построения такой модели изображен на рис. 4.26 (А.Г.Шашкин, 2007).

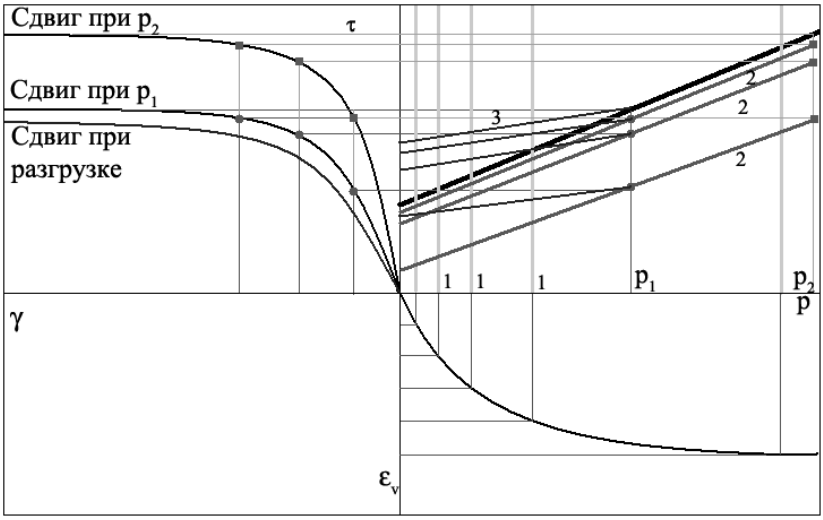


Рис. 4.26. Принцип построения упругопластической модели по аппроксимациям зависимостей τ–γ и p–ε_v: изолинии равных объемных деформаций (*1*); изолинии равных деформаций сдвига на стадиях нагружения (*2*); разгрузки и повторного нагружения (*3*)

Для построения модели выполняется ряд стабилометрических испытаний по различным траекториям нагружения, в результате чего строятся изолинии равных объемных и сдвиговых деформаций. Изолинии сдвиговых деформаций (на стадии нагружения) достаточно хорошо описываются системой линейных зависимостей, расстояние между изолиниями уменьшается с приближением к предельной прямой, соответствующей закону Кулона. Изолинии объемных деформаций (в общем случае нелинейные) описывают сжатие грунта при объемном нагружении и в компрессионных условиях. Искривление изолиний объемных деформаций происходит в случае их зависимости от сдвиговых напряжений (дилатансия). Для слабых глинистых грунтов Петербурга дилатансия изучена недостаточно, хотя имеются свидетельства о незначительности этого эффекта. Поэтому для упрощения модели мы будем аппроксимировать эти изолинии вертикальными прямыми линиями (дилатансия не учитывается). При нагружении образца объемными напряжениями увеличение сопротивление сдвигу связано с уплотнением грунта и увеличением количества контактов между его частицами. При разгрузке плотность грунта изменяется незначительно и в данном случае, в отличие от традиционных шатровых моделей, не приводит к существенному уменьшению сопротивления сдвигу. Наклон изолиний равных деформаций сдвига при разгрузке (см. рис. 4.26, семейство прямых *3*) соответствует углу внутреннего трения, наблю-

даемому при неконсолидированно-недренированных испытаниях.

При построении упругопластической модели используем традиционное разделение деформаций на упругие и пластические: $\varepsilon_v = \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp}$; $\gamma = \gamma_e + \gamma_p$. Для аппроксимации зависимости p–ε_{vp} удобно использовать формулу, учитывающую отсутствие начального более пологого участка компрессионной кривой:

$$\varepsilon_{vp} = B \cdot \ln\left(\frac{p + p_0}{p_0}\right). \tag{4.15}$$

Параметры B и p_0 могут быть приближенно получены из компрессионных испытаний грунтов.

Аппроксимация зависимости τ–γ при τ<c может осуществляться степенной функцией:

$$\gamma_p = A\tau^n. \tag{4.16}$$

Параметр A удобно определять через выражение $A = \dfrac{\gamma_c}{\tau_{\lim}{}^n}$, где γ_c – деформация, соответствующая пределу прочности на сдвиг.

Предложенная модель позволяет учесть отсутствие начальной зоны упругих сдвиговых деформаций, которая не фиксируется в экспериментах на слабых грунтах. После приложения нагрузки происходит сдвиговое упрочнение среды, в результате которого разгрузка и обратное нагружение происходят с большим («мгновенным») модулем сдвига.

4.5.Учет фактора времени при решении задач совместного расчета

4.5.1. Упруговязкопластическая модель работы грунта

При расчетах сооружений весьма актуальной задачей является учет фактора времени. Очевидно, что при кратковременных (например, ветровых) воздействиях в основании не могут развиться деформации, характерные для длительных воздействий от веса здания или сооружения. При использовании упрощенных моделей, не вполне адекватно описывающих поведение грунта, учет фактора времени становится сложной проблемой, для решения которой используют различные характеристики грунта для описания его реакции на кратковременное и длительное нагружение.

Использование упругопластической модели позволяет получить конечные величины деформаций. При этом весьма важно оценивать

достижимость этих деформаций за период существования здания. Например, при расчете здания на сваях длиной около 30 м, погруженных в практически нефильтрующие глинистые грунты (с коэффициентом фильтрации порядка 10^{-8} см/с) процесс консолидации будет продолжаться несколько тысяч лет. Очевидно, что в этом случае расчет конечных осадок с предположением о полном рассеянии избыточного порового давления будет бессмысленным, поскольку эти осадки не успеют реализоваться за расчетный срок существования здания. Отметим, что в геологических условиях Санкт-Петербурга часто встречаются слабые грунты (текучей и текучепластичной консистенции), располагающиеся на значительных глубинах (около 80 м). Вероятно, со временем эти грунты будут постепенно уплотняться, однако учет этого фактора интересен только в «геологических» масштабах времени (порядка десятков тысяч лет). Таким образом, при моделировании деформаций основания следует реально оценивать фильтрационные свойства грунтов и решать упругопластическую задачу совместно с задачей фильтрационной консолидации.

Для совместного решения задач фильтрационной консолидации и упругопластических задач, основанных на теории пластического течения, необходима запись уравнений равновесия и неразрывности потока в приращениях перемещений. При использовании метода конечных элементов эти уравнения записываются в виде

$$\begin{cases} [K]\{du\}+[C]\{dp\}=\{df\}; \\ [C]^T\{du\}-dt[K_f]\{p\}-\dfrac{n}{K_w}[E]\{dp\}=0, \end{cases} \tag{4.17}$$

где $[K]$ – матрица жесткости элемента; $[C]$ – «стыковочная» матрица; $[K_f]$ – матрица фильтрационных свойств грунта; $\dfrac{n}{K_w}[E]$ – матрица сжимаемости поровой жидкости, зависящая от пористости и модуля сжатия воды; $\{du\}$ – вектор приращения перемещений; $\{dp\}$ и $\{p\}$ – приращение и величина порового давления; $\{df\}$ – приращение внешней нагрузки.

При использовании разностной схемы для шага по времени i можно записать

$$\begin{cases} [K]\{\Delta u\}+[C]\{p_i\}=\{\Delta f\}+[C]\{p_{i-1}\}; \\ [C]^T\{\Delta u\}-\Delta t[K_f]\{p_i\}-\dfrac{n}{K_w}[E]\{p_i\}= \\ =-\dfrac{n}{K_w}[E]\{p_{i-1}\}. \end{cases} \tag{4.18}$$

Реализации моделей, основанные на выражениях (4.18), успешно применяются при решении плоских задач с небольшим количеством узлов. Однако при решении сложных задач большой размерности запись уравнений в виде (4.18) отличается негативными математическими свойствами. Матрица системы для такой задачи не является положительно определенной и содержит отрицательные элементы на главной диагонали, что ограничивает возможность применения эффективных алгоритмов линейной алгебры. Кроме того, матрица объединяет в одно решение неизвестные перемещения и давления, т. е. фактически реализуется смешанный метод решения. Элементы матрицы могут различаться по величине на несколько порядков, что ухудшает обусловленность системы.

Поэтому для решения задач большой размерности представляется целесообразным раздельное решение уравнений равновесия и неразрывности потока с последующим объединением в итерационном процессе по схеме

$$\begin{cases} \left([K]+[D_w]\right)\{\Delta u\}=\{\Delta f\}-[C]\left(\{p_{i-1}\}-\{p_i^*\}\right)+ \\ +[D_w]\{\Delta u^*\}; \\ \left(\Delta t[K_f]-\dfrac{n}{K_w}[E]\right)\{p_i\}=[C]^T\{\Delta u\}+ \\ +\dfrac{n}{K_w}[E]\{p_{i-1}\}, \end{cases} \tag{4.19}$$

где звездочкой обозначены векторы перемещений и поровых давлений на предыдущей итерации. При решении упругопластической задачи такие итерации могут выполняться параллельно с итерациями метода начальных напряжений. Для схем большой размерности решение задачи фильтрационной консолидации по итерационной схеме (4.19) оказывается более выгодным по времени, чем решение плохо обусловленных задач по схеме (4.18).

К сожалению, одного только решения задачи фильтрационной консолидации недостаточно для описания деформирования основания во времени. Совпадение экспериментальных кривых осадок во времени с расчетными порой объясняется тем, что в расчетах рассматривалась одномерная задача консолидации. При рассмотрении плоских или пространственных моделей неизбежно добавляется составляющая осадки, связанная с деформациями формоизменения. Если модель грунта не предусматривает механизма задержки этих деформаций во времени, то в результате решения мы получим существенные мгновенные осадки сооружений, которые практически не наблюдаются в натуре.

Поэтому для учета развития осадок во времени необходимо предусмотреть механизм задержки сдвиговых деформаций во времени. Самым простым способом описания эффекта замедления является введение зависимости скорости деформаций от величины девиатора напряжений. Как показывают многочисленные опыты разных авторов, эта зависимость носит нелинейный характер: скорость деформирования резко возрастает при приближении к некоторому пределу прочности (рис. 4.27).

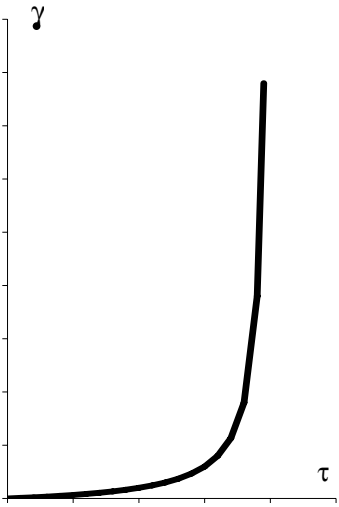


Рис. 4.27. Характер зависимости между девиатором напряжений и скоростью деформирования

Имеются несколько разновидностей реологических моделей, наибольшой известностью пользуется модель Бингама-Шведова. Для описания с ее помощью низких скоростей сдвигового деформирования грунтов, наблюдающихся на практике, необходимо использовать высокие значения вязкости. Соответствующие величины приведены в работах Н.Н. Маслова (1977, 1982), С.С. Вялова (1978). При этом оказывается, что модель неспособна описать проявляющиеся в реальности быстрые деформации при больших сдвигающих напряжениях. В частности, невозможно моделирование вдавливания свай, погружения зонда и т.п. Устранить этот недостаток можно, если ввести зависимость величины вязкости от величины действующих сдвиговых напряжений. В предложенной нами модели использована простейшая линейная зависимость: с увеличением сдвигового напряжения вязкость падает по линейному закону и приближается к нулю при достижении предела прочности:

$$\eta(\tau) = \eta_0 \frac{\tau_{\lim} - \tau}{\tau_{\lim}}. \qquad (4.20)$$

При этом скорость развития деформаций сдвига находится в нелинейной зависимости от действующих напряжений, что вполне соответствует имеющимся исследованиям (рис. 4.28).

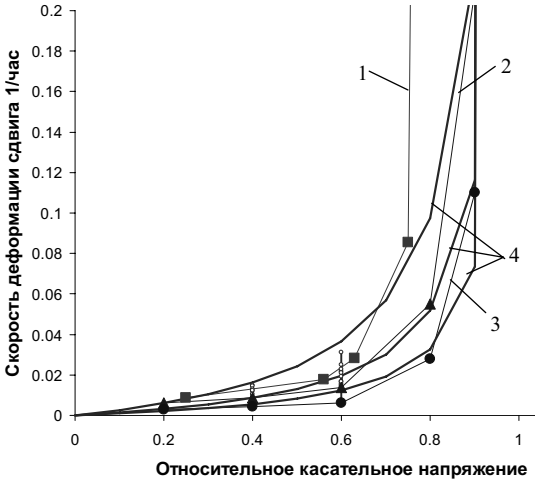


Рис. 4.28. Зависимость скорости деформации формоизменения от девиатора напряжений при разной влажности грунта. 1 – влажность глинистого грунта W=30%; 2 – влажность глинистого грунта W=24%; 3 – влажность глинистого грунта W=21%; 4 – аппроксимация опытов зависимостью (4.20).

В результате использования такого простого приема удается в рамках одной модели объединить различное поведение грунта: медленное развитие деформаций при небольших сдвигающих напряжениях и быстрое разрушение при напряжениях на пределе прочности.

При приближении к величине предельного сопротивления при сдвиге вязкость стремится к нулю, что означает разрушение элемента грунта.

Учет нелинейного характера зависимости между сдвиговыми напряжениями и деформациями имеет принципиальное значение при моделировании работы грунта. Введение постоянного коэффициента вязкости приводит к тому, что модель либо не может описать медленные деформации в основании зданий (при небольшой величине вязкости), либо (при большом значении вязкости) гораздо более быстрые деформации при испытании сваи, вдавливании зонда, потере устойчивости откоса и т.п. Учет нелинейной зависимости скорости деформаций от напряжений приближает поведение модели к наблюдаемому в натуре: при напряжениях, достаточно далеких от предела прочности

(такая ситуация, в большинстве случаев характерна для оснований сооружений) деформации будут происходить достаточно медленно (в течение десятилетий), что соответствует наблюдаемым на практике малым значениям «мгновенных» деформаций; при приближении к пределу прочности скорости деформации будут резко возрастать – это позволяет описать в рамках той же модели такие относительно быстрые процессы, как осадки при испытании сваи, потерю устойчивости откосов, технологические процессы при изготовлении свай и т.п.

Таким образом, модель работы грунта при девиаторном нагружении близка к модели Бингама–Шведова, за исключением учета переменности коэффициента вязкости. При решении методом начальных напряжений вязкопластическое поведение модели грунта может быть реализовано по принципу

$$\tau_t^* = \tau_e - \frac{G\Delta t}{\eta}(\tau_e - \tau_t), \qquad (4.21)$$

где τ_{et}* – «теоретический» девиатор напряжений на данном шаге по времени; τ_e – «упругие» напряжения, полученные при решении линейной задачи; τ_t – «теоретические» напряжения, соответствующие уровню деформаций без учета фактора времени; η – вязкость среды (в нашем случае переменная). Математически этот подход представляет собой интегрирование во времени по явной схеме (по методу Эйлера). Такой метод решения предъявляет строгие требования к величине шага по времени: $\frac{G\Delta t}{\eta} < 1$.

В результате для решения задачи деформирования здания в течение, например, 100 лет может потребоваться огромное количество шагов (особенно, если учесть переменность вязкости в рассматриваемой модели).

Для ускорения решения задач деформирования во времени нами разработан специальный алгоритм решения реологических задач (К.Г.Шашкин, 2007). Единственным ограничением выбрано следующее положение: шаг по времени должен быть таким, чтобы изменение напряжений в любой точке схемы в пределах одного шага могло быть с достаточной точностью описано линейным законом. Этот принцип похож на общий подход метода конечных элементов, заключающийся в аппроксимации неизвестных функций участками более простых функций.

Идея алгоритма очень проста. Пусть известны напряжения и пластические деформации на предыдущем шаге времени: $\tau(0)=\tau_{i-1}$ и $\gamma(0) = \gamma_{i-1}$. В этом случае в пределах одного шага по времени

$\tau(t) = \tau_{i-1} + \dfrac{\tau_i - \tau_{i-1}}{\Delta t} t$. Величина напряжения, которое будет достигнуто в конечном элементе к концу шага $\tau(\Delta t) = \tau_i$, остается нам неизвестной. Однако, поскольку мы считаем функцию изменения напряжения в пределах шага известной, можно получить функцию деформации на конце данного шага в зависимости от этой неизвестной величины напряжения: $\gamma_{\Delta t}(\tau) = f(\tau_{i-1}, \gamma_{i-1}, \tau, \Delta t)$. Эта функция представляет собой пластические деформации, которые могут быть достигнуты за время Δt из точки τ_{i-1}, γ_{i-1} (рис. 4.29).

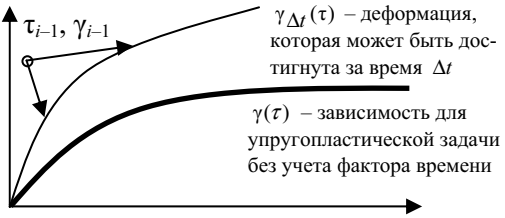


Рис. 4.29. К алгоритму ускоренного решения реологических задач

Для получения этой функции необходимо в пределах шага по времени решить дифференциальное уравнение

$$\frac{d\gamma}{dt} = \frac{1}{\eta(\tau(t))}\left(\tau(t) - \left(\frac{\gamma}{A}\right)^{\frac{1}{n}}\right)$$

с начальным условием $\gamma(0) = \gamma_{i-1}$. Его аналитическое решение оказывается невозможным, однако численное интегрирование в этом случае можно выполнить поэлементно. Достаточно эффективным оказывается интегрирование по алгоритму Рунге–Кутты 2-го порядка.

Далее в численном решении зависимость пластических деформаций от напряжений $\gamma(\tau)$ заменяется на функцию $\gamma_{\Delta t}(\tau)$ (деформации, которые могут быть достигнуты за шаг по времени), и решается обычная упругопластическая задача.

Эффективность предложенного алгоритма видна на следующем примере: если для решения тестовой задачи (рис. 4.30) методом Эйлера по схеме (4.19) потребовалось 1000 шагов, то при использовании ускоренного алгоритма решения реологических задач достаточная точность была достигнута с использованием всего 7 шагов во времени.

а *б*

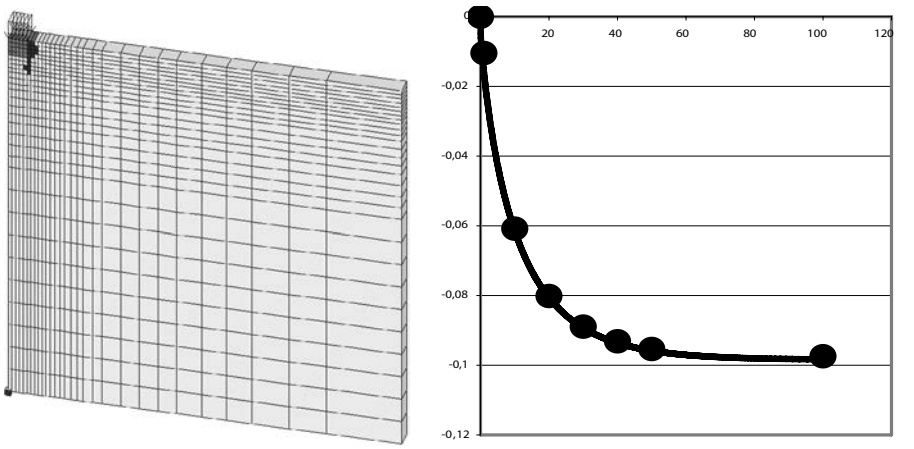


Рис. 4.30. Решение тестовой задачи деформирования во времени: *а* – расчетная схема плоской задачи; *б* – зависимость осадок от времени, сплошная линия – решение методом Эйлера по формуле (4.20), точки – решение по предлагаемому ускоренному алгоритму решения реологических задач

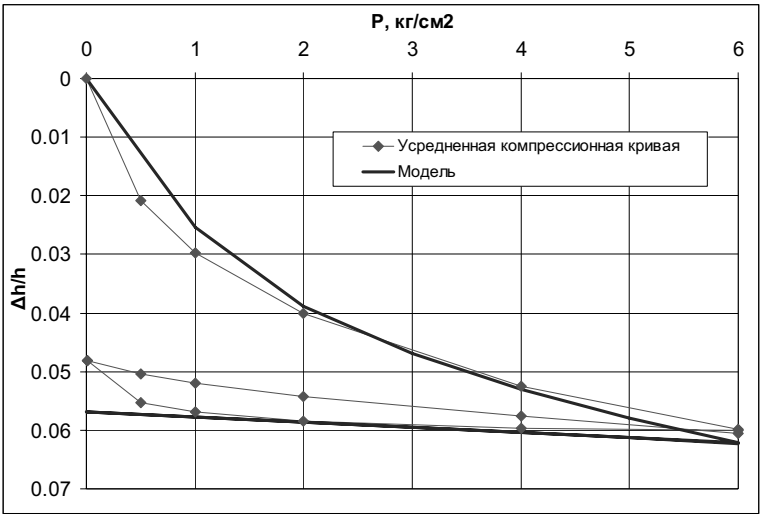
В результате решение задач во времени по вычислительной сложности становится близким к решению обычных упругопластических задач.

Большинство параметров упруговязкопластической модели может быть определено по результатам стандартных лабораторных испытаний в компрессионном приборе и при трехосном сжатии. На рис. 4.31 приведены результаты испытаний и моделирования экспериментов с помощью указанной модели, из которых видно, что модель позволяет с необходимой точностью описывать основные эффекты, проявляющиеся при лабораторных испытаниях.

Основную сложность составляет назначение реологических параметров грунтов. Глинистые грунты, характерные для территории Санкт-Петербурга обладают ярко выраженными тиксотропными свойствами. При нарушении природной структуры они способны переходить из твердообразного в жидкообразное состояние. При этом самым существенным является увеличение скорости деформирования грунта. При отборе образцов из скважин нарушение природной структуры в той или иной мере, как правило, происходит. В результате при лабораторных испытаниях значительные деформации образцов развиваются за короткое время (в пределах нескольких минут). В реальных условиях деформации различных сооружений (осадки зданий, деформации ограждения котлованов) происходят в течение достаточно дли-

тельных промежутков времени (от нескольких суток до месяцев и лет). Таким образом, основной гипотезой, заложенной в рассматриваемой модели, является наличие даже в слабых глинистых грунтах в природном залегании существенной вязкости, обеспечивающей замедление деформаций сдвига во времени. В этом случае даже относительно слабые грунты при сохранении природной структуры должны проявлять свойства жесткого тела при нагружении с большой скоростью. Такая гипотеза нуждалась в экспериментальной проверке.

а)



б)

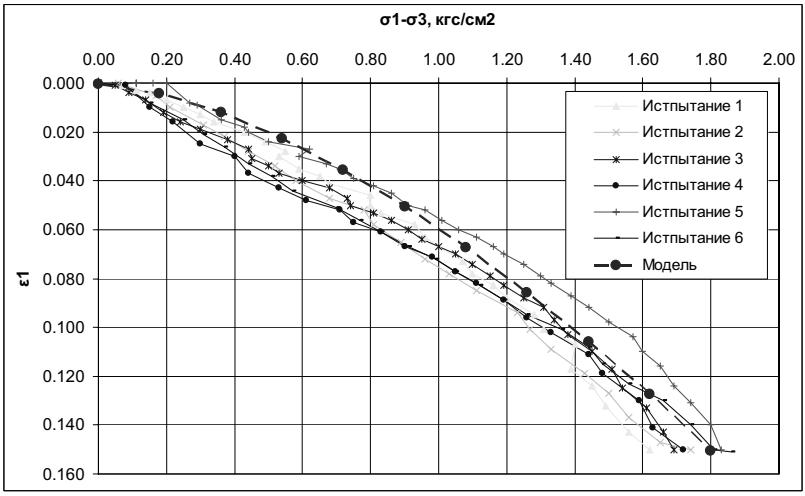


Рис. 4.31. Пример подбора параметров упруговязкопластической модели по данным компрессионных (а) и стабилометрических (б) испытаний грунта

Для изучения свойств грунтов ненарушенной структуры в процессе исследований на опытных площадках выполнялся отбор образцов при откопке подземного сооружения непосредственно ниже дна котлована. Отбор осуществлялся в кольца для соответствующих испытаний, что обеспечивало минимальное нарушение природной структуры. Как показали лабораторные испытания, такие образцы показывают принципиально иное поведение по сравнению с образцами из скважин. При трехосных испытаниях образцы текучей консистенции имели хрупкий характер разрушения при вертикальной деформации 5…7%, в то время как образцы из скважин проявляли характерное «бочкование» без разрушения до деформаций около 15%. Аналогичные результаты можно получить при одноосных испытаниях. На рис. 4.32 приведена фотография характера разрушения образца текучей консистенции при сохранении природной структуры.

Рис. 4.32. Характер разрушения образца озерно-ледниковых суглинков текучей консистенции ненарушенной структуры при отборе образца из котлована

Примеры трехосных испытаний образцов озерно-ледниковых суглинков текучей консистенции приведены на рис. 4.33. Как видно из рисунка, наблюдаемый разброс результатов трехосных испытаний для грунтов ненарушенной структуры сравнительно невелик. В то же время наблюдается существенная разница в поведении образцов ненарушенной и нарушенной структуры (образец был подвергнут динамическим воздействиям, рис. 4.34).

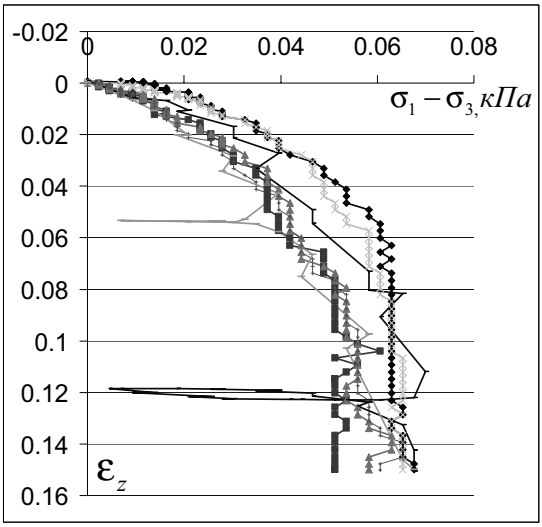


Рис. 4.33. Результаты трехосных испытаний образцов озерно-ледниковых суглинков ненарушенной структуры, отобранных их опытного котлована по адресу: Зоологический пер, д.2…4 с глубины 8.5 м.

Как показали эксперименты, при нарушении природной структуры повышается деформативность образцов, повышается скорость деформирования и снижается прочность.

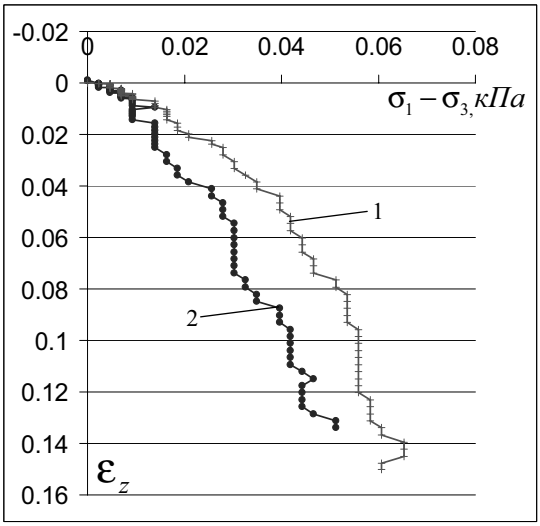


Рис. 4.34. Сравнение поведения образцов ненарушенной (1) и нарушенной (2) структуры при испытании образцов озерно-ледниковых суглинков, отобранных их опытного котлована по адресу: Зоологический пер, д. 2…4 с глубины 8.5 м.

Опыты на ползучесть при небольших напряжениях показали достаточно длительное развитие деформаций во времени (рис. 4.35). Таким образом, лабораторные данные подтверждают наличие существенной вязкости природных грунтов ненарушенной структуры. Тем самым исходные предпосылки, заложенные в упруговязкопластическую модель, подтверждаются реальными лабораторными экспериментами на образцах ненарушенной структуры.

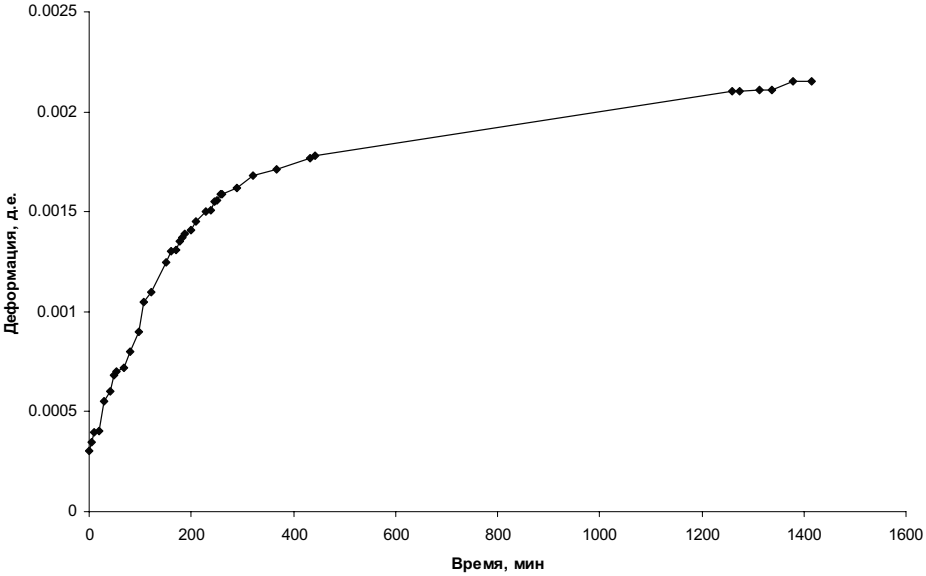


Рис. 4.35. Одноосное испытание на ползучесть образца ненарушенной структуры слоя текучих суглинков при постоянном вертикальном нормальном напряжении 5.4 кПа

Наличие природных структурных связей в глинистых грунтах, как показали эксперименты, обеспечивает достаточно длительное развитие деформаций формоизменения, что свидетельствует о необходимости учета этого фактора в расчетах. Однако в настоящее время объем исследования образцов ненарушенной структуры для грунтов Санкт-Петербурга недостаточен для обоснованного назначения реологических характеристик по лабораторным данным. В связи с этим для получения реологических параметров при деформации формоизменения был использован метод обратного анализа данных наблюдений за деформациями обычных зданий и сооружений. Первые сведения о порядках величин вязкости грунтов Санкт-Петербурга были получены из анализа результатов наблюдений за деформациями сооружений защиты города от наводнений (А.В. Гол-

ли, А.Г. Шашкин, 2000). Они были уточнены по результатам собранных данных наблюдений за осадками 15 зданий на территории Санкт-Петербурга (В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, М.А. Лучкин, 2007). Дальнейшие уточнения были выполнены по результатам мониторинга за устройством подземных сооружений (см. главу 9). В целом реологические свойства грунтов Санкт-Петербурга нуждаются в дальнейшем исследовании, однако имеющиеся данные позволяют уже на настоящем этапе достаточно корректно описывать развитие деформаций во времени с помощью упруговязкопластической модели. Основным преимуществом данного подхода к расчету является учет реальных сроков строительства сооружений и оценка возможности реализации деформаций за ограниченное время существования котлована подземного сооружения.

4.5.2. Основные закономерности совместных расчетов основания и конструкций здания при учете нелинейного характера работы грунтов и развития деформаций во времени

Использование нелинейных моделей работы основания, которые способны естественным образом очерчивать область деформаций под зданием, позволяет решать задачи, которые не могут быть рассмотрены в рамках упрощенных подходов, неизбежно связанных с условным ограничением сжимаемой толщи. Без использования таких моделей практически невозможно корректно рассматривать взаимодействие зданий на различных фундаментах – на сваях и на естественном основании. Попытки смоделировать работу плитно-свайного фундамента в рамках простейших упругих или упругопластических моделей, не позволяющих автоматически ограничить зону деформаций, обречены на провал, поскольку не позволяют одновременно учесть ограничение зон деформаций под сваями и плитой.

Учет нелинейного характера работы грунта в расчетах приводит к уменьшению напряжений под краями жесткого сооружения и некоторому выравниванию эпюры контактных давлений. Поэтому для конструкций учет нелинейной работы грунта является фактором, снижающим напряжения: чем ниже прочностные свойства грунта, тем в большей степени это отражается на выравнивании контактной эпюры давлений. Но не будем забывать, что снижению прочностных свойств грунта в большинстве случаев соответствует повышение его деформативности. При этом с увеличением деформативности будет увеличиваться и неравномерность осадок, а, следовательно, и концентрация напряжений в конструкциях здания. Таким образом, па-

раметры деформативности и прочности вступают в некую «конкуренцию». В результате дефекты здания, расположенного в относительно хороших инженерно-геологических условиях, могут оказаться сравнимыми с дефектами здания, находящегося в худших условиях. Последнее получает большие осадки, однако из-за низкой прочности грунтов деформируется более равномерно. Очевидно, с этим эффектом связан тот факт, что здания на Васильевском острове в Санкт-Петербурге, получившие осадку до 1 м, до сих пор более или менее успешно эксплуатируются, в то время как многие здания, получившие меньшие по абсолютной величине осадки, имеют более существенные дефекты.

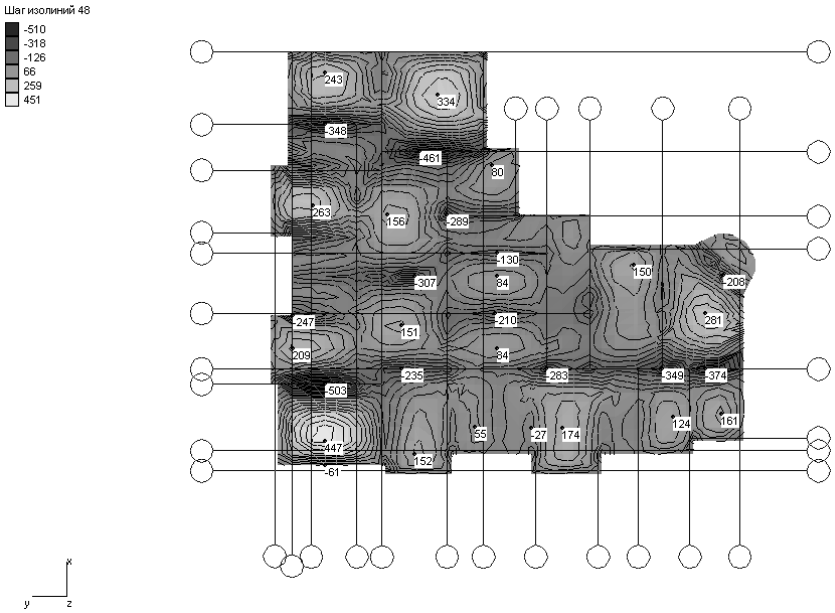
Отметим, что уменьшение напряжений в одних элементах конструкции, как правило, приводит к их увеличению в других. Например, для здания на плите, рассмотренного в п. 4.3, перераспределение напряжений при учете нелинейной работы грунтов в основании приводит к увеличению моментов в фундаментной плите (рис. 4.36).

Подчеркнем, что распределение напряжений в конструкциях здания может существенно меняться с течением времени, поэтому по прочности конструкции должны быть запроектированы так, чтобы ни в один из моментов времени в них не возникали недопустимые усилия.

При расчете 16-этажного здания был получен прогноз развития деформаций в течение 100 лет. Деформации имеют затухающий характер. Напряжения в краевых зонах здания со временем увеличиваются, что связано с ростом осадок. Однако весьма примечательно, что рост напряжений прекращается быстрее, чем рост осадок здания; с определенного момента осадки здания происходят практически без дополнительных деформаций конструкций. Этот эффект требует дальнейшего теоретического и экспериментального исследования, однако, возможно, он является причиной того, что не всегда длительное накопление осадок приводит к постоянному появлению новых дефектов в здании.

Перераспределение усилий в сваях в рассматриваемой задаче также происходит в течение сравнительно небольшого промежутка времени (около 10 лет). Любопытно, что со временем наблюдается увеличение неравномерности усилий в сваях, а не уменьшение, поскольку неравномерность усилий в сваях связана с развитием неравномерных осадок здания.

а



б

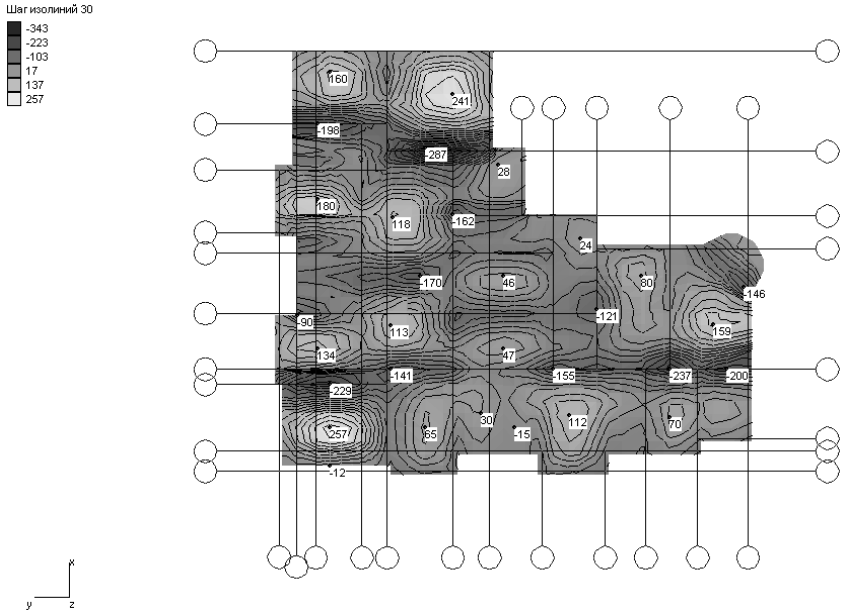


Рис. 4.36. Изолинии изгибающих моментов в фундаментной плите:
а – по расчету с учетом пластических деформаций грунта;
б – по упругой стадии работы основания

4.5.3. Рекомендации для проектирования

Не хотелось бы, чтобы конструкторы надземной части здания заподозрили нас, геотехников, в посягательстве на их сферу деятельности. Геотехник обычно вполне доволен, если ему удается правильно предсказать величину абсолютной осадки. Конструктора же волнует ее неравномерность и в его интересах сотрудничать с геотехником, поскольку неравномерность может быть получена только из совместного расчета.

Разумеется, невозможно дать рекомендации проектировщику на все случаи жизни: особенности взаимодействия зданий и оснований многообразны, и каждый случай заслуживает отдельного рассмотрения.

Тем не менее, *особое внимание конструктора должно быть уделено нижней части здания* (по высоте примерно равной ширине), в которой наблюдаются концентрации напряжений, обусловленные эффектом совместной работы. В этой зоне следует повышать жесткость и прочность конструкций, стремясь к формированию жесткого «постамента» для вышерасположенных конструкций (последние в этом случае можно проектировать по привычной схеме). В краевых зонах свайного основания количество свай целесообразно увеличивать.

Оригинальное предложение по выравниванию усилий в сваях было сделано профессором Р. Катценбахом (2005) при проектировании фундаментов высотных зданий во Франкфурте-на-Майне. В однородном грунте он предложил устроить свайное поле с существенным увеличением длины свай к центру здания. В условиях Санкт-Петербурга этот подход следует применять с осторожностью, поскольку мы рискуем расположить острия свай в крайне разнородных грунтах.

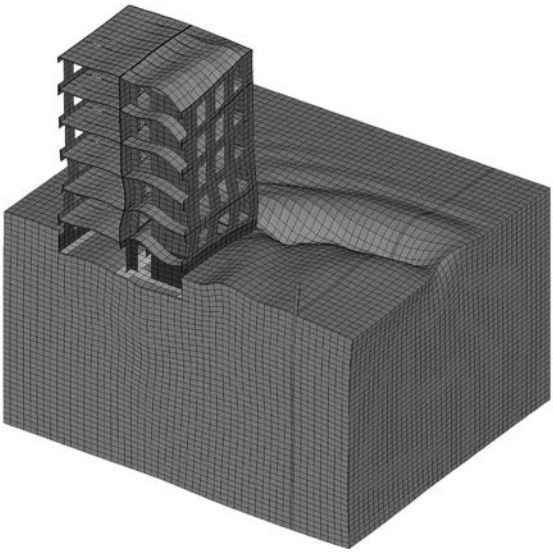
Совместные расчеты важны на всех этапах строительства здания. Взаимодействие основания и конструкций необходимо рассматривать при расчете подземных сооружений, ограждений котлованов и т. п. Эти вопросы, относящиеся к так называемой технологической механике грунтов, особенно нуждаются в учете фактора времени. Очевидно, что в процессе изготовления сваи или при устройстве котлована грунт работает иначе, чем при долговременном нагружении. Последовательность технологических этапов не сводится к суперпозиции отдельных задач. Каждый последующий расчет должен учитывать результаты предыдущих.

Важное значение имеют совместные расчеты в задачах динамики, например при расчетах высотных зданий при пульсационной составляющей ветра (рис. 4.37). Учет взаимодействия здания и основания вносит существенные коррективы в частоты и амплитуды колебаний высотных зданий от ветровых нагрузок (В.А. Васенин, 2007).

Развитие вычислительной техники, появление таких программных комплексов, как *FEM-models*, является залогом того, что в ближайшее время совместные расчеты станут неотъемлемой составляющей всякого проектного процесса. Надо отвыкать от мысли о том, что совместные расчеты – это расчеты на винклеровских пружинах. Мы обязаны использовать возможности современной вычислительной техники и внедрять в расчеты достижения механики грунтов.

Это залог оптимизации фундаментов, конструкций подземных сооружений с учетом их совместной работы с надземными конструкциями. На основе выполненных нами совместных расчетов уже построены сотни зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и других городах России.

а



б

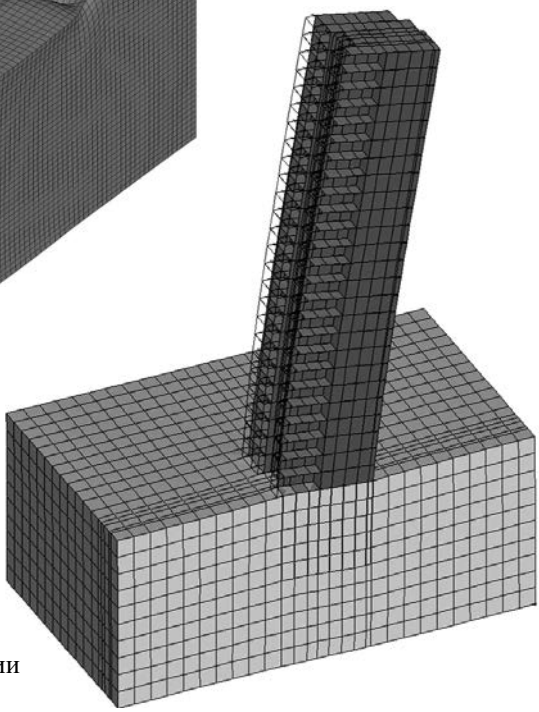


Рис. 4.37. Примеры динамических задач взаимодействия здания и основания: колебания здания при забивке свай (промышленная сейсмика) (*а*); колебания здания при пульсации ветровой нагрузки (*б*)

5

РЕТРОСПЕКТИВНЫЙ АНАЛИЗ И ПРОГНОЗ ДЕФОРМАЦИЙ ИСТОРИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ

Одним из наиболее сложных классов геотехнических задач является ретроспективный анализ геотехнических ситуаций. Как показывает практика, развитие деформаций зданий происходит под влиянием множества факторов природного или техногенного происхождения. В ряде случаев причиной деформирования конструкций оказывается совокупность этих факторов, в других превалирует один из них. Далеко не всегда роль конкретного фактора или их сложного взаимодействия поддается однозначной экспертной оценке. Для правильной диагностики геотехнической ситуации и назначения адекватного метода «лечения» необходимы не только инженерные изыскания, дающие необходимые сведения о состоянии объекта, но и расчетный анализ вклада выявленных при изысканиях факторов негативного влияния. При анализе причин деформирования здания особенно важен учет его взаимодействия с основанием.

Ретроспективный анализ геотехнической ситуации осуществляется обычно в такой последовательности:

А – предварительное изучение технической документации по объекту (проект, материалы изысканий, исполнительная документация);

В – выявление возможных факторов риска и составление программы исследований на объекте;

С – проведение исследований на объекте (инженерно-геологические и геодезические изыскания, обследование конструкций и пр.) с уточнением факторов риска;

Д – формирование численной модели; расчетный анализ влияния на систему «здание–фундаменты–грунты основания» отдельных факторов риска и их совокупности.

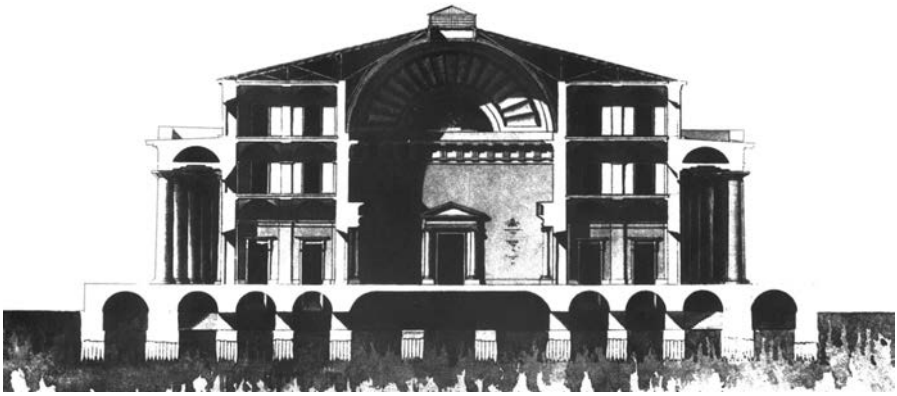
Рассмотрим несколько конкретных примеров такого анализа для объектов, расположенных в Санкт-Петербурге.

5.1. Анализ причин развития деформаций здания Биржи на Стрелке Васильевского острова

Это здание, ставшее одним из символов Санкт-Петербурга, было построено в 1805 г. по проекту архитектора Тома де Томона (рис. 5.1).

Здание решено в виде античного храма, прямоугольного в плане, который базируется на гранитном стилобате, образованном системой массивных столбов и стен, перекрытых крестовыми сводами. Большой зал Биржи перекрыт конструкцией в виде кессонированного цилиндрического свода.

а



б

Рис. 5.1. Здание Биржи (проект Тома де Томона): *а* – поперечный разрез; *б* – здание на момент завершения строительства

В 2002 г. были проведены большие работы по замене штукатурного слоя на фасадах здания. Трещины, образовавшиеся на стенах за два века существования Биржи, скрывались под новой отделкой. Беспокойство реставраторов вызвали постоянно проявляющиеся на новой отделке трещины во фронтонах, которые «раскалывали» здание вдоль его продольной оси.

Чтобы выявить причину развития этих деформаций, нами были

изучены история строительства Биржи и инженерно-геологические условия площадки, исследована фактическая конструкция фундаментов, измерена накопленная неравномерность осадок, проанализирован принцип работы наземных конструкций, оценено фактическое состояние грунтов основания, определен уровень динамического фона от транспорта и, наконец, выполнены совместные расчеты здания и основания с учетом выявленных при обследовании факторов риска.

К сожалению, геодезические наблюдения за осадками здания не проводились. На основании нивелирования высотного положения баз колонн и пилястр по всему периметру здания была выявлена разница осадок южного и северного фасадов (продольных стен), достигающая 13...14 см, при этом неравномерность осадок вдоль этих фасадов оказалась незначительной.

Инженерно-геологические условия территории характеризуются значительной неоднородностью напластования (рис. 5.2). Под насыпным слоем залегают чередующиеся слои песков и слабых супесей и суглинков, в том числе слой заторфованной супеси, мощность которого возрастает от северного фасада к южному от 0 до 2 м.

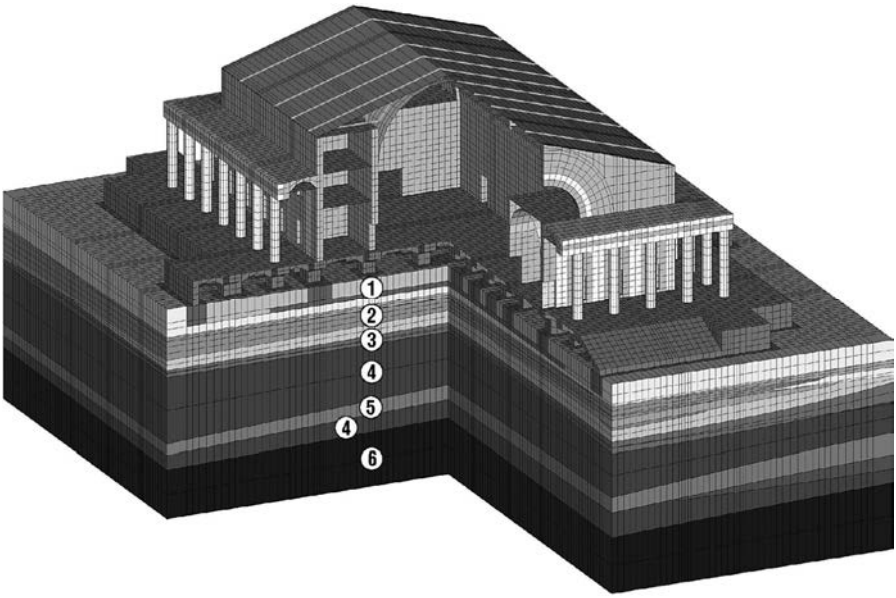


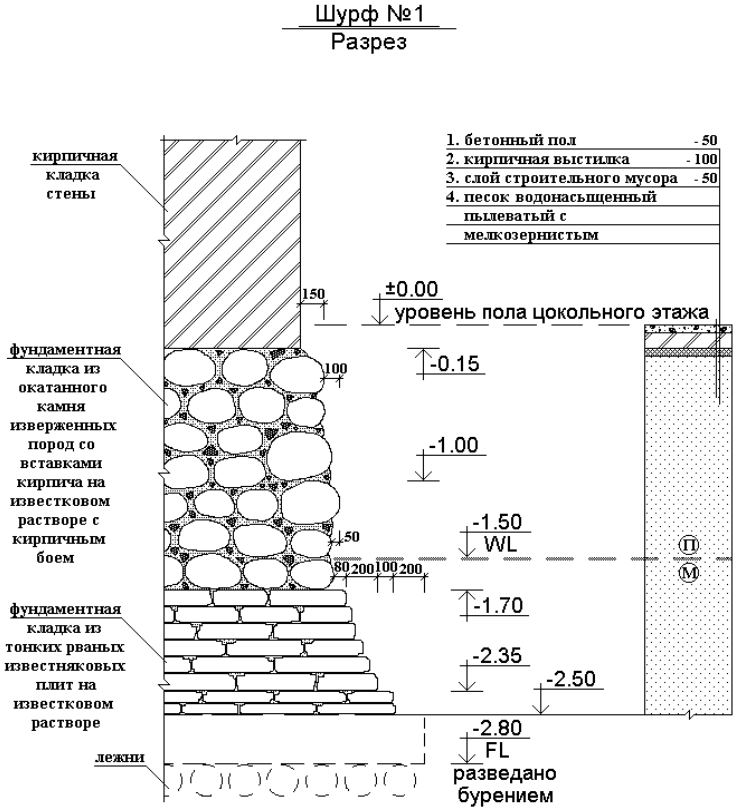
Рис. 5.2. Компьютерная модель здания Биржи и его основания (разрез). Напластование грунтов: 1 – песок пылеватый; 2 – супесь текучая заторфованная; 3 – суглинки мягкие; 4 – супесь полутвердая; 5 – песок гравелистый; 6 – глина дислоцированная

В качестве другого вероятного фактора риска рассматривалась возможная неоднородность фундаментов здания. Тома де Томон воз-

вел здание на месте снесенной Биржи Дж. Кваренги. В строительной практике того времени распространенным приемом было включение старых фундаментов в состав новых (что практиковал и сам Дж. Кваренги). Для исследования этого вопроса нами было проведено обследование фундаментов. Оно показало, что ленточные фундаменты наружных стен стилобата, выложенные из гранитных плит и известняка, служили укрепительной дамбой котлована, внутри которого поверх настила из деревянных лежней возводилась сплошная фундаментная плита из известняка, а по ней – столбчатые бутовые фундаменты (рис. 5.3).

Гипотеза о неоднородности конструкции фундаментов не подтвердилась. Гниения деревянных лежней не наблюдалось, пылеватый песок под ними имел преимущественно плотное сложение. Следовательно, развитие деформаций в данном случае не связано с такими типичными для Санкт-Петербурга явлениями, как разрушение деревянных элементов и суффозионное разуплотнение песков под их подошвой.

а)



б)

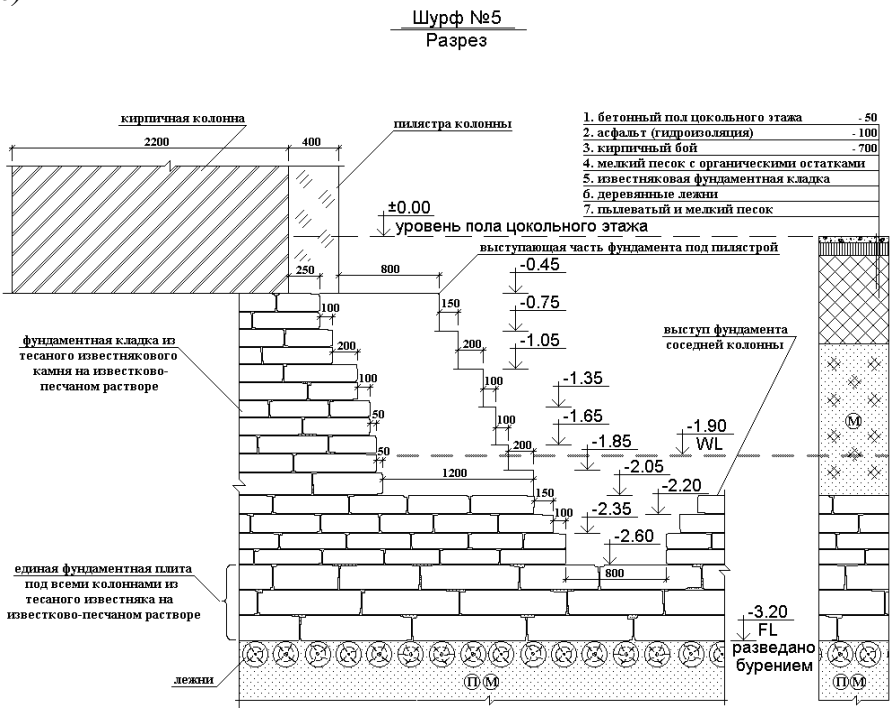


Рис. 5.3. Фундаменты наружной стены стилобата (*а*) и столбов (*б*) Биржи

Было отвергнуто как несостоятельное и предположение об обусловленности деформаций неуравновешенным распором центрального свода. Обследование конструкций показало, что свод является ложным, подвешенным к консолям железобетонных ферм, выполненных в 1914 г. при реконструкции Биржи по проекту Ф. Лидваля.

В результате список вероятных факторов риска сократился до единственного: неоднородности инженерно-геологических условий территории. Проведенные нами геофизические исследования (сейсмотомография) подтвердили наличие более слабых грунтов под южной частью здания.

Для численного моделирования работы конструкций Биржи в рамках программы FEM models применялись упругие четырехугольные оболочечные элементы высокого порядка для аппроксимации функций неизвестных смещений и углов поворота, объемные упругие элементы, а также упругие стержневые элементы.

При моделировании основания учитывался пространственный характер залегания слоев (см. рис. 5.2).

Расчеты выполнялись в два шага: на первом моделировалось при-

родное напряженное состояние грунтов основания, на втором – возведение сооружения. Как показали расчеты, осадка здания за весь период его существования характеризуется неравномерностью и должна составлять 26...44 см (рис. 4). При этом наблюдаемая разность осадок между углами здания (9...14 см) с увеличением в сторону южной стены вполне соответствует данным геодезических измерений. Толща сжимаемых грунтов достигала 13...15 м. Наибольший вклад в неравномерность деформирования вносит слой заторфованных супесей. Поскольку абсолютные отметки подошвы этого слоя под зданием колеблются от – 0,8 м до – 5,3 м, фундаменты здания не достигают сколько-нибудь надежного основания и в юго-восточной части находятся в заторфованных супесях.

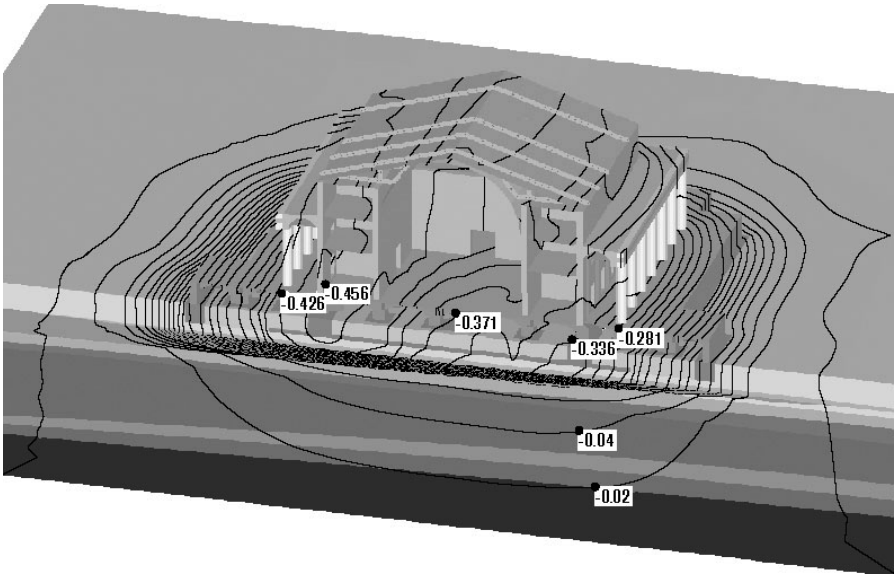
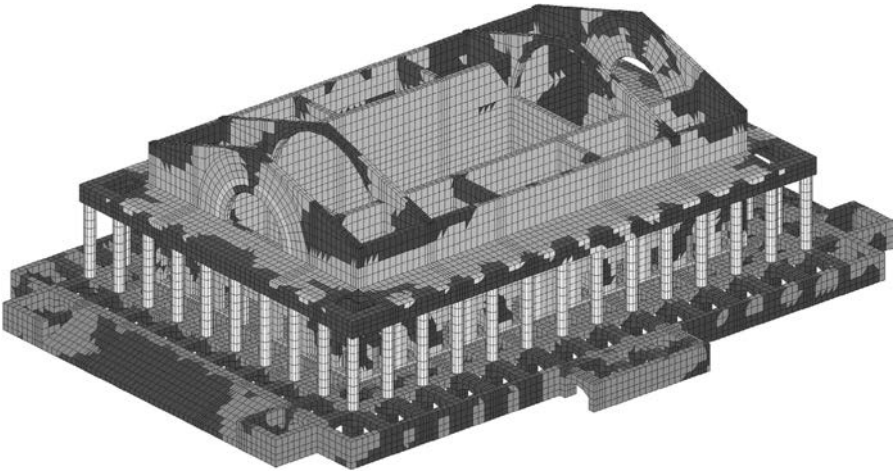


Рис. 5.4. Изолинии осадок здания и основания по разрезу (м). Изолинии проведены через 2 см

Как показывают расчеты, вследствие развития неравномерных осадок в верхней части стен здания возникают зоны растягивающих напряжений (рис. 5.5, *а*), обусловливающие раскрытие трещин. Результаты расчета вполне согласуются с наблюдаемой картиной развития трещин (рис. 5.5, *б*).

а



б

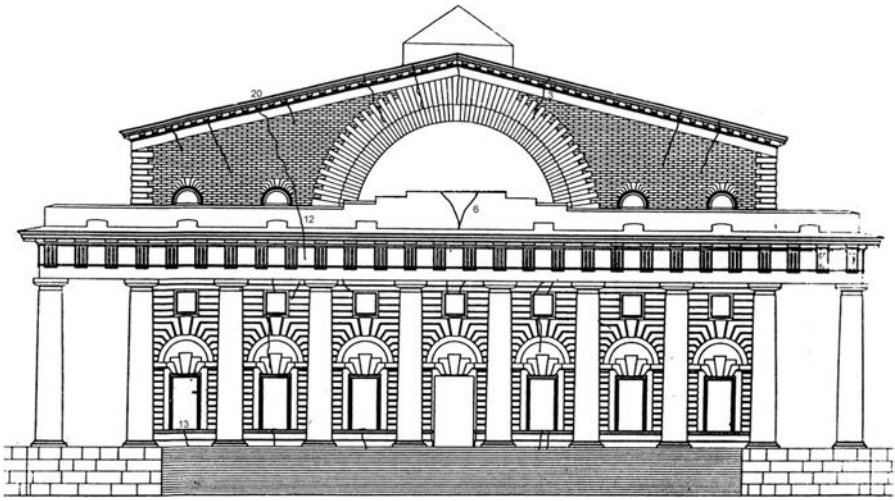


Рис. 5.5. Места возможного развития трещин (*а*) в кирпичной кладке (темным тоном обозначены зоны главных растягивающих напряжений) и расположение трещин по результатам обследования (*б*)

По расчету, наибольшие осадки получают фундаменты, расположенные под двойным контуром стен здания. Меньшая осадка прочих фундаментов обусловливает развитие зон растяжения в кирпичных сводах центральной и краевых зон стилобата, что также вполне соответствует наблюдаемой картине. Исходя из изложенного, был сделан вывод о том, что именно неоднородность геологического напластования является причиной развития неравномерных деформаций здания.

Геодезические наблюдения, проводимые нами с 2002 г., позволяют констатировать, что в настоящее время скорость развития осадок здания Биржи составляет не более 3 мм в год.

Измерения колебаний конструкций Биржи, возбуждаемых проходящим транспортом, показали, что ускорения колебаний достигают 0,035 м/с^2, что характерно для транспортных магистралей города с интенсивным движением. При «вековой» ползучести, как правило, наследуется форма деформированного основания (эпюры осадок сохраняют аффинное подобие).

Таким образом, в перспективе нет оснований ожидать прогрессирующего роста деформаций здания и при сохранении существующего status quo усиления здания не требуется.

За состоянием конструкций здания Биржи установлено постоянное наблюдение. Интенсификации деформаций в настоящее время не наблюдается.

5.2. Механизм деформирования подпорных сооружений Константиновского дворца в Стрельне

Новейшая история восстановления Константиновского дворца начиналась в декабре 2000 г., когда по заданию КГИОП специалисты института «Георeконструкция» приступили к обследованию памятника, а точнее – участков аварийного разрушения конструкций. Перед глазами специалистов предстал заброшенный дворец, венчающий высокий склон, укрепленный подпорным сооружением, выполненным в виде системы лоджий и гротов. Основная подпорная стена, удерживающая грунт склона и дворец на его вершине, в нескольких местах была обрушена. Через провалы по грудам кирпича струилась вода. Чуть позже, когда установились морозы, вода образовала наледи, ледяные сталактиты повисли на разрушенных ливнестоках, по которым вода некогда удалялась с террасы.

В ходе обследования стало очевидным, что над дворцом нависла смертельная угроза. Хотя техническое состояние самого здания не внушало опасений, риск утраты его оказался чрезвычайно значительным в связи с аварийным состоянием подпорного сооружения.

Подпорное сооружение Константиновского дворца в Стрельне – уникальный памятник инженерного искусства XVIII–XIX вв. Это сооружение является не только своего рода подиумом для дворца со стороны Нижнего парка, образующим перед его северным фасадом просторную террасу, но и конструкцией, обеспечивающей устойчивость здания на краю восьмиметрового уступа – древнего берега Балтийского моря. От технического состояния подпорного сооружения во

многом зависит надежность самого дворца, поэтому ему было уделено особое внимание.

В ходе обследования предстояло оценить масштабы разрушения конструкций, выявить причины и представить себе механизм разрушения, наметить пути предотвращения дальнейших повреждений и определить методы воссоздания нормальной эксплуатационной пригодности подпорного сооружения.

Сложность и ответственность решения задачи спасения памятника многократно возрастала в связи с необходимостью устройства парадного вестибюля в подвалах под центральной тройной аркой дворца и в гротах под террасой.

Для успешной реконструкции подземного пространства дворца требовалось в чрезвычайно сжатые сроки провести огромный комплекс изысканий, обследований и расчетов. Была выявлена конструкция и оценено состояние всех без исключения фундаментов дворца и подпорного сооружения. Для этого было вскрыто 28 шурфов, через фундаментную кладку пробурено 35 скважин, на террасе выполнены 2 обширных раскопа, определены прочностные свойства материалов кладки, исследован влажностный режим стен, оценена длина деревянных свай под подошвой бутовых фундаментов. Археологические исследования исторических конструкций фундаментов были выполнены В.А. Глыбиным, руководителем археологической службы института «Георeконструкция».

Ключевым вопросом для обеспечения длительной сохранности дворца и подпорного сооружения оказалась проблема организации водоотведения. Именно нарушение системы водоотведения стало одной из основных причин разрушения подпорного сооружения. Потребовалось тщательно проанализировать историческую схему организации стока ливневых и грунтовых вод, обследовать водоотводящие системы и наметить оптимальную конфигурацию восстанавливаемой водоотводящей сети. Исследования и проектирование геотехнического водоотведения выполнялись под руководством профессора Г.И. Клиориной.

Для выполнения расчетов устойчивости дворца на склоне, укрепленном подпорным сооружением, институтом «Георeконструкция» были выполнены подробные инженерно-геологические изыскания, информация о которых приведена в таблице 5.1 и на рис. 5.7. Проведенные на базе этих изысканий геотехнические расчеты численно подтвердили наличие выявленного при обследовании механизма разрушения подпорного сооружения и позволили наметить пути стабилизации ситуации и восстановления дворца, реализованные в проектном решении и на практике.

Рис. 5.6. Состояние Константиновского дворца в 2000 г.
(до реконструкции)

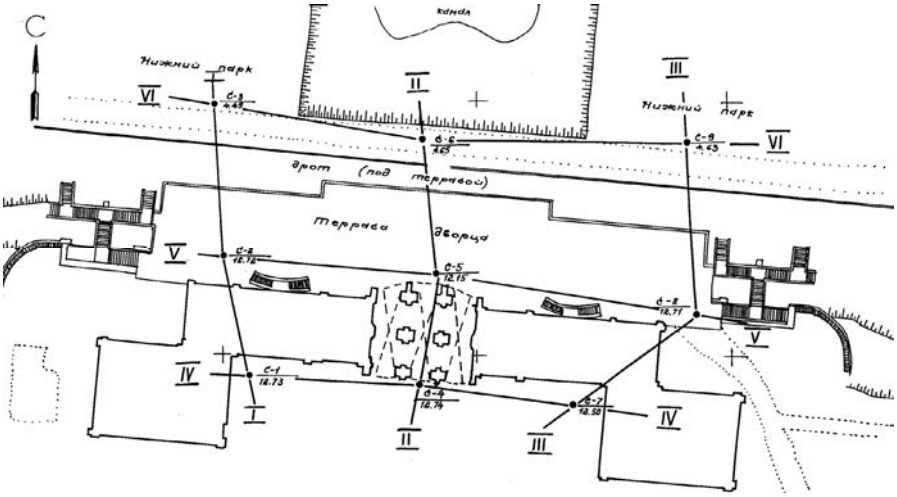


Рис. 5.7. План расположения инженерно-геологических скважин:
• $\frac{\text{с-1}}{12.73}$ – скважина, пробуренная при настоящих изысканиях, ее номер
и абс. отметка устья, м; I—I – линия геолого-литологического разреза;
▭ – контуры реконструируемого здания

Таблица 5.1

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов, залегающих на территории Константиновского дворца в Стрельне

Стратиграфический индекс	ИГЭ	Номенклатура грунта	Природная влажность W_e	Показатель текучести I_L	Коэффициент пористости e	Плотность ρ, г/см³	Угол внутреннего трения φ	Удельное сцепление c, МПа	Модуль общей деформации E, МПа
						норм.	норм.	норм.	норм.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
tg IV	1	Насыпной грунт	Расчетное сопротивление R_0 = 0.1 МПа						
lg III b	2[a]	Супеси пылеватые, слюдистые, пластичные	0,17	0,14	0,450	2,15	27	0,013	18,1
	2	Супеси пылеватые, слоистые, с прослоями ожелезнения, полутвердые	0,26	1,00	0,721	1,97	24	0,017	9,8
	3	Суглинки пылеватые, тяжелые, ленточные, текучепластичные	0,35	1,00	0,957	1,88	16	0,019	6,2
g III lž	4	Суглинки пылеватые, легкие, с гравием и галькой, полутвердые	0,14	0,14	0,423	2,18	27	0,020	24,6
Cm_1	5	Глины пылеватые, легкие, с обломками песчаника, полутвердые, дислоцированные	0,22	0,15	0,660	2,02	15	0,025	15,2
	6	Глины пылеватые, легкие, твердые	0,19	-0,23	0,554	2,10	21	0,028	22,2

норм. – нормативное значение.

Краткие сведения о компоновочном решении дворцового комплекса

Константиновский дворец представляет собой кирпичное 3-этажное здание на высоком цокольном этаже с тремя встроенными проездными арками по центру, возведенное на ленточных бутовых фундаментах. Здание, построенное на гребне естественной возвышенности, тремя уступами спускающейся к Нижнему парку, имеет П-образную в плане форму, вытянутую вдоль побережья залива. Флигели смещены в юго-восточном и юго-западном направлениях. Средняя часть центрального корпуса выделена объемом, ступенчатой кровлей, балюст-

радами и башенкой-бельведером и прорезана тремя высокими арками, обрамленными сближенными колоннами.

Естественный склон перед дворцом превращен в горизонтальную площадку шириной 23 м в центральной части и 17,3 м – по краям. Абсолютная отметка дневной поверхности террасы составляет 12,7 м БС. Вертикальный откос террасы высотой 7,5...8,0 м удерживается сложной системой кирпичных конструкций, образующих по фасаду гроты (собственно центральный грот и боковые лоджии), а также анфиладу винных погребов между гротами и дворцом (рис. 5.8). Центральная часть (собственно грот) выступает на 3,2 м от вертикальной грани боковых лоджий. Длина грота по фасаду 44,4 м, глубина – 6,2 м. Грот разделен по длине на 9 равных объемов (по 4,75 м в среднем в осях). По фасаду выполнены 5 арок пролетом 2,8...2,9 м, а между ними – П-образные в плане простенки с нишами и пилястрами. Все объемы объединены сквозной анфиладой и перекрыты цилиндрическими сводами с осью, перпендикулярной линии фасада. Задней стеной гротов является собственно подпорная стенка, в которой за центральной аркой имеется вход в подвальные помещения (погреба) с абсолютной отметкой пола 8,7 м БС.

С каждой стороны от центрального грота находятся симметричные боковые части, представляющие собой лоджии длиной по фасаду 32,7 м. Каждая часть состоит из 3 лоджий глубиной до 4,5 м. Фасадная стена лоджий образована арками с пролетом 4,7...4,8 м и простенками шириной 4,9 м с нишами, выступами, пилястрами и декоративными колоннами (сечение простенков составляет от 0,7 до 1,4 м). Отдельные лоджии каждой из боковых частей объединены переходами. Задней стеной лоджий является собственно подпорная стена (продолжающая линию подпорной стены грота), в которой выполнены ниши с полусферическим завершением, образующим объем лоджии.

В этой зоне минимальная толщина подпорной стены составляет около 1,5 м, а в зоне за простенками увеличивается до 3,2 м. Лоджии перекрыты кирпичными цилиндрическими сводами с осью, перпендикулярной линии фасада.

За подпорной стеной находится анфилада подвальных помещений (бывших винных погребов) с абсолютной отметкой пола 8,7 м БС. Эти помещения образованы кирпичными стенами, поперечными по отношению к подпорной стенке, прорезанными дверными проемами с арочными перемычками, расположенными соосно. Помещения перекрыты кирпичными цилиндрическими сводами, опирающимися на поперечные стены. Ширина помещений варьирует от 1,5 до 3,3 м, глубина (от подпорной стены) – 7,3 м; толщина стен – от 0,8 до 1,2 м. Посередине и по краям каждой лоджии имеются поперечные стены.

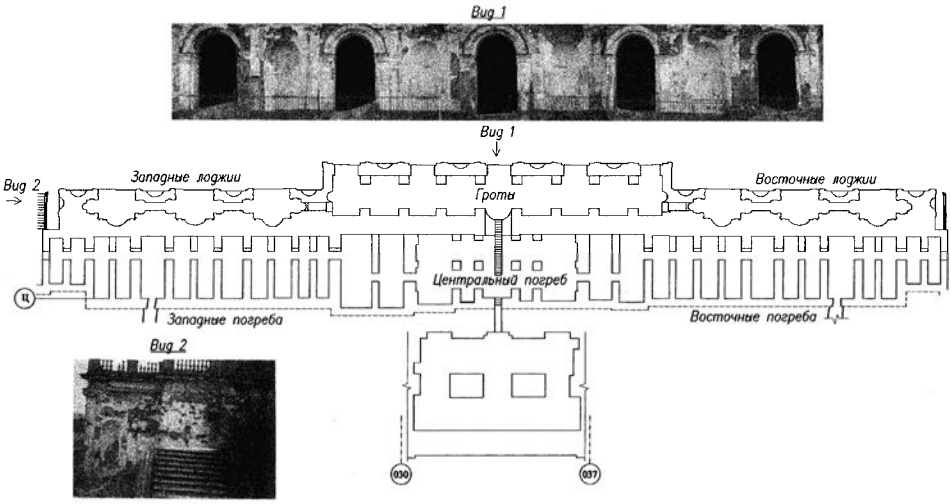


Рис. 5.8. План погребов, гротов и лоджий Константиновского дворца и фрагменты фасадов подпорного сооружения до реставрации

Учитывая расположение дворцового комплекса на вершине естественной гряды, все его создатели особое внимание уделяли организации дренирования атмосферных и грунтовых вод. От решения этого вопроса зависели долговечность и устойчивость всего подпорного сооружения. Историческая система дренажа охватывала по контуру все здание дворца и разгружалась с помощью каналов под крайними лоджиями и по центру грота (под входом в грот). Каналы представляли собой кирпичные лотки, перекрытые кирпичными сводами.

Для отвода атмосферных вод с поверхности террасы (с отм. 12,7 м БС) над лоджиями и гротом были устроены 12 водоприемных воронок (6 над гротом и по одной над каждой лоджией). Сток вод осуществлялся через короба прямоугольного сечения, выполненные из досок и заделанные в штрабы кладки подпорной стены на глубину одного кирпича.

Основные дефекты, выявленные при обследовании

При визуальном обследовании были выявлены следующие дефекты:

1. Кладка стен и сводов подвалов и погребов имела избыточное увлажнение, о чем свидетельствовали:

– наледи при промерзании, отмеченные при обследовании в декабре 2000 г.;

– сталактиты на сводах (что говорит о длительном процессе просачивания воды через кладку);

– локальные биопоражения конструкций.

2. Все наружные и внутренние поверхности кладки (стен, простенков, сводов) имели значительные участки обрушения и разрушения кладки на глубину до 1,5 кирпичей, что было обусловлено неоднородным промерзанием переувлажненной кладки.

3. Все вертикальные деревянные лотки, предназначенные для сброса атмосферных вод с поверхности террасы и расположенные в подпорной стене в нишах лоджий и гротов, были разрушены в результате гниения древесины (рис. 5.9). Сброс воды непосредственно по кладке привел к ее локальному разрушению и обрушению наружного слоя при неоднократном сезонном промерзании-оттаивании.

Рис. 5.9. Разрушение ливнестока в лоджии

4. Стены подвалов, поперечные по отношению к подпорной стене, были возведены на деревянных сваях диаметром 100...180 мм, головы которых находились в уровне пола подвала. Головы свай были разрушены вследствие гниения древесины (рис. 5.10).

Рис. 5.10. Голова деревянной сваи

5. В поперечных стенах и сводах погребов имелись горизонтальные трещины по рядам кладки с раскрытием порядка 2...3 мм, обусловленные осадками основания стен вследствие гниения голов свай.

6. Пол погребов частично был приподнят и деформирован, а в ряде случаев разрушен, что было обусловлено морозным пучением и механической суффозией грунтов (выносом фракций грунта потоком воды).

7. Под нижним обрезом стен образовались зазоры до 0,5 м, обнажившие головы свай. На этих участках образовались трещины и вывалы в поперечных стенах, по очертанию близкие к эллипсу, вписанному в прямоугольный контур бокового вида стены (рис. 5.11). Над проемами трещины раскрытием порядка 10 мм проходили по краю арочной перемычки.

Рис. 5.11. Разрушение поперечных стен

8. Вертикальные трещины раскрытием до 15 мм были обнаружены в углах левой и правой лоджий возле лестниц.

9. Было зафиксировано образование овальных трещин, охватывающих поперечные стены и свод. Плоскость «овала» уходила к перемычке проема «анфилады», вершина – в шелыге свода, была смещена вглубь помещения от подпорной стены.

10. Произошло обрушение участка пола в погребах, расположенных вдоль подпорной стенки лоджий, в зоне наименьшей ее толщины (зона полукруглых ниш лоджий).

11. Имелись вывалы участков кладки подпорной стены на высоту 40...150 см в зоне их наименьшей толщины – в полукруглых нишах лоджий (средней и ближайшей к гроту в правой анфиладе в сечении, ослабленном устройством вертикального лотка для водостока и разрушением кладки вокруг него) с соответствующим обрушением части поперечных стен между проемом и подпорной стеной.

12. Имело место полное обрушение поперечной стены в форме «падения на бок» в левой анфиладе погребов за крайней левой лоджией. Граница обрушенной стены – по аналогии с трещиной, описанной в п. 7 (рис. 5.12).

Рис. 5.12. Обрушение поперечной стены

13. Произошло обрушение подпорной стены (по аналогии с описанным в п. 11) на высоту до 1,5 м в крайней правой нише с обрушением поперечной стены (граница обрушения повторяет описанную в п. 7) и образованием вывала грунта и разрушенного кирпича с углом естественного откоса (рис. 5.13).

Рис. 5.13. Обрушение подпорной стены

Обобщение результатов обследования

В процессе обследования были установлены следующие основные факты:

1. Фундаменты наружной фасадной стены лоджий, а также фундаменты подпорной стенки (задней стены лоджий) выполнены из кирпичной кладки. Кирпичная кладка разрушена: раствор и кирпич превратились в подобие дресвяной массы с глинистым заполнителем. Фундаменты не обладают качеством конструкции, их кладка может претерпевать раздавливание с образованием локальных выпоров, подобно грунтовым средам (дресвяным известнякам), под нагрузкой от вышестоящих конструкций.

2. Все кирпичные конструкции избыточно увлажнены, что предопределило их разрушение при неоднократных промораживаниях.

3. Поперечные стены погребов не имеют фундаментов. Их основание находится в уровне пола погребов. Головы деревянных свай, на которые они опирались, сгнили.

4. Водоотлив с поверхности террасы разрушен, что обусловило ослабление участков подпорной стенки в зоне ниш лоджий и гротов.

5. Дренаж (совмещенный с ливневой канализацией и предназначенный для отведения атмосферных и грунтовых вод от дворца), проходящий тремя лучами под подпорными сооружениями (под крайними лоджиями и по центру грота), разрушен. Потоки воды стекают непосредственно по грунту под стенами погребов через разрушенные участки подпорной стенки.

6. Наибольшие повреждения (обрушения) конструкции приурочены к местам расположения разрушенных трасс дренажа, проходящих под подпорными сооружениями:

по центру грота движение воды происходит по лестнице и далее – через дверной проем в подпорной стенке (что спасло участок стены от обрушения). Следствием этого являются подмыв и обрушение пола в подвале;

за крайней левой (восточной) лоджией обрушена поперечная стена камеры погреба, под полом которой проходит трасса разрушенного дренажа;

за крайней правой (западной) лоджией имеются наибольшие обрушения поперечных стен погребов и подпорной стенки над трассой разрушенного дренажа.

Лоджии правого крыла (средняя и примыкающая к гроту) разрушены аналогично, но в меньшей степени.

По образовавшимся проемам в подпорной стенке во всех трех лоджиях стекала вода.

Таким образом, наибольшие разрушения имелись в местах наименьшей изначальной толщины стены (в сечении, ослабленном нишей и вертикальной штрабой с локальным разрушением кирпича вокруг нее) над пересечением трассы водоотвода от дворца.

Механизм разрушения подпорного сооружения

Неисправность трассы водоотвода ливневой канализации привела к неорганизованному движению потока воды из коллектора, примыкающего к торцевой стене камеры погребов (за крайней правой лоджией), по грунту под полом и поперечными стенами погребов в сторону подпорной стенки. Продольный дренаж вдоль подпорной стены перестал выполнять свои функции. На подпорную стенку стало оказываться гидравлическое давление с накоплением воды за стенкой и, соответственно, переувлажнением кладки. В связи с нарушением горизонтальной гидроизоляции покрытия террасы неорганизованное поступление воды увеличилось; замоченными оказались все конструкции погребов.

При промерзании стал происходить процесс поверхностного разрушения кирпичной кладки, сопровождающийся давлением морозного пучения промерзающего грунта на подпорную стенку. Одновременно набирал силу процесс выхода из строя вертикальных водоотводов с террас, приводящий к ослаблению сечения подпорной стенки.

При многократных циклах промерзания увлажненной кладки на всю глубину происходило ее морозобойное разрушение, следы которого имелись повсеместно.

Переменное обводнение массива грунта перед подпорной стенкой привело к гниению голов деревянных свай под поперечными стенами

погребов, что создало потенциальную возможность развития их осадок.

Фильтрация воды через подпорную стенку в ослабленном сечении способствовала вымыванию раствора, образованию фильтрационных ходов, разрушению кладки вокруг них при промерзании. Возможность движения воды через стену обусловливала возрастание скорости потока, превышение критического градиента напора в грунте основания поперечных стен и вынос мелких фракций грунта из-под поперечных стен погребов, образование ходов и полостей под стенами и полами.

Вынос грунта из-под стен привел к их неравномерному проседанию (с большими осадками возле подпорной стены), догружению основания и возникновению дополнительного горизонтального давления на подпорную стенку.

Постепенная деструкция кладки подпорной стенки способствовала ее обрушению в местах ослабленного сечения с образованием сквозных отверстий и отвалов (конусов выноса грунта и разрушенного кирпича) в нишах лоджий.

В дальнейшем следовало ожидать прогрессирующего разрушения поперечных стен, полного отделения подпорной стенки от конструкции остального подпорного сооружения перед дворцом. Выявленное при шурфовании разрушение материала кирпичной кладки, находящейся в грунте, до состояния дресвяной массы с глинистым заполнением позволяло предполагать, что в сходном состоянии находится и контактирующая с грунтом задняя поверхность подпорной стенки. Прогрессирование этого разрушения могло привести к обрушению подпорной стенки в целом, что негативно отразилось бы на устойчивости здания дворца. Описанный механизм разрушения подтвердили результаты численного моделирования рассматриваемой ситуации.

Численное моделирование подпорного сооружения

Расчетный анализ для такого сложного сооружения, как Константиновский дворец, представляет собой весьма непростую задачу. В расчетах необходимо учитывать сложную геометрию основания и конструкций (перепад высот, сводчатые перекрытия террасы и т. д.), историю нагружения основания, нелинейный характер работы грунтов, влияние на работу основания и подпорных сооружений грунтовых вод, взаимодействие основания и конструкций подпорных сооружений дворца.

Учет указанных факторов возможен только с помощью численного моделирования.

Для анализа характера работы подпорных сооружений Константи-

новского дворца с помощью программы FEM models было решено несколько типов задач:

расчет фильтрационного потока для оценки характера движения грунтовых вод в откосе;

расчет устойчивости и деформативности подпорного сооружения;

определение усилий в конструкциях подпорного сооружения с учетом нагрузок от здания дворца, гниения деревянных свай в основании сооружения, вымывания грунта из-под фундаментов и разрушения кирпичной кладки.

В первой группе расчетов оценивалось влияние разрушения подпорной стенки на фильтрационный режим грунтовых вод. При этом рассматривалась ситуация, сложившаяся после нарушения работы дренажных систем.

В рассматриваемом случае фильтрация воды является безнапорной, так как имеет место свободная поверхность фильтрационного потока (депрессионная кривая). В большинстве фильтрационных расчетов рассматривается установившаяся фильтрация. Особенность решения данной задачи – неполная определенность граничных условий, так как поверхность свободного потока заранее неизвестна. Методика расчетов безнапорной фильтрации методом конечных элементов приведена в работах профессора В.Н. Парамонова.

Как показали расчеты, при малой водопроницаемости стенки она работает как водоупор, максимальное снижение уровня грунтовых вод за стенкой составляет 30 см. Скорости фильтрации в стенке практически нулевые, промежуток высачивания (высота увлажнения по поверхности стенки от ее низа) составляет 3,8 м. Поскольку за стенкой отсутствует гидроизоляция, кладка постоянно будет находиться в увлажненном состоянии. При движении грунтовые воды огибают стенку снизу, наибольшие скорости фильтрации формируются в грунте непосредственно под стенкой.

Разрушение кирпичной кладки стенки вследствие ее замачивания и сезонных изменений температуры (промораживания–оттаивания) приводит к повышению ее дренирующих свойств. При водопроницаемости стенки, равной водопроницаемости супеси, уровень грунтовых вод у стенки снижается на 2,3 м. Фильтрация воды будет осуществляться как через слой грунта под основанием стенки, так и через нижнюю часть самой стенки, приводя к дальнейшему разрушению ее материала.

В процессе второй серии расчетов оценивались устойчивость подпорной стенки и подвижки сооружений.

Расчеты выполнялись в 3 этапа: на первом – формировалось природное напряженное состояние массива грунта приложением к узлам

конечно-элементной сетки нагрузок от собственного веса грунта; на втором – в расчетную схему вводились элементы подпорной стенки; на третьем – прикладывались нагрузки от здания дворца.

Как показали расчеты, при условии целостности конструкций подпорных сооружений горизонтальное смещение стенки составляет около 10 см. При этом общая устойчивость массива грунта сохраняется. Смещение стенки происходит преимущественно за счет подвижек верхней части, смещение нижней части на 2,5 см меньше, чем верхней, что приводит к выгибу конструкций стенки и возникновению значительных растягивающих усилий в кирпичной кладке. Сопоставляя полученные данные с результатами предыдущей серии расчетов, можно отметить, что при вымывании раствора потоком грунтовых вод прочность кирпичной кладки на растяжение становится близкой к нулю, что может приводить к разрушению стенки.

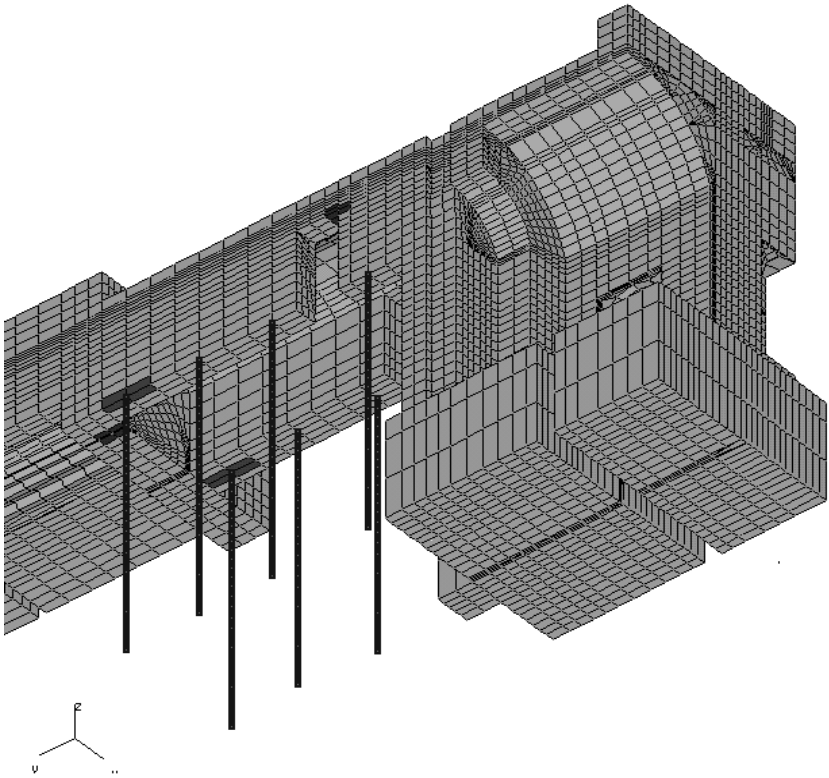


Рис. 5.14. Фрагмент конструкции подвалов и лоджий
(вид снизу со стороны левой плоскости симметрии)

Следовательно, для выполнения своих функций стенка должна воспринимать растягивающие напряжения, что возможно при обеспечении сплошности кладки либо введении армирующих элементов, работающих на растяжение. В условиях разрушения материала кирпича необходимы оба усилительных мероприятия.

В третьей серии расчетов выполнялись более детальный анализ работы подпорных сооружений с учетом совместной работы конструкций и основания, а также оценка эффективности усилительных мероприятий. Такие расчеты оказываются наиболее сложными, поскольку для моделирования текущего состояния конструкций необходим учет не только нелинейной работы грунтов, но и появления трещин и разрушения кирпичной кладки. Для моделирования работы кирпичной кладки использовалась упруго–хрупкая модель, предполагающая разрушение кладки при достижении предельных растягивающих или сжимающих напряжений. При этом в расчетах учитывалось снижение прочностных и деформативных характеристик кладки в зонах замачивания и фильтрации в соответствии с первой серией расчетов.

Рассматриваемое подпорное сооружение имеет весьма сложную геометрию (рис. 5.14): по нижнему уровню располагается ряд лоджий со сводчатым перекрытием и нишами в подпорной стенке; под перекрытием террасы – ряд погребов, перекрытых цилиндрическими сводами.

В расчетах моделировались следующие ситуации:

напряженно-деформированное состояние конструкций при условии существования в основании фундаментов погребов деревянных свай;

дополнительные осадки и напряжения в конструкциях, вызванные гниением деревянных свай;

дополнительные осадки и напряжения в конструкциях при вымывании грунта из-под фундаментов погребов;

напряженно-деформированное состояние конструкций после усиления.

Расчеты показали, что при наличии в основании фундаментов гротов деревянных свай конструкции лоджий находились в устойчивом состоянии, при этом их осадки не превышали 3,4 см, осадки стен погребов – 5,8 см (рис. 5.15, 5.16). Осадка погребов была вызвана в основном влиянием здания дворца.

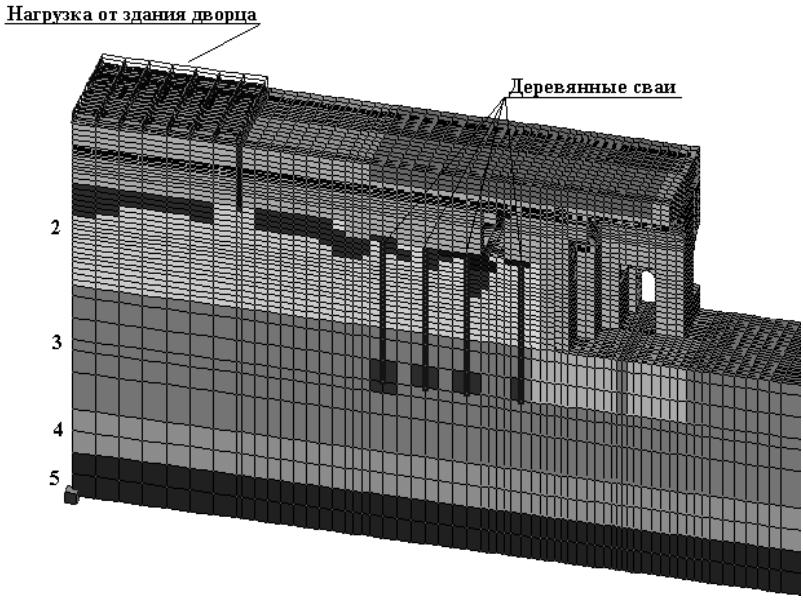


Рис. 5.15. Расчетная схема при учете работы деревянных свай.
Темным тоном показаны области предельного состояния грунта.

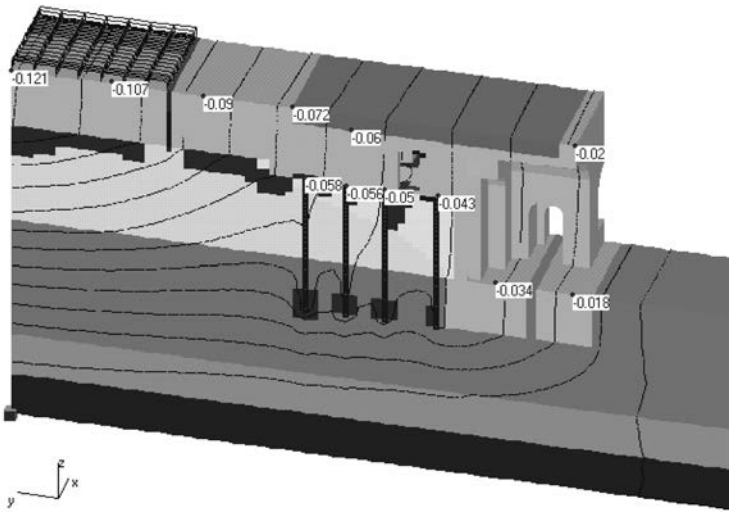


Рис. 5.16. Изолинии осадок (м) с учетом работы деревянных свай.
Темным тоном показаны области предельного состояния грунта.

Если деревянные сваи из-за гниения исключаются из работы, осадки стен погребов достигают 7,7 см, что создает предпосылки для разрушения поперечных стен. При условии вымывания грунта и ослабления кладки фундаментов осадки достигают 8,3 см (рис. 5.17), а деформация сооружения принимает вид, изображенный на рис. 5.18 (для наглядности деформации увеличены в 500 раз). При этом наблюдается разрушение материала кладки (см. зоны, обозначенные темным цветом). Последний рисунок отражает наблюдаемые на практике разрушения кладки. Они произошли в зонах, обозначенных на рис. 5.17, 5.18 темным тоном. Ниже в п. 7.4 приведено описание мероприятий по усилению подпорного сооружения Константиновского дворца, реализованное на практике в 2003 г.

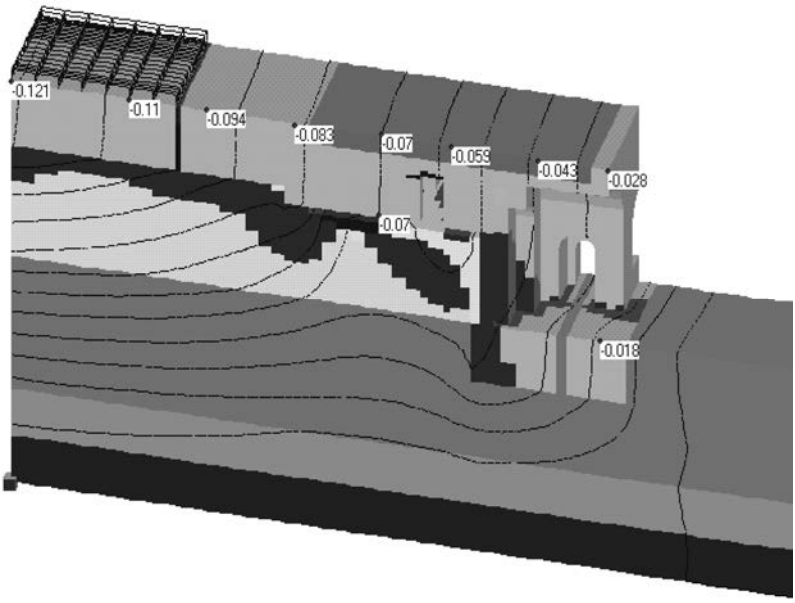


Рис. 5.17. Изолинии осадок (м) при вымывании грунта.
Темным тоном показаны области предельного состояния грунта

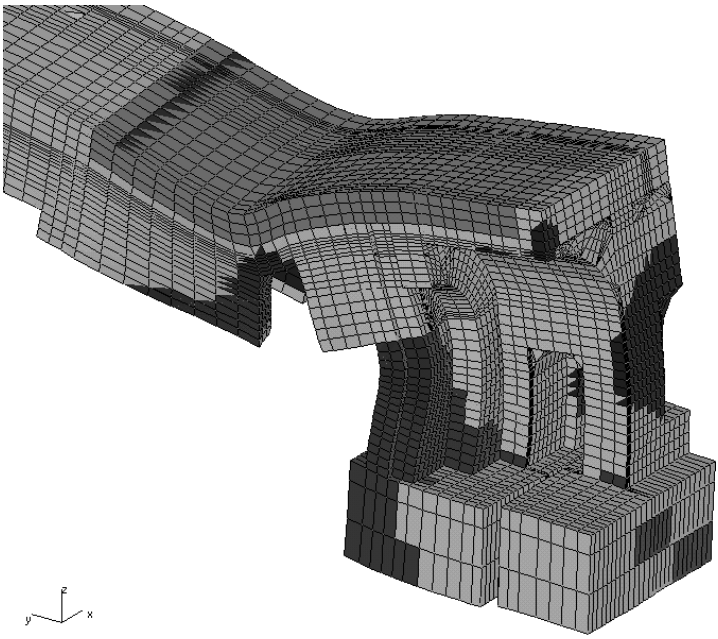


Рис. 5.18. Деформированная схема сооружения (масштаб увеличен) и зоны предельного состояния в кирпичной кладке при вымывании грунта (обозначены темным тоном)

5.3. Причины деформирования подпорных сооружений большого Меншиковского дворца в Ораниенбауме

Краткие исторические сведения

Строительство комплекса «Большой Меншиковский дворец в Ораниенбауме» было начато в 1711 г. «фортификационного и палатного дела мастером» М. Фонтана по проекту, предусматривавшему трехчастную композицию дворца: центральные палаты, галереи и завершающие их павильоны – Японский и Церковный (рис. 5.19). Дворец построен на склоне уступа – древнего берега Балтийского моря с перепадом высот около 7…9 м. Склон спланирован в виде двухуровневых террас, по центру устроена парадная лестница.

Рис. 5.19. Большой Меншиковский дворец в Ораниенбауме

Подпорные стены, устроенные для обеспечения устойчивости террас, неоднократно повреждались под воздействием природных, в основном гидрогеологических, факторов и перестраивались с частичной разборкой ранее существовавших конструкций. Нынешний облик террасы приобрели к началу XX века. При последней переделке была произведена вычинка подпорных стен, отделка снаружи слоем бетона толщиной до 40 см, был выполнен бетонный пояс по верху кирпичных стен. Сохранившаяся внутренняя конструкция стен террас сформировалась к 1775 г. Конструкция подпорного сооружения состоит из нескольких параллельных подпорных стен. Вблизи дворца сохранились фундаменты аркады, некогда располагавшейся вдоль существующих галерей. Между ними и стеной верхней террасы устроена подпорная стена, усиленная контрфорсами. Контрфорсы примыкают к наружной стене верхней террасы. Эта стена также укреплена контрфорсами, распространяющимися до подпорной стены нижней террасы. Контрфорсы верхней и нижней террас перекрыты цилиндрическими сводами, что образует замкнутые камеры.

Подземные части конструкций террас и павильонов неоднократно обследовались различными организациями. Конструкции отдельных камер террас были изучены проходкой шурфов со вскрытием сводов. У наружных стен также выполнялись шурфы до подошвы фундаментов этих стен. Камеры нижнего яруса при обследованиях не вскрыва-

лись. Однако в процессе этих обследований не был выявлен состав и состояние материала конструкций подпорных сооружений, не была установлена глубина заложения фундаментов конструкций.

Анализ архитектурно-археологической документации в значительной мере был осложнен отсутствием унифицированного описания памятника, рекомендованного для полевых археологических работ и являющегося основой для фиксации любых доступных наблюдений по террасам.

Для оценки технического состояния конструкций террас и павильонов, разработки противоаварийных мероприятий на деформированных участках террас и павильонов весной 2001 г. силами института «Георeконструкция» были выполнены дополнительные инженерно-геологические изыскания, расчистка конструкций подпорных сооружений с поверхности террас и их визуальное освидетельствование, обследование подпорных стен, определение состава и прочности материала их кладки, вида грунта под подошвой, определение состояния конструкций камер.

Инженерно-геологические условия

По данным проведенных нами инженерно-геологических изысканий, территория образована насыпным слоем – песками и супесями, уложенными при планировке террас, мощностью до 3,2 м в Нижнем парке и до 6,2 м во дворе дворца (со стороны Японского павильона). Следует отметить, что в ранее проведенных изысканиях глинистые грунты техногенного происхождения ошибочно идентифицировались как озерно-ледниковые.

Под ними залегают моренные супеси пластичной консистенции и суглинки полутвердой консистенции, подстилаемые полутвердыми глинами коренных вендских отложений. Бурением скважин выявлено постепенное понижение кровли природных грунтов в пределах нижнего парка вдоль террас в северо-западном направлении (от 7,5 до 6,7 м БС), а во дворе – в восточном направлении (от 14,9 до 12,1 м БС).

Природные грунты, залегающие под техногенным слоем, представлены моренными переслаивающимися супесями пластичной консистенции и суглинками полутвердой консистенции. Кровля коренных пород – твердых кембрийских глин – вскрыта на абс. отм +0,5…-1,29 м БС.

Проведенные исследования позволили достоверно оценить напластование грунтов в пределах активной зоны. В результате изысканий установлено, что в основании фундаментов Японского павильона, а также в основании подпорных стен между Японским павильоном и

центральной лестницей залегают глинистые грунты техногенного происхождения. Вероятно, они были уложены в насыпь при откопке прудов и морского канала, проложенного к дворцу от залива. Качество их укладки вызывает восхищение даже в наш индустриальный век: 6-метровый слой техногенных глинистых отложений имеет физико-механические свойства, пригодные для его использования в качестве естественного основания; слой оказался совершенно непроницаемым для грунтовых вод. Их движение происходит по кровле природного грунта.

Результаты обследования

При обследовании террас было установлено, что на верхней подпорной стене Западной террасы произошло практически полное обрушение отделочного и бетонного слоя, разрушение кладки на западном участке на глубину до 2,5 кирпичей. Отмечены горизонтальные параллельные трещины раскрытием до 8 мм. По всей длине восточного крыла в штукатурке проходили такие же трещины раскрытием до 10 мм.

На нижней подпорной стене сплошного обрушения штукатурки не отмечалось, однако по всем секциям западного и восточного крыльев по отделочному слою проходили многочисленные горизонтальные трещины раскрытием до 20 мм. На участках обрушения штукатурки деструкция кладки достигала примерно половины кирпича. Вблизи Японского павильона вследствие вымывания раствора кладка утратила сплошность и было возможным ее обрушение. Западное крыло подпорной стены имело целый ряд трещин, расширяющихся кверху до 10…15 мм; в одной из них, раскрывшейся до 50 мм, росло деревце. Вблизи трещин поверхность секций утратила вертикальность. Трещина на участке стены, ограждающей площадку под Церковным павильоном с северо-запада, достигала 100 мм, а отклонение от вертикали - 200 мм.

Основным и наиболее существенным дефектом являлось обрушение участка подпорной стены верхней террасы, примыкавшего к Японскому павильону, и разрушение цокольной части стены северного ризалита, с которой была перевязана кладка обрушившегося участка подпорной стены. После обрушения стена ризалита была подперта двумя деревянными стойками, которые предотвращали отслоение кладки висящей части стены, но не в состоянии были предотвратить вывал всего угла ризалита. Вертикальные трещины, расположенные в плоскости цокольной стены ризалита, свидетельствовали о расслоении кладки по вертикали. Ширина трещин достигала 6 см. Фактически

началось выпучивание кладки наружу здания, а это предвестник возможного локального обрушения стены Японского павильона.

С целью определения состава конструкций террас, технического состояния элементов подпорных сооружений, глубины заложения подпорных стен, а также заполнения камер были проведены вскрытия на террасах, бурение наклонных и вертикальных скважин через кладку подпорных стен и фундаменты павильонов с отбором образцов, вскрытие шурфов и траншей (археологические изыскания выполнялись В.А. Глыбиным). По результатам обследования были построены поперечные разрезы подпорных стен террас восточного крыла и западного крыла. Схема расположения мест проведенных изысканий с отмеченными шурфами и скважинами приведена на рис. 5.20. На рис. 5.21–5.23 приведены разрезы по террасам и план расположения конструкций во вскрытом шурфе.

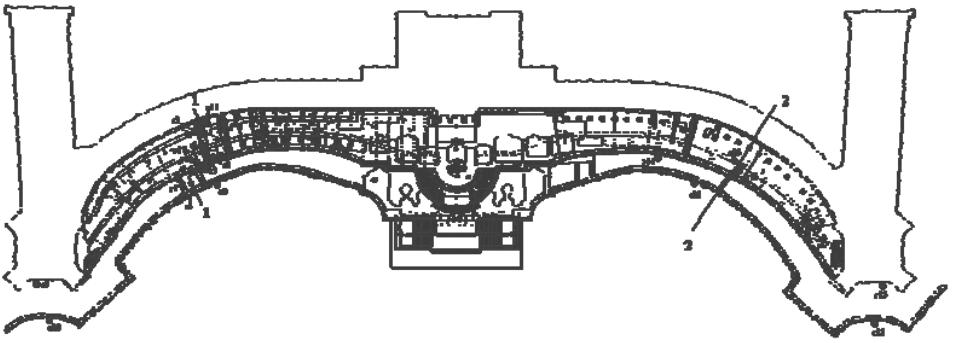


Рис. 5.20. План расположения скважин на террасах дворца

В ходе работ по расчистке подпорной стены восточного крыла террас, служившей опорой разобранной аркады, был вскрыт участок заложенного в середине XVIII в. сквозного прохода через галерею дворца. К подпорной стене непосредственно примыкает прямой контрфорс, а со стороны дворца по направлению к подпорной стене под углом 45° располагается дополнительная стена разобранной аркады. В северной стене галереи отчётливо была видна позднейшая закладка дополнительной стены аркады.

Ниже верхнего обреза подпорной стены были расчищены наклонный контрфорс и участки кладки цилиндрического свода закрытой камеры в местах её примыкания к подпорным стенам (рис. 5.21, 5.24).

Длина свода нижней камеры составляет 3.10 м, ширина – 4.50 м. В доступной для обследования камере наблюдалось разрушение внутренней части кирпичной кладки нижней подпорной стены и её вывал в камеру. Из этой же камеры освидетельствован вывал 4-метрового участка кладки фундамента внутрь камеры. Фактически

на этом участке устойчивость подпорной стены верхней террасы обеспечена жёсткостью цилиндрического свода внутренней камеры нижней террасы, опирающегося на поперечные стены (контрфорсы).

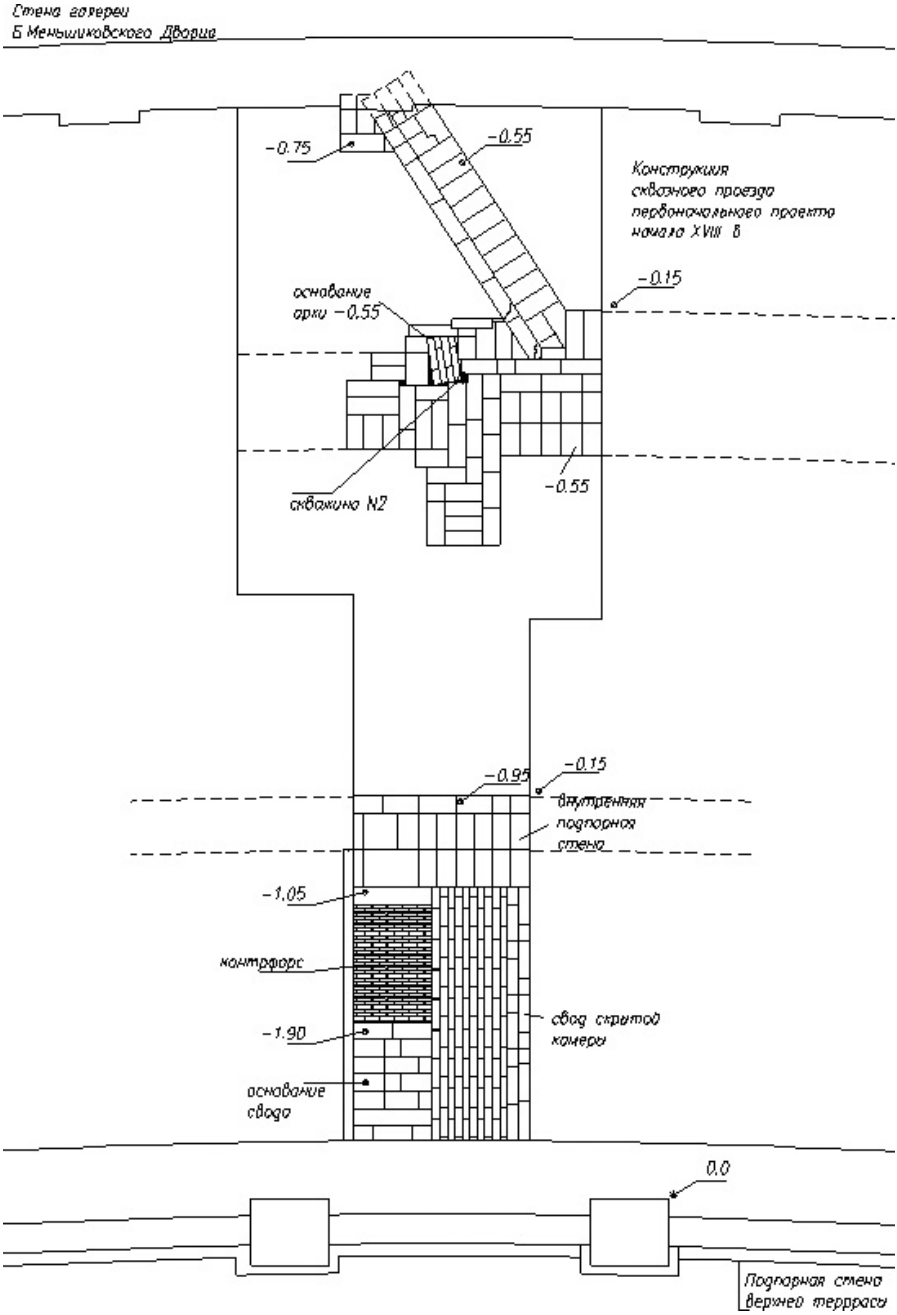


Рис. 5.21. План вскрытых конструкций подпорных сооружений по сечению 1-1

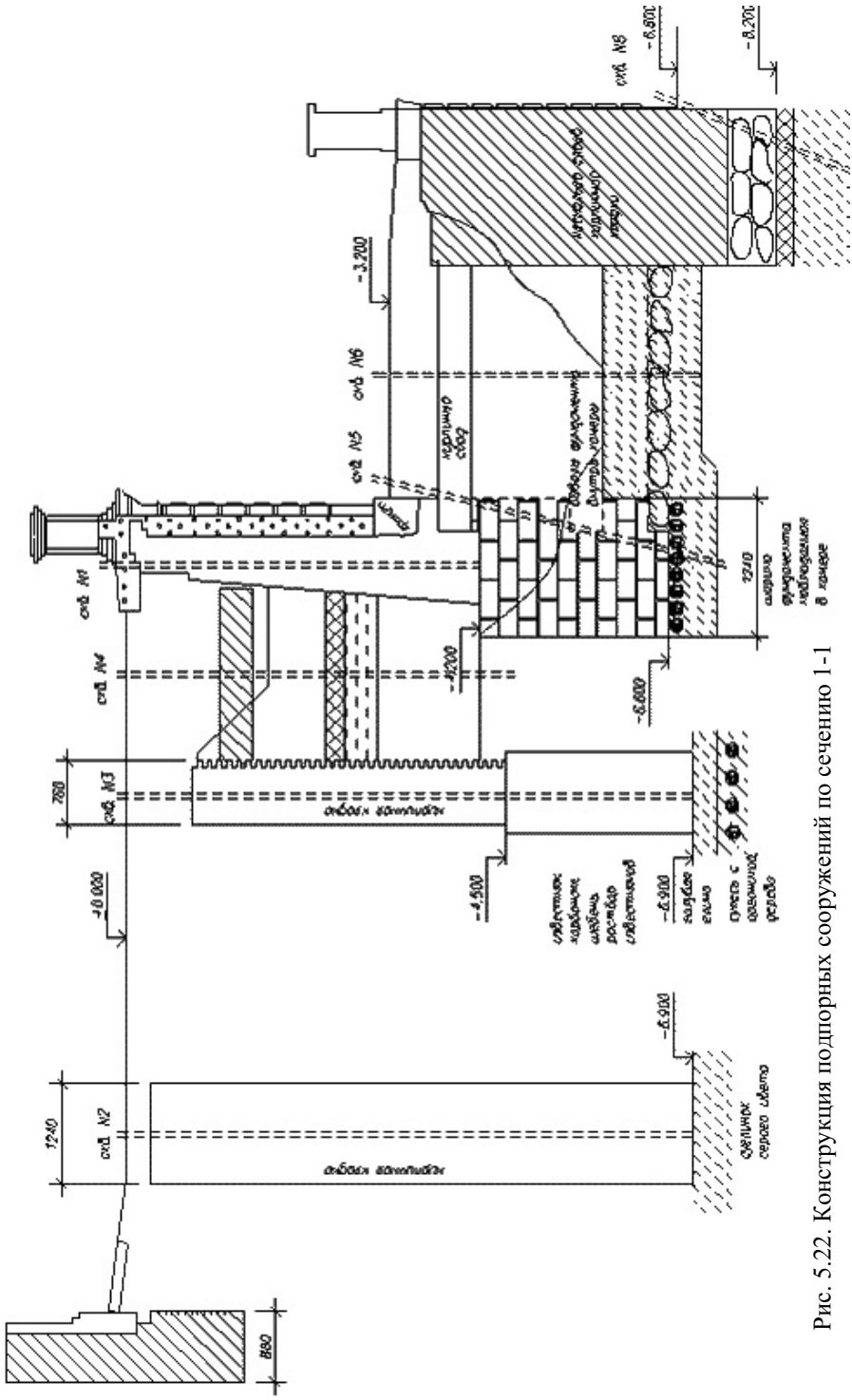


Рис. 5.22. Конструкция подпорных сооружений по сечению 1-1

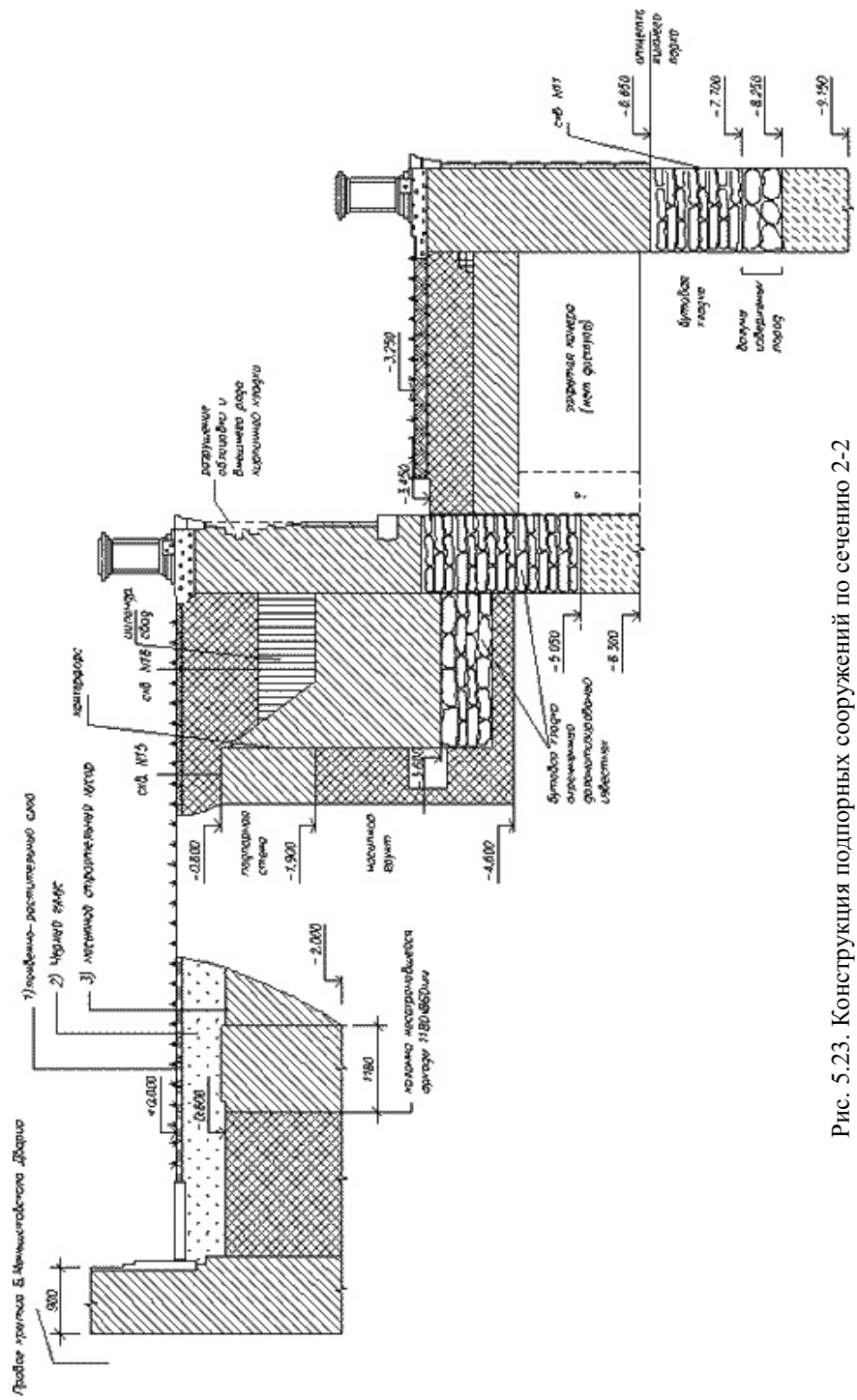


Рис. 5.23. Конструкция подпорных сооружений по сечению 2-2

Рис. 5.24. Внутренняя подпорная стенка, контрфорс, свод камеры

В результате изысканий было установлено, что все подпорные стены и фундаменты восточной галереи сооружались вне зоны природной террасы, составлявшей древнейший берег Финского залива. Закладка подошвы фундаментов подпорных стен производилась в пределах высот ± 1.00 м относительно современного уровня Нижнего парка, в сложных гидрогеологических условиях, о чём свидетельствуют обнаруженные истлевшие лежни под подошвой фундаментов. При планировании площадок террас свободные пространства были засыпаны супесью со строительным мусором. Вероятно, что все перечисленные здесь работы по закладке фундаментов подпорных стен восточного крыла террасы были проведены между 1734 – 1740 годами, единовременно, с организацией масштабного отвода грунтовых вод. По архивным данным эти работы могли быть проведены под руководством архитектора И. Коробова. Последующие перестройки связаны уже с устройством сводчатых камер, фундаменты которых не перевязаны с подпорными стенами и различаются по материалу.

При вскрытии шурфами контрфорсов верхней внутренней подпорной стены установлен шаг сводов, равный не 2.7 м, как отмечалось в предыдущих исследованиях, а 5 м, т.е. такой же, как и у сводов на нижней террасе. При этом оси поперечных стен сводов верхней и

нижней террасы не совпадают.

На верхней террасе, в зоне примыкания верхней подпорной стены к Японскому павильону, сводчатая камера отсутствует.

При бурении скважин у Японского павильона было установлено, что в его основании залегают техногенные глинистые грунты. При этом в скважине под подпорной стеной было отмечено интенсивное поступление грунтовых вод.

Существенно иная геотехническая ситуация наблюдается в основании Церковного павильона. Там были вскрыты тугопластичные моренные глинистые отложения. В теле подпорной стены и в основании также был отмечен интенсивный приток грунтовых вод. Раствор в фундаменте вымыт.

Отметки заложения фундаментов подпорных стен западного крыла террас составляют (в направлении от Дворца): 1,90 м, 4,40 м, 5,05 м, 8,25 м (от уровня дневной поверхности верхней террасы), что наглядно иллюстрирует ступенчатую конструкцию террасы, разгруженную закрытыми сводчатыми камерами. Основанием фундаментов подпорных стен являются моренные глинистые отложения. Отметки заложения фундаментов верхней и нижней подпорных стен соответствуют отметкам кровли естественного склона природной террасы, являвшейся древнейшим берегом Финского залива.

В отличие от восточного крыла террасы, формирование конструкций западного крыла представляется более сложным. Предположительно его можно разделить на 3 этапа: 1 этап – выравнивание площадки террасы после устройства фундаментов галерей дворца, засыпка ям и промоин насыпным грунтом, постройка верхней подпорной стенки в качестве декоративной ограды; 2 этап – пристройка контрфорсов и фундамента верхней подпорной стены (вероятно с пилястрами по оси контрфорсов); 3 этап – устройство сводчатых камер верхней и нижней террас, постройка сплошных подпорных стен, дошедших до наших дней.

Фундаменты подпорных стен имели многочисленные дефекты - вымывание раствора, разрушение кладки, образование пустот, вызванное движением грунтовых вод по склону и просачиванием атмосферных вод с поверхностей террас. Основной вывод по результатам обследования можно сформулировать следующим образом: наибольшие разрушения имели место в зоне, где увлажненная кладка подпорных стен была подвержена воздействиям отрицательных температур.

Анализ причин повреждения конструкций подпорных стен и павильонов

В качестве возможных причин наблюдаемых опасных деформаций подпорных стен (отклонение от вертикали, частичное обрушение) рассматривались потеря устойчивости основания и сдвиг под воздействием статического давления собственного веса грунта и воды, давления замерзшей воды и морозного пучения грунта. Грунты можно было отнести к морозоопасным, сильнопучинистым.

Расчеты на воздействие касательных сил морозного пучения показывали, что при промерзании увлажненного грунта на раствор горизонтальных швов подпорных стен могут действовать растягивающие усилия, составляющие порядка 8т/пог.м, вызывающие растягивающие напряжения в растворе порядка 0,045 МПа. Согласно обследованиям прочность раствора на сжатие составляла порядка 0,2…0,3 МПа, чему соответствует расчетное сопротивление растяжению не более 0,01 МПа. Следовательно, развитие горизонтальных трещин в подпорных стенах было вполне закономерным.

Возникающие при изгибе стенки нормальные напряжения в кладке, составившие 6,7 МПа, существенно превышали ее фактическую прочность (0,53 МПа). Этот расчет объяснял наблюдаемое выпучивание подпорных стен, возникновение вертикальных и наклонных трещин в подпорных стенах у Церковного павильона

Таким образом, морозное пучение грунта вызывало образование горизонтальных трещин и постепенное смещение конструкций. Образование трещин способствовало вымыванию раствора и обрушению кладки. Кроме того, очевидное влияние на сохранность конструкций имел процесс просачивания воды.

Столь подробное описание результатов обследований и анализ имеющих место деформаций явилось основой для детального численного моделирования реконструкционной и восстановительной ситуации.

Расчеты выполнялись в плоской постановке для различных сечений, полученных по результатам вскрытия подпорных стен и бурения геологических скважин.

Расчетная схема задачи для сечения 1-1 представлена на рис. 5.25. Несущий слой основания фундаментов галереи и подпорных стен представлен техногенными отложениями.

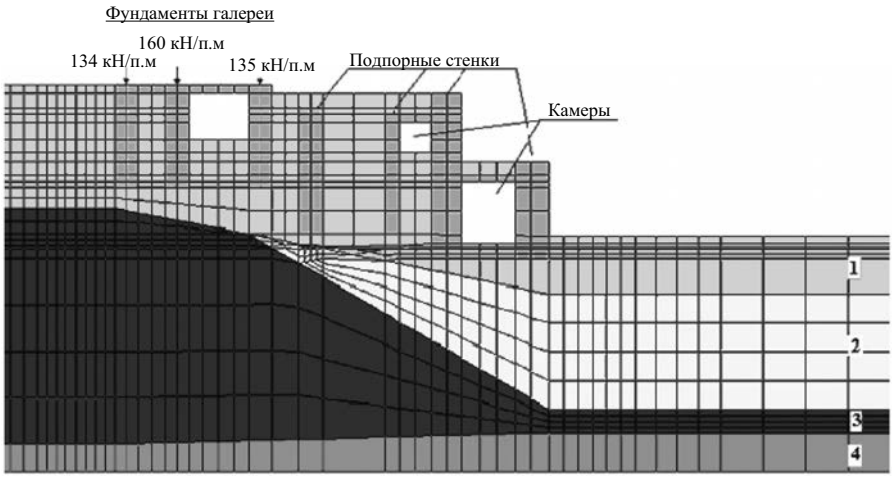


Рис. 5.25. Расчетная схема задачи для сечения 1-1

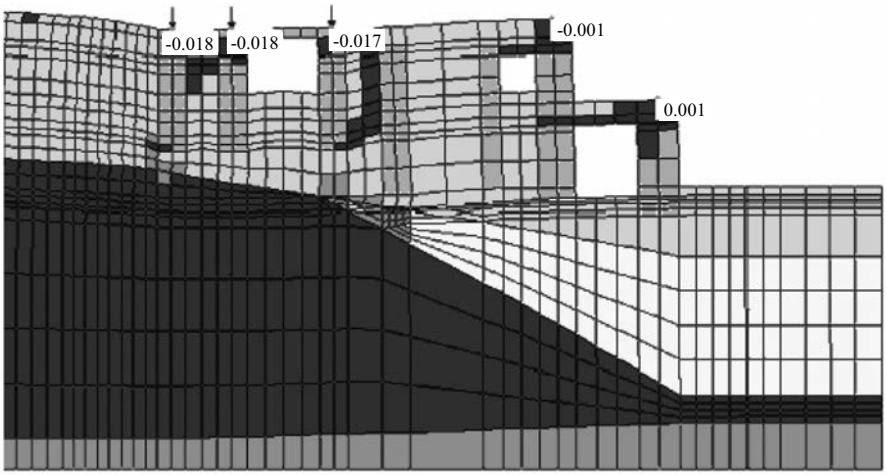


Рис. 5.26. Деформированная схема (масштаб деформаций увеличен в 50 раз), области предельного состояния основания, вертикальные перемещения конструкций (м)

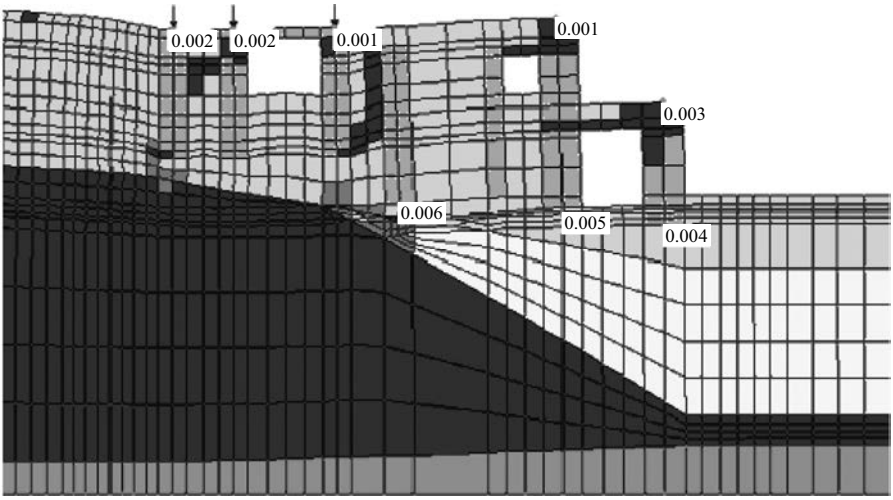


Рис. 5.27. Деформированная схема (масштаб деформаций увеличен в 50 раз), области предельного состояния основания, горизонтальные перемещения конструкций (м)

Из проведенного анализа следовало, что опасность потери несущей способности подпорных стен имелась только у Японского павильона. На остальных участках при условии восстановления сплошности кладки подпорных стен и исключения вертикальных деформаций (из-за гниения лежней, размывания основания потоком грунтовых вод) устойчивость стен была обеспечена (рис. 5.26, 5.27). Причина их деформаций состояла в возникновении нормальных и касательных сил морозного пучения.

На основании обследования были предложены следующие усилительные мероприятия, которые приводятся по мере их значимости:

1. У Японского павильона – восстановление обрушенной подпорной стены, возведение дополнительной подпорной стены из буроинъекционных свай, заглубленных в слой твердых моренных суглинков.

2. Инъекционное закрепление кладки всех наружных подпорных стен через вертикальные скважины, пробуриваемые в кладке.

3. Устройство буроинъекционных свай, пробуриваемых через тело кладки и погружаемых до кровли коренных твердых глин.

Эффективность мероприятий по усилению достигается в комплексе с мероприятиями по восстановлению системы водоотведения. Усилительные работы в настоящее время успешно завершены, сохранность архитектурного памятника и его надежная статическая работа обеспечены.

Опасения вызывает лишь надежная реализация проекта водоотведения. В противном случае возможны локальные разрушения кладки с развитием дополнительных деформаций.

5.4. Причины обрушения жилого дома на Двинской ул. в Петербурге

Аварийное разрушение зданий в большинстве случаев оказывается результатом действия комплекса факторов, среди которых имеются пассивные компоненты (ошибки, заложенные на стадии изысканий, проектирования и строительства) и активные (дополнительные внешние воздействия, проявившиеся на стадии эксплуатации и служащие непосредственной причиной развития аварийной ситуации). Анализ аварийной ситуации, таким образом, представляет собой сложную многофакторную задачу. Ее успешное решение – выявление основных и сопутствующих причин разрушения – во многих случаях оказывается возможным только с помощью современных численных методов.

Огромный резонанс в Петербурге и во всей стране вызвало катастрофическое разрушение жилого дома на Двинской ул. в 2002 г. Кирпичное здание, построенное в 70-х годах, не имевшее трещин раскрытием более 3...4 мм, разрушилось за какие-то 40...50 минут. По поводу причин аварии выдвигалось немало гипотез – как отчасти справедливых, так и неверных. Ни одна из них не могла претендовать на обобщение.

Попытаемся дать всесторонний анализ этой аварийной ситуации (авторы настоящей работы являлись официальными экспертами Госстроя РФ, который в то время определял строительную политику страны).

Общие сведения

Дом № 8 корпус 2 по Двинской ул. представлял собой 9-этажное кирпичное здание, скомпонованное из 4-х блоков, в перемычках между которыми были устроены лестницы и вестибюли (рис. 5.28). Наружные и внутренние стены были выполнены из керамического кирпича. Толщина наружных стен составляла 540 мм. Перекрытия были запроектированы из круглопустотных панелей и плоских железобетонных плит.

Фундаменты здания были выполнены из бетонных блоков, установленных на железобетонные подушки. Глубина заложения фундаментов составляет 2,0...2,1 м от поверхности (абс.отм. +1,6...1,7 м Б.С.), ширина подошвы 2,8...3,2 м, среднее давление по подошве фундамента 1,5 кг/см^2. Под подошвой проектом была предусмотрена песчаная подсыпка толщиной 100 мм. По верху фундаментных подушек запроектирован армированный пояс высотой 50 мм. На блоки опира-

лась кирпичная кладка, которую по проекту предполагалось армировать сварными сетками. Толщина несущих стен превышала толщину фундаментных блоков на 140 мм.

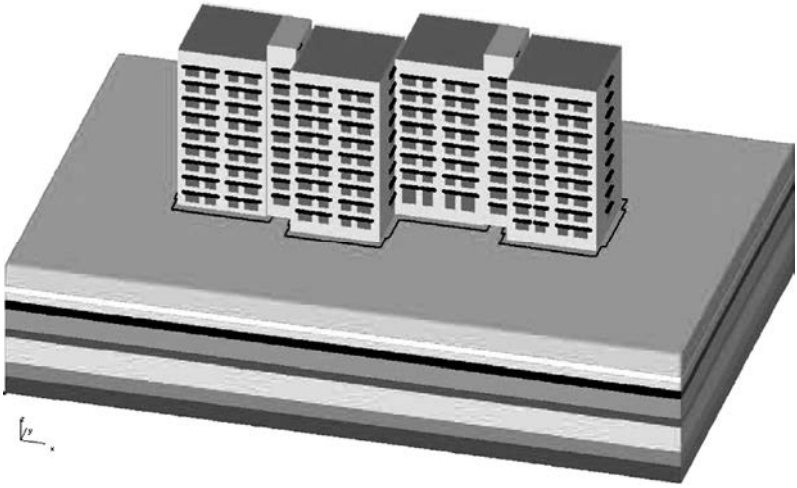


Рис. 5.28. Расчетная схема

Проект здания был разработан по плану типового проектирования в 1968 г. Фундаменты были устроены по типовому проекту, привязанному по месту.

В 1969 г. изыскательская организация подготовила заключение об инженерно-геологических условиях участка строительства.

Проект привязки фундаментов был выполнен без учета результатов изысканий. На чертеже было помещено примечание: «Расчет фундаментов произведен согласно распоряжению главного инженера института (принято $\varphi_н$=20°; γ= 2 т/м^3 при E=100 кг/см^2)». Эти данные не согласуются с результатами изысканий.

В результате шурфования, проведенного после обрушения, было обнаружено несоответствие выполненных конструкций проектным решениям: фундаментные подушки местами оказались уложенными с промежутками, местами фундаментами служили блоки. В ряде частей здания (в углах секций) были обнаружены отклонения реальных размеров фундаментов от проектных решений.

Анализ инженерно-геологических условий площадки

Геоморфологически территория, на которой было построено здание, входит в пределы прибрежной зоны Приморской равнины, поднятой насыпными свалочными грунтами с абс.отметок ~ 0,0 м до ныне

существующих 3,5...4,2 м Б.С. Юго-западная часть здания примыкала к склону Сельдяного канала, засыпанного в конце 1960-х годов. Грунты отсыпались на заторфованные отложения. Мощность насыпных и заторфованных грунтов составляет 3,5...4,2 м. По результатам изысканий 2002 г. (выполненных после обрушения здания) верхняя толща характеризуется крайней неоднородностью по плотности сложения и составу, содержит заторфованные грунты не только в подошве, но и внутри толщи насыпных грунтов. Заторфованные грунты характеризуются низкими строительными свойствами.

Под насыпными грунтами залегают морские и озерные отложения, представленные песками средней плотности переменной мощности (1,3...2,0 м с восточной стороны здания; 0,5...1,5 м – с западной). Минимальная толща песков отмечена в районе разрушенной секции. С абс.отметок минус 1,5... минус 1,7 м они подстилаются мягкопластичными суглинками озерно-ледниковых отложений мощностью 0,5...1,4 м, ниже которых с абс.отметок минус 2,0...минус 3,1 м Б.С. залегают ледниковые отложения. Последние представлены двумя горизонтами морены – лужской и московской, разделенными межстадиальными озерно-ледниковыми отложениями. Залегающие в верхней части моренной толщи лужские супеси мягкопластичной консистенции по данным статического зондирования характеризуются лобовыми сопротивлениями 5...10 кг/см^2; они обнаружены практически по всему периметру здания за исключением северо-восточного угла. Мощность супесей достигает 5,0...5,5 м. Они подстилаются тугопластичными суглинками, а с абс. отметок минус 9,3... минус 11,9 м Б.С. – межледниковыми супесями полутвердой консистенции. Кровля полутвердых супесей московской морены находится на абс. отметках минус 15,3... минус 15,8 м Б.С.

Уровень грунтовых вод при изысканиях 1969 г. (май) был зафиксирован на абс. отм. +0,7 м Б.С., в 2002 г. (июнь) – на абс.отм. +2,0...+1,8 м Б.С. В период аварии колебание уровня воды в р. Неве было незначительным (не более +30 см над ординаром).

В целом инженерно-геологические условия неблагоприятны для возведения фундаментов мелкого заложения. Наличие насыпных и заторфованных грунтов требует даже для малоэтажной застройки проведение работ по выторфовке и устройству песчаной подушки.

Краткая характеристика аварийных деформаций

03.06.2002 г. произошло обрушение южной секции общежития. Обрушению предшествовало интенсивное развитие крена здания в южном направлении с образованием раскола между смежными секциями (рис. 5.29).

Рис.5.29. Общий вид деформирования здания перед разрушением (кадры из видеозаписи)

Согласно сведениям, полученным у эксплуатационных служб, 22.05.2002 наблюдалось подтопление подвала. 30.05 и 31.05 в ГУП «Водоканал» поступали сообщения о вытекании воды на газоне и в районе фундаментов здания. 1.06.2002 г. был перекрыт один из вводов водоснабжения в здание. 3.06.2002 г. ремонтная служба ГУП «Водоканал» осмотрела подвал (подвал был без воды) и приступила к ремонту ввода водопровода, для чего была начата откопка приямка глубиной 1,4 м с размерами в плане 1,0×1,5 м (по сведениям ГУП «Водоканал»). Непосредственно после откопки послышался «хлопок» со стороны подвала, обнаружилась трещина в здании. Ремонтные рабочие были эвакуированы. В котлован со стороны здания стал осыпаться песок. В здании начался пожар из-за разрыва газовых сетей. Через 45 минут южная секция обрушилась.

По данным геодезической службы треста ГРИИ наибольшие осадки получила южная стена здания (до 0,5 м). При размерах обрушившейся секции в плане 14,75×16,10 м объем «призмы» осадок составляет порядка 50 м^3.

Расчетный анализ причин деформирования здания

Достоверная оценка причин разрушения возможна только с учетом совместной работы основания, фундаментов и надземных конструкций здания. Серия численных расчетов выполнялась с применением программного комплекса FEM models. В основу расчета были положены данные обследований.

Для моделирования работы основания нами в 2002 г. была использована упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона-Мора, предполагающая упругое поведе-

ние среды ниже предела текучести и простое (без упрочнения и разупрочнения) пластическое течение при напряжениях на пределе текучести. Для моделирования работы кирпичной кладки применялись пластинчатые элементы, предполагающие упруго-хрупкое поведение материала. Пределы прочности кирпичной кладки при различных видах нагружения принимались в соответствии со СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции». Расчетная схема задачи представлена на рис. 5.28.

Для выявления характера деформирования здания за период его существования был проведен совместный расчет здания и основания на проектные нагрузки. Изыскания 2002 г. не дали ответа на вопрос, была ли выполнена под зданием песчаная подушка, или же основанием фундаментов служат насыпные грунты. В связи с этим в расчетах рассматривалось 2 варианта:

– с учетом песчаной подушки в основании фундаментов, заменяющей слабые насыпные грунты;

– без учета подушки при устройстве фундаментов непосредственно на насыпных грунтах; в этом случае характеристики насыпного грунта принимались в соответствии с результатами изысканий 1969 г.

Расчеты показали, что при учете работы фундаментной подушки здание получает осадки с абсолютной величиной 9-12 см. При расчете здания, основанием которого служат насыпные грунты, расчетные осадки достигают 24-26 см. При этом в основании фундаментов наблюдаются весьма значительные зоны пластических деформаций. Особенно большие зоны наблюдаются под углами блоков. Такие зоны свидетельствуют о том, что расчетное сопротивление грунта в основании фундаментов превышено.

Совместный расчет основания и конструкций здания позволил не только вычислить абсолютные величины осадок, но также выявить пространственный характер распределения неравномерностей осадок. Расчетами было установлено, что, несмотря на большую разницу абсолютных величин осадок, общая картина деформирования здания и распределения относительных осадок по двум вариантам практически совпадает. По обоим вариантам наблюдается картина неравномерного деформирования наружных и внутренних стен. Наибольшие осадки претерпевают внутренние стены здания. Максимальная неравномерность осадок (0.003) наблюдается у аварийной секции, что свидетельствует о низкой пространственной жесткости здания.

Как показывает расчет с учетом упруго-хрупкой работы кирпичной кладки, такая неравномерность осадок приводит к образованию серии вертикальных трещин в стенах (рис. 5.30), характерной для зданий с жесткими железобетонными перемычками. В отличие от зданий

старой застройки с клинчатыми перемычками, для которых свойственны наклонные осадочные трещины, наличие жестких перемычек приводит к тому, что деформации межоконного блока происходят в форме его поворота как жесткого целого. Именно такие трещины наблюдаются в сохранившихся блоках здания, а также в соседнем здании, построенном по тому же проекту (рис. 5.31). Расчетная картина деформаций совпадает с наблюдаемой в действительности. В частности, трещина в районе опирания перемычки свидетельствует о большей осадке угла секции. Развитие серии таких вертикальных трещин приводит к опасности локального обрушения перемычек, а также к разделению здания на отдельно стоящие вертикальные «столбики», что практически лишает его конструкцию пространственной жесткости.

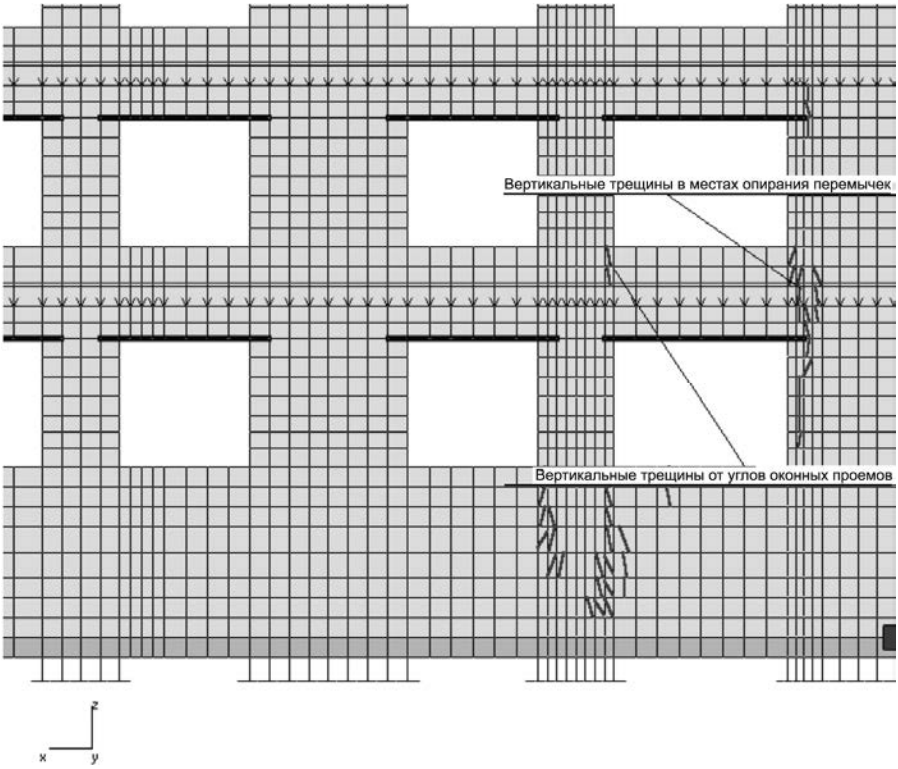


Рис. 5.30. Трещины в стене (по расчету)

Рис. 5.31. Трещины в симметричном блоке здания по ул. Двинской 8, кор. 3 и в соседнем здании (ул. Двинская 8, кор. 2)

Дальнейшие расчеты выполнялись с целью выявления возможных причин обрушения. Как показали расчеты, для здания в целом характерна деформация в форме «гамака» и не характерна деформация с наклоном секции от здания. Если предположить сильную неоднородность основания в пределах пятна застройки (отсутствие под аварийной секцией песчаной подушки, понижение рельефа в районе засыпанного Сельдяного канала), то такой наклон получает расчетное подтверждение, однако в этом случае остается необъясненным тот факт, что подобные деформации проявились только перед обрушением здания, а не сразу после его постройки.

Поэтому наиболее вероятной первопричиной резкого деформирования секции с наклоном в сторону от других секций следует считать некоторое техногенное воздействие. Рассматривались следующие возможные виды воздействий:

- выемка грунта в непосредственной близости от фундаментов;
- потеря устойчивости основания в результате изменения прочностных характеристик при неоднократном замачивании техногенными водами с развитием суффозионных процессов или в результате выемки грунта;
- вынос грунта из-под фундаментов.

Как показали расчеты, при локальной выемке грунта, даже до глу-

бины ниже подошвы фундамента, маловероятен наблюдавшийся перед обрушением значительный крен всей секции. Поскольку пространственная жесткость здания мала, то при локальной выемке более вероятен вариант обрушения части секции (нескольких простенков или одной стены), но не секции в целом. Наблюдавшийся характер обрушения секции мог быть вызван достаточно большой выемкой грунта, практически вдоль всей торцевой стены, что маловероятно.

Как показывает обследование, под частью стен полностью отсутствовали полагающиеся по проекту фундаментные подушки, а основание на глубину до 1,5 м ниже подошвы фундаментов было существенно разуплотнено (динамический зонд погружался с минимальным сопротивлением). В связи с этим основание фундаментов могло находиться в состоянии, близком к предельному. В этом случае даже незначительное воздействие (например, локальная выемка грунта) может приводить к потере устойчивости основания, выпору грунта и обрушению здания. Локальная выемка грунта, таким образом, не является непосредственной причиной обрушения, а выполняет роль своего рода «толчка», выводящего систему из состояния неустойчивого равновесия.

Достаточно вероятной в данной ситуации представляется третья возможная причина аварийного деформирования – вынос грунта из-под подошвы фундаментов. Необходимым условием такого выноса является наличие высокого градиента напора. Такой градиент возможен, например, при нарушении герметичности подземных коммуникаций, расположенных ниже подошвы фундаментов. Вынос грунта мог быть инициирован протечками коммуникаций, наблюдавшимися непосредственно перед обрушением. Как показывают расчеты, в случае выноса грунта в подземные коммуникации характер деформирования здания может быть близким к наблюдавшемуся перед обрушением (наклон всей секции, а не деформирование ее частей) (рис. 5.32).

Типовое здание общежития не было по своим жесткостным параметрам приспособлено к надежной длительной работе в условиях слабых грунтов. При обследовании таких зданий сотрудники ЛИСИ еще в 1979 г. предостерегали службы эксплуатации об опасных процессах деформирования кладки стен, которые были характерными для некоторых зданий этой серии.

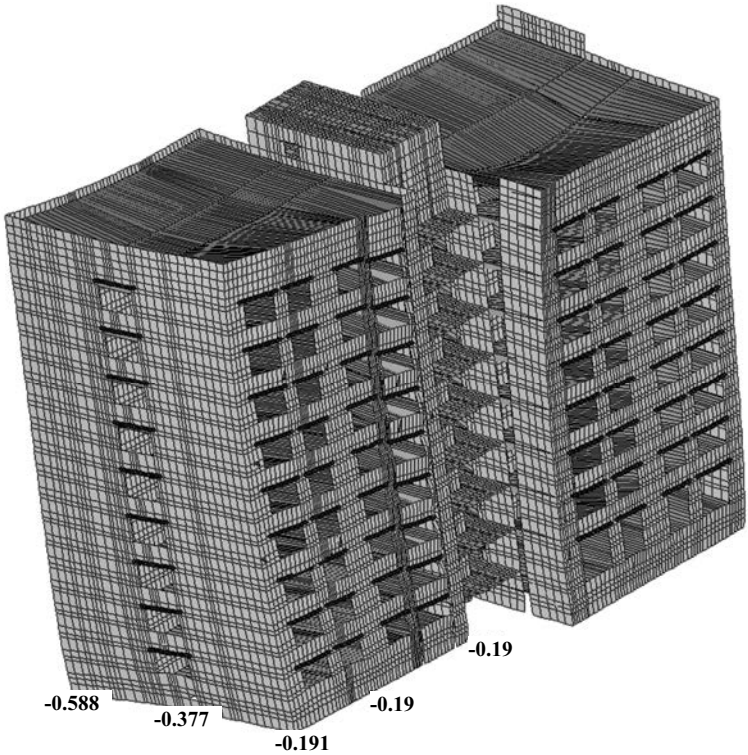


Рис. 5.32. Деформированная схема здания по результатам расчета, в случае выноса грунта из-под подошвы фундамента

Таким образом, причиной мгновенного катастрофического обрушения можно считать комплекс неблагоприятных факторов, включающий в себя неадекватность проектного решения геотехнической ситуации, многочисленные отклонения от проектного решения при возведении здания, влияние неблагоприятных техногенных факторов.

Выводы

Проведенные расчеты позволили выявить следующие предпосылки, которые привели к возможности обрушения здания:

а) проект устройства фундаментов не обеспечивал допустимых значений неравномерностей осадок;

б) грунт под частью здания находился в предельном состоянии, что было обусловлено не соответствием реально выполненных фундаментов проектному решению;

в) выявленные неравномерности осадок, как показывает расчет,

приводят к образованию системы вертикальных трещин в стенах. Такая система трещин наблюдается в сохранившихся секциях и в соседнем здании (корпус 2). Близкая картина образования трещин наблюдается и в других зданиях той же серии, в особенности при наличии в основании слабых сильно сжимаемых грунтов. Развитие системы вертикальных трещин приводит к разделению здания на отдельные «столбики», что практически означает потерю им пространственной жесткости. Образование вертикальных трещин и характер обрушения здания свидетельствует о том, что предполагавшееся по проекту армирование стен арматурными сетками в ряде мест не было выполнено. Установленная при обследовании недостаточная ширина площадки опирания панелей перекрытия на стены (6-7 см) также способствовала их обрушению по всем этажам.

Как показывают расчеты, непосредственная причина обрушения носит техногенный характер. Причинами, вызвавшими разрушение, могут являться:

а) выемка грунта в непосредственной близости от фундаментов;

б) потеря устойчивости основания в результате изменения прочностных характеристик грунтов при неоднократном замачивании техногенными водами с развитием суффозионных процессов или в результате выемки грунта;

в) вынос грунта из-под фундаментов.

Последняя причина, исходя из выполненного численного моделирования, представляется наиболее вероятной. И она подтверждается неблагоприятным развитием ситуации перед самым обрушением с появлением и исчезновением грунтовых вод в подвале и в открытом шурфе.

5.5. Ретроспективный анализ причин деформирования административного здания

Четырехэтажное здание предприятия "Малахит" было возведено в конце 1970-х годов в виде прямоугольного в плане строения с железобетонным сборным каркасом на подвальном этаже. Фундаменты были выполнены в виде ребристого монолитного железобетонного "корыта", состоящего из плиты днища толщиной 500 мм и ребер по периметру плиты и по продольным осям (под колоннами). Глубина заложения подошвы плиты днища составляет 3,9 м от поверхности. К зданию с двух сторон примыкают лестничные клетки с лифтовыми шахтами, возведенные из бетонных блоков в цокольной части и выше - из кирпича на отдельных фундаментных плитах толщиной 500 мм из монолитного железобетона. Проектом предусматривалось устройство

деформационного шва в примыкании лестниц к основному объему.

В основании здания под пластовым дренажом толщиной 0,65 м из крупнозернистого песка залегают озерно-ледниковые текучие ленточные глин (w=0,41, e=1,04, I_L=1,2) с мощностью слоя до 6,5 м, подстилаемые моренным мягкопластичным суглинком (w=0,26, e=0,7, I_L=0,6).

После строительства здания стал наблюдаться перекос направляющих лифта. Организация, эксплуатирующая лифты, была вынуждена их отключить, поскольку система уже не допускала рихтовки. В это же время стало наблюдаться раскрытие деформационного шва. С 1987 г. за зданием было организовано постоянное геодезическое наблюдение.

Для стабилизации деформаций было предложено весьма сомнительное решение: засыпать подвальную часть лестничных клеток 3-метровым слоем песка. Оно оказалось роковым для здания. Стал интенсивно развиваться крен лестничных клеток в сторону от здания с раскрытием деформационного шва и появлением системы вертикальных трещин в зоне примыкания с первого по третий этаж. К 1995 г. наибольшие осадки наружной стены лестничной клетки достигли 60 мм, деформационный шов в уровне пола 4 этажа раскрылся на 130 мм. Щель была забетонирована, но к концу 2000 г. раскрылись еще на 80 мм. К этому времени осадки одной лестничной клетки осадки достигли 80 мм, а крен 350 мм, другой – соответственно 55 мм и 183 мм.

Обследование показало, что деформационные швы в кирпичной кладке стен и фундаменте не совпадают в плане: в уровне цоколя шов смещен на 50 мм в сторону основного объема здания относительно шва в кирпичных стенах. Это обстоятельство объясняет возникновение трещин в нижней части кладки стен. Было также установлено, что подошва фундаментной плиты лестничных клеток расположена на 0,5 м выше, чем у основного объема здания. Слой крупнозернистого песка выполнен только под частью плиты лестничной клетки (в зоне примыкания). Таким образом, имеет место опирание блока лестничной клетки на плиту основного здания при наличии неоднородности основания.

Для оценки причин неравномерных деформаций здания и выбора варианта усиления была произведена серия геотехнических расчетов.

Расчетная схема для совместного расчета здания и основания показана на рис. 5.33. Для моделирования основания нами в 2001 г. использовалась упругопластическая модель среды с предельной поверхностью, описываемой критерием Мизеса-Шлейхера-Боткина, поверхность пластического потенциала при этом предполагалась параллельной гидростатической оси. Для моделирования надземных конструк-

ций использовались стандартные пространственные стержневые конечные элементы с 6 степенями свободы в узле (для каркаса здания), а также плоские оболочечные элементы, сочетающие плоское напряженное состояние в плоскости элемента и изгиб из плоскости (для фундаментных плит, диафрагм жесткости, перекрытий и стен лестничных клеток).

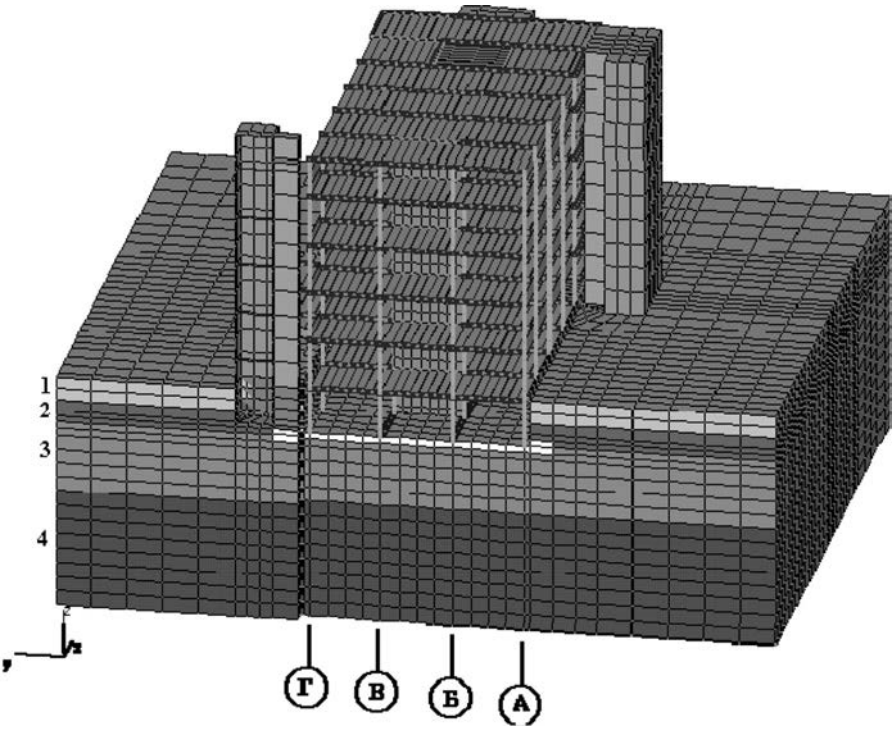


Рис. 5.33. Расчетная схема (разрез между осями 2 и 3). Цифрами подписаны номера слоев грунта: 1 – техногенный слой 1, 5 м; 2 – суглинок тугопластичный, 1,5 м (с=20 кПа, φ=24°, γ=20,7 кН/м3; Е=12 МПа); 3 – глина текучая, 4,7...6,7 м (с=8 кПа, φ=18°, γ= 19,0 кН/м3; Е=6 МПа); 4– суглинок моренный тугопластичный (с=20 кПа, φ=16°, γ= 20,4 кН/м3; Е=13 МПа);

Расчеты производились в 2 этапа: на первом этапе моделировалось напряженное состояние от собственного веса грунта, на втором - моделировались деформации от нагружения основания и конструкций фундаментов весом надземных конструкций.

Расчеты показали следующее.

1. Наибольшие осадки получают лестничные клетки. При этом характер и абсолютные величины осадок по расчету и по данным геодезических наблюдений практически совпадают (рис. 5.34), что говорит

о корректности расчетной схемы и принятых в расчете физико-механических характеристик грунтов основания. Влиянием лестничных клеток объясняется увеличение осадок здания в области, прилегающей к лестничным клеткам. В целом такое влияние приводит к закручиванию конструкций здания (рис. 5.35), однако неравномерность осадок самого здания (исключая лестничные клетки) не превышает допустимых значений.

а) *б*)

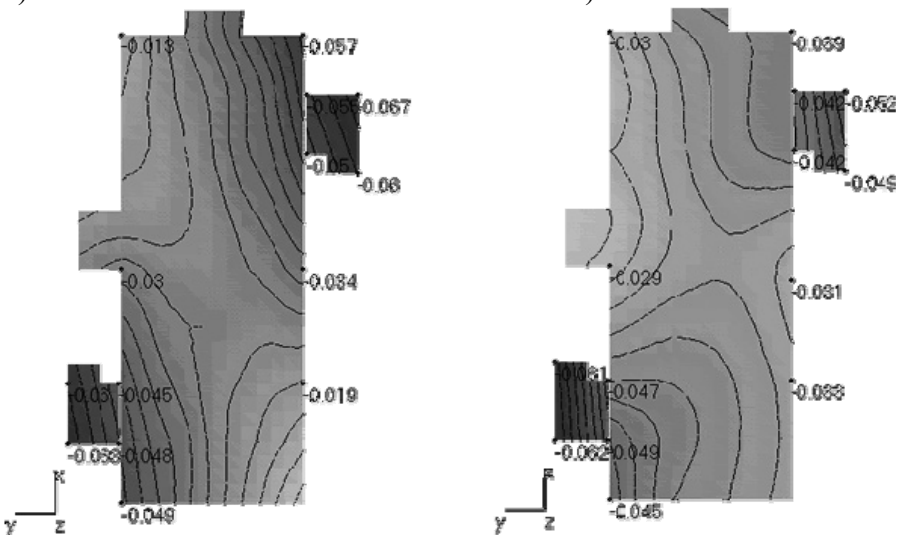


Рис. 5.34. Изолинии осадок фундаментов:
а) – по расчету; *б*) – по результатам геодезических измерений

2. В случае корректного выполнения деформационного шва между лестничными клетками и зданием, а также подготовки под фундаментные плиты крен лестничных клеток, как показывают расчеты (рис. 5.36), не превышает допустимых значений. Кроме того, наклон лестничных клеток происходит в этом случае в сторону здания, что противоречит результатам геодезических наблюдений.

3. Наблюдаемый крен лестничных клеток с наклоном от здания можно получить в расчете только при учете частичного или полного "зависания" конструкций лестничной клетки на плите основного здания. Как показывают расчеты, при учете такого "зависания" характер деформаций по расчету полностью совпадает с наблюдаемым по данным геодезических наблюдений (см. рис. 5.34, 5.37).

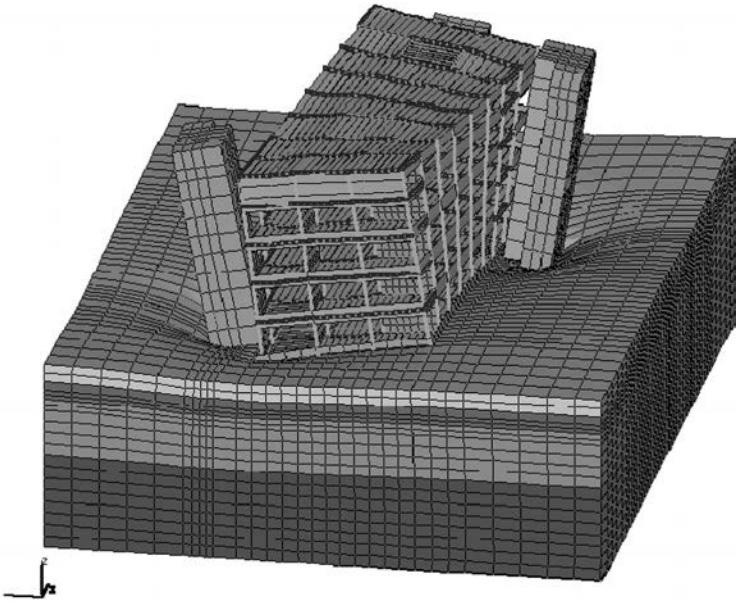


Рис. 5.35. Деформации здания по расчету
(масштаб деформаций увеличен в 50 раз).

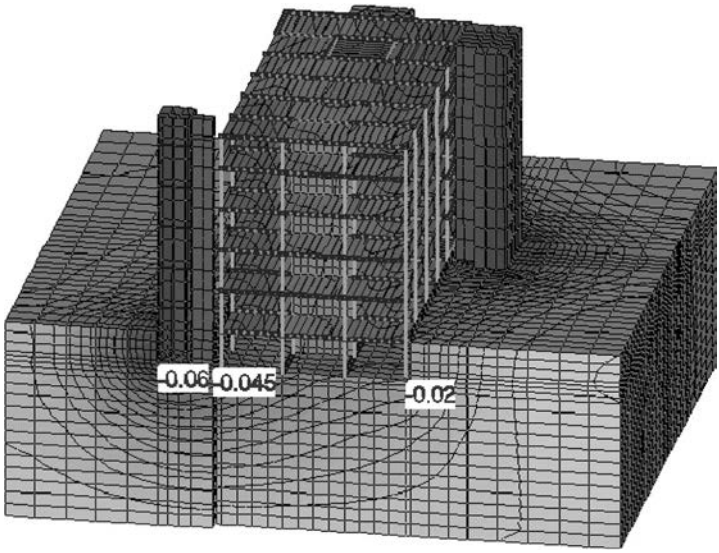


Рис. 5.36. Изолинии осадок (м) (разрез между осями 2 и 3)
в случае устройства полноценного деформационного шва.

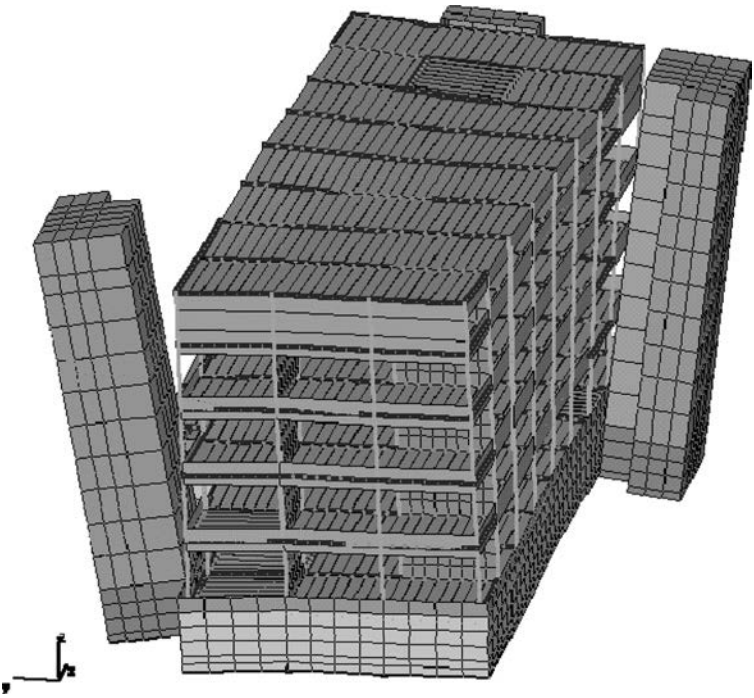


Рис. 5.37. Деформации здания по геодезическим наблюдениям (масштаб деформаций увеличен в 50 раз). Деформированная схема получена при задании точкам схемы измеренных перемещений.

4. Как показывает расчет, в основании лестничных клеток наблюдается зона предельного состояния грунта, что говорит о возможности развития незатухающих осадок лестничных клеток. Это согласуется с геодезическими наблюдениями. Действительно, по данным наблюдений осадки марок, расположенных на основном здании, имеют затухающий характер, в то время как осадки марок, расположенных на лестничных клетках (на внешней стене) продолжают активно расти.

5. При незначительном изменении прочностных свойств грунта, расположенного выше подошвы фундаментов (что вполне возможно вследствие динамических воздействий, протечек канализационных, водопроводных сетей и т.д.) решение становится неустойчивым, что свидетельствует о возможности развития значительных осадок и обрушения лестничных клеток.

6. Моделирование усиления фундаментов лестничных клеток с помощью буроинъекционных свай показало, что такое усиление позволит избежать дальнейшего развития неравномерных осадок. При условии, что такое усиление было бы выполнено в самом начале процесса развития неравномерных деформаций, оно позволило бы избе-

жать недопустимого крена лестничных клеток. Усиление было проведено в 2001 г. Оно позволило исключить опасность развития зон предельного состояния в основании лестничных клеток, и предотвратить развитие незатухающих деформаций, что было подтверждено геодезическими наблюдениями.

Таким образом, численное моделирование реконструкционной ситуации послужило основой для оптимизации системы усиления, способствовало сокращению сроков ведения работ и, соответственно, материальных затрат по спасению здания.

6

ОБОСНОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ И СТРОИТЕЛЬСТВА В УСЛОВИЯХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

С момента выхода в свет предыдущего издания книги в 1999 г. и ввода в действие новых территориальных норм, содержащих концепцию геотехнического сопровождения, задача строительства новых зданий в условиях плотной городской застройки перешла в разряд рядовых и более или менее успешно решается различными проектными организациями. Тем не менее, она остается весьма актуальной для проектной практики и поэтому заслуживает отдельного рассмотрения.

Возведение новых зданий в непосредственной близости к существующим требует решения трех *геотехнических* вопросов:

- поиска оптимальной конструкции фундаментов нового здания, оказывающего минимальное влияние на соседние строения;
- выбора щадящей технологии устройства фундаментов;
- назначения мероприятий по защите соседних зданий, адекватных предполагаемому статическому и технологическому воздействию.

Рассмотрим, прежде всего, вопрос о выборе оптимальной конструкции фундаментов.

6.1. Устройство фундаментов мелкого заложения

Устройство зданий-встроек на фундаментах мелкого заложения является существенным фактором риска для соседних строений. В Петербурге имеется множество примеров, когда позднейшее более тяжелое здание стало причиной развития аварийных деформаций прилегающих строений. Причинами деформаций являлись откопка котлованов и траншей вблизи соседних зданий, водопонижение, дополнительное статическое нагружение основания.

В ЛИСИ под руководством профессора С.Н. Сотникова в 1970 - 80-х гг. были разработаны конструктивные мероприятия, позволяющие снизить негативные воздействия от нового строительства на существующую застройку. Они отражали современный уровень развития отечественных геотехнологий и сводились к устройству консоль-

ных примыканий нового здания к соседнему, а также к выполнению разделительного шпунтового ряда в примыкании.

За счет вылета консоли фундамента стремились уменьшить влияние дополнительных напряжений, развивающихся в массиве грунта под новым зданием, на основание существующего строения и обеспечить минимальную глубину экскавации в зоне примыкания. Межевая стена выполняется при этом либо самонесущей с опиранием на мощную консоль фундамента, либо навесной, передающей нагрузку на консольные балки перекрытий. Вылет консоли обычно ограничивается 4 м. Большие значения вылета приводят к возникновению ощутимых конструктивных трудностей и поэтому редко встречаются в проектной практике.

Консольное примыкание позволяет избежать опасного вскрытия соседних фундаментов, но его эффективность по снижению дополнительных осадок примыкающих зданий невелика.

Значительные дополнительные осадки существующих зданий, попадающих в пределы мульды оседания, отмечались неоднократно. Они приводили к негативным последствиям, вплоть до разрушения зданий. Оказавшиеся в зоне распространения дополнительных напряжений фундаменты существующих зданий получают дополнительную осадку, существенно превышающую допустимое значение.

Неэффективность консоли в условиях Петербурга объясняется, прежде всего, тем, что осадки зданий обусловлены деформациями толщи слабых глинистых грунтов. Эффект от смещения пятна нагрузки на длину вылета консоли в значительной мере нивелируется в толще слабых отложений. Кроме этого, устройство консольного примыкания увеличивает нагрузку на ближайший к зоне примыкания фундамент. Численные расчеты позволяют установить, что ощутимое снижение дополнительных осадок (до 1 - 2 см) может быть достигнуто при удалении нагрузки от существующего фундамента на расстояние, сопоставимое с глубиной сжимаемой толщи. Консоли с таким вылетом, очевидно, конструктивно неосуществимы.

Когда консольное примыкание, согласно расчету, не позволяет обеспечить допустимые осадки соседних зданий, предусматривали устройство разделительного шпунта, погружаемого вдавливанием в малосжимаемые грунты. Глубину погружения шпунтовой стенки определяли условием восприятия ею сил отрицательного трения, обусловленных нагрузкой от строящегося здания. Шпунтовая стенка устраивалась не только на участке между зданиями, но и огибала стены возводимого здания на расстоянии, превышающем половину глубины сжимаемой толщи. Это позволяет существенно перераспределять дополнительные напряжения в основании: снизить их под существую-

щим фундаментом и сконцентрировать под возводимым зданием. Последнее обстоятельство, не учитываемое традиционными инженерными методами расчета, приводит к некоторой неравномерности осадок нового здания.

Как показывают численные решения, шпунтовое ограждение эффективно только при заглублении в малосжимаемые грунты. При глубине залегания малосжимаемых грунтов более 20 м устройство шпунтового ограждения трудно осуществимо. Кроме этого, в ряде расчетных случаев оказывается недостаточной жесткость стандартного шпунта, что также приводит к неэффективности ограждения.

Препятствует успешному использованию шпунтового ограждения при устройстве зданий-встроек отсутствие отработанных щадящих технологий погружения шпунта. Отечественная геотехника до последнего времени не располагала эффективным оборудованием для вдавливания шпунта, а его безопасная забивка или вибропогружение требуют проведения специальных исследований и геотехнического мониторинга за ведением работ.

Сказанное можно проиллюстрировать на примере реальной геотехнической ситуации, возникшей при возведении здания-вставки по Караванной ул., 10 в Петербурге. Инженерно-геологические условия территории характерны для центральной части Петербурга: под насыпным слоем мощностью до 4 м на глубину до 7 м залегают дельтовые песчаные отложения, ниже, до 14 - 18 м - толща слабых морских суглинков. Слабые глинистые отложения подстилаются 4 - 10-метровой толщей мягкопластичных моренных супесей, кровля полутвердых моренных суглинков находится на глубине 22 - 28 м.

Реконструируемое здание занимает участок между наб. р. Фонтанки и Караванной ул. и примыкает к домам № 8 и 12 по Караванной ул. Согласно первоначальному проекту здание разделялось деформационными швами на три блока. Блок №1, ближайший к наб. р. Фонтанки, возведен на сваях, погруженных вдавливанием, по которым устроен ростверк в виде плиты. Этот блок в конце 80-х гг. был подведен под крышу. Под блоком №3 здания, ближайшим к Караванной ул., была устроена только сплошная фундаментная плита на естественном основании с консольными примыканиями к соседним зданиями (вылет консоли - до 3 м), а под средним блоком №2 - фундаментная плита, огражденная шпунтом по всему контуру. Информация о фактической длине погруженного шпунта отсутствовала. При возобновлении строительства в 1997 г. предполагалось возведение единого здания на месте блоков № 2 и 3. В связи с этим возникла необходимость оценки возможности использования имеющихся фундаментных плит для возведения на них нового здания.

Приведенные ниже расчеты отражают возможности вычислительной техники и программного обеспечения 10-летней давности. Тем не менее, сделанные на их основе выводы сохраняют актуальность и сегодня.

Цикл рассмотренных нами задач включал оценку напряженно-деформированного состояния массива грунта при возведении здания на плите и определение глубины заложения шпунта, необходимой для обеспечения сохранности существующих зданий.

Расчеты выполнялись в 4 этапа: на первом моделировалось природное напряженное состояние грунта приложением массовых сил к узлам расчетной схемы; на втором - воспроизводилось напряженно-деформированное состояние массива грунта от веса существующих и снесенного зданий; на третьем - моделировалось устройство монолитной фундаментной плиты со шпунтовым ограждением (для блока №2) или без него (для блока №3); на четвертом, для которого приведены результаты, выполнялось нагружение основания весом проектируемого здания.

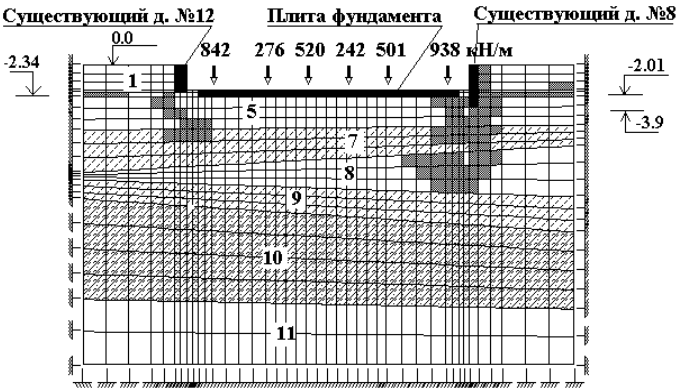


Рис. 6.1. Расчетная схема и области предельного состояния (к задаче о нагружении блока №3 с плитным фундаментом): *1* – насыпной слой; *5* – песок мелкий водонасыщенный; *7, 9* – суглинок слоистый мягкопластичный; *8* – суглинок ленточный мягкопластичный; *10* – супесь песчанистая мягкопластичная; *11* – суглинок пылеватый с гравием и галькой полутвердый

На рис. 6.1 показана схема задачи о приложении к основанию нагрузок от блока №3, на которой закрашены области предельного состояния грунта. Из расчетов следует, что при использовании существующей монолитной плиты здание получит осадку 13–16,5 см с креном в сторону д. №8 по Караванной ул. При этом дополнительная расчетная осадка фундаментов примыкающих стен существующих зданий, несмотря на имеющееся консольное примыкание, составляет

8,6 см для д. №8 и 12,8 см – для д.№12, что более чем в 4 раза превышает предельно допустимую дополнительную осадку (2 см) для зданий данной категории сохранности. Кроме этого, неизбежен существенный крен фундаментов и стен в сторону проектируемого здания. Области предельного состояния грунта, развивающиеся под краями плиты, распространяются на глубину до 12,8 м до кровли слоя слабых суглинков и захватывают массив грунта под фундаментами существующих зданий.

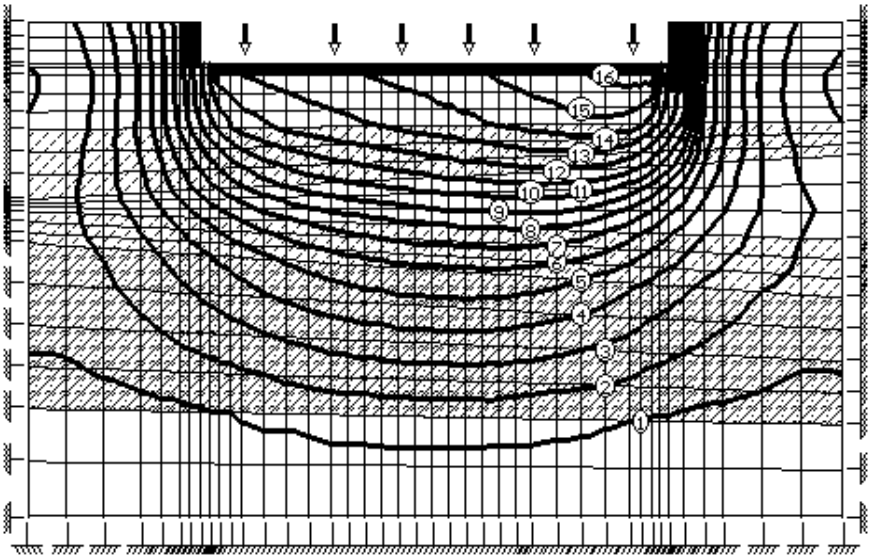


Рис. 6.2. Линии равных вертикальных перемещений к задаче о нагружении блока №3 с плитным фундаментом (значения перемещений указаны в см)

Анализируя картину изолиний вертикальных перемещений (рис. 6.2), можно заметить, что в деформирование вовлекается вся толща грунтов, расположенных выше слоя моренных суглинков.

Таким образом, расчет показывает, что нагружение существующей фундаментной плиты блока №3 вызовет опасные деформации соседних зданий.

Второй цикл задач был посвящен определению длины шпунта по периметру плиты фундамента блока №2, достаточной для обеспечения сохранности домов №8 и 10. Минимальная длина шпунта в расчетах принималась равной 12 м с погружением в слой *7* слоистых суглинков (рис. 6.3).

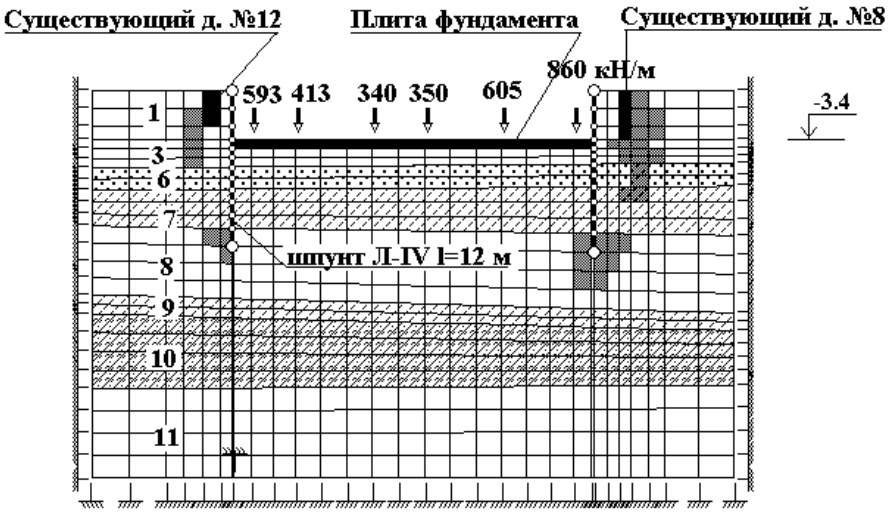


Рис. 6.3. Расчетная схема и области предельного состояния к задаче о нагружении блока №3 с плитным фундаментом (*3* – супесь пылеватая мягкопластичная; *6* – песок пылеватый водонасыщенный, экспликацию остальных слоев см. на рис. 6.1)

Результаты расчета свидетельствуют о том, что короткий шпунт позволяет лишь незначительно снизить дополнительную осадку существующих фундаментов (см. рис. 6.3), однако, абсолютная величина расчетной дополнительной осадки (6,6 и 8 см соответственно для домов №8 и 12) превышает допустимое значение. Деформации грунта развиваются преимущественно в надморенной толще (рис. 6.4), однако, величина вертикального сжатия слоя *10* мягкопластичной моренной супеси достигает 3 см.

Выполнив расчеты со шпунтом различной длины, можно убедиться, что для безопасного существования соседних зданий шпунт должен быть погружен до слоя полутвердых моренных суглинков и иметь длину не менее 25 м. При этом происходит локализация осадок в пределах шпунтового ограждения (рис. 6.5).

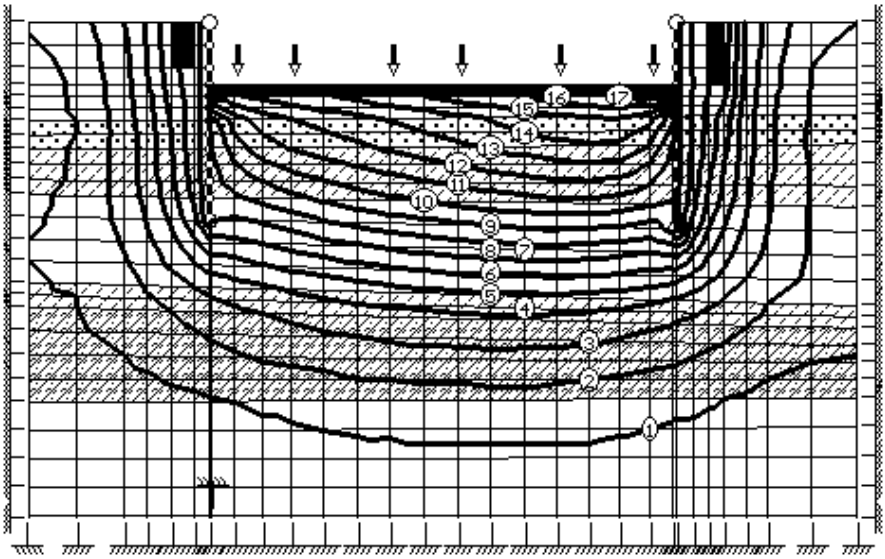


Рис. 6.4. Линии равных вертикальных перемещений к задаче о нагружении блока № 2 с плитным фундаментом и шпунтом длиной 12 м (значения перемещений указаны в см)

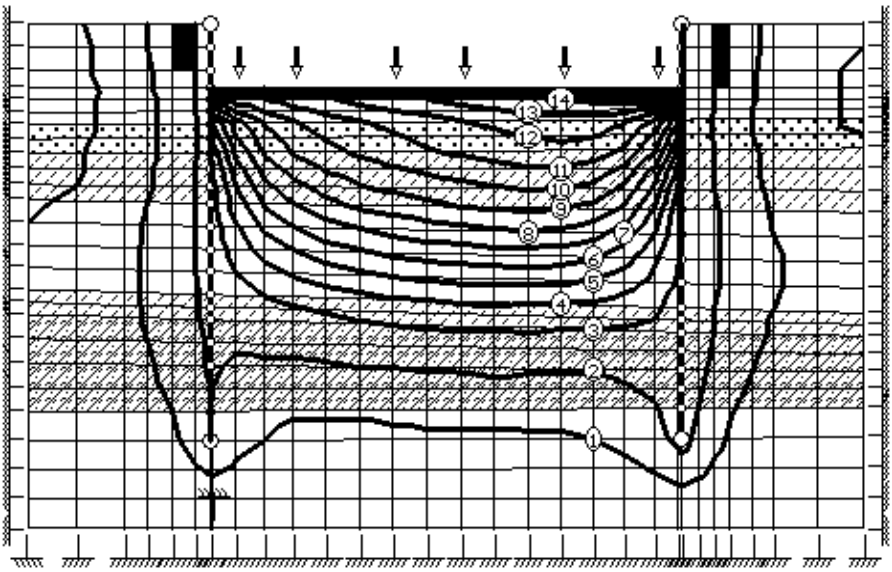


Рис. 6.5. Линии равных вертикальных перемещений к задаче о нагружении блока №2 с плитным фундаментом и шпунтом длиной 25 м (значения перемещений указаны в см)

Для оценки совместной работы плитных фундаментов блоков №2 и 3 (которые согласно новому проектному решению должны были работать как единое строение без деформационного шва) было рассмотрено продольное сечение сооружения. Расчет показывает, что крен плиты блока №3 незначителен, а разность осадок краев плиты блока №2 достигает 7,3 см. При этом на участке примыкания плит разность осадок плит блоков составляет более 1 см.

Геотехнический прогноз показывает, что использование существующих плит в качестве фундаментов будет сопровождаться существенными осадками примыкающих зданий, а также недопустимой неравномерностью осадок на участке примыкания плит блоков №2 и 3.

Таким образом, при устройстве фундаментов на естественном основании практически не удается избежать негативного воздействия на соседние здания. В связи с этим возникает необходимость их превентивного усиления или рассмотрения иных вариантов конструктивного решения фундаментов нового здания.

В условиях, когда нагрузки от проектируемых зданий значительны, а в основании имеется толща слабых глинистых отложений, предпочтительно устройство свайных фундаментов, опирающихся на прочные грунты, что гарантирует практически полное отсутствие влияния нагрузки от новых зданий на существующие.

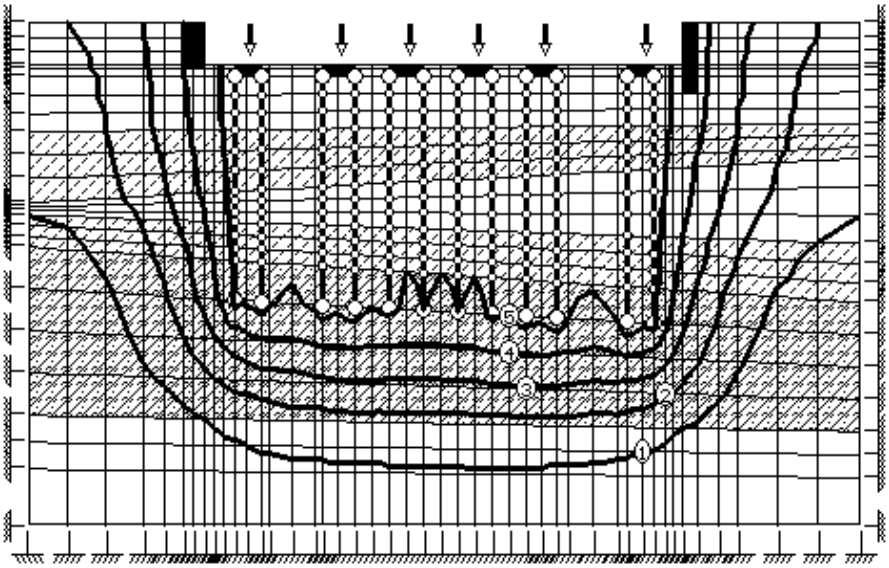


Рис. 6.6. Линии равных вертикальных перемещений к задаче о нагружении блока №3 на сваях с глубиной погружения 17-18 м (до абс. отм. –13,5…–14,5 БС) (значения перемещений указаны в см)

Например, при устройстве свай длиной 17-18 м под блок №3, которые опираются на слой мягкопластичных моренных супесей, величина осадок проектируемого здания снижается почти в 3 раза. Кроме этого, снижаются и дополнительные осадки существующих зданий, однако, при длине свай 17-18 м величины дополнительных осадок превышают допустимое значение. Из рис. 6.6 видно, что в данном случае деформации грунта локализуются в слое №10. В результате серии расчетов установлено, что безопасным для соседних зданий является вариант устройства свай длиной не менее 25 м. При таких условиях разность осадок на участке примыкания блоков №2 и 3 составляет 1 мм.

Таким образом, анализ статических условий работы свайных фундаментов свидетельствует об их предпочтительном использовании при новом строительстве в условиях городской застройки. Однако при этом следует учитывать влияние технологии производства свайных работ на окружающую застройку, о котором подробнее поговорим ниже, в гл. 8.

Рассмотрим пример возведения здания на фундаментах мелкого заложения в условиях плотной застройки.

Исторически здание, представленное на рис. 6.7 под номером 5, расположено в Санкт-Петербурге в районе Смольного; оно построено на рубеже XIX-XX веков. В 1950-х годах к нему был пристроен дом 3, в результате чего дом 5 получил неравномерные осадки. Расчеты были выполнены в 1999 г. с использованием обобщенной двухпараметрической модели упругого основания, изложенного в п. 4.1. Полученный по расчету характер осадок (рис. 6.7) хорошо согласуется с наблюдаемым в действительности. В 1999 году было закончено строительство примыкающего с другой стороны дома 7.

Как показали расчеты и геодезические наблюдения, принятая в проекте дома 7 схема консольного примыкания нового здания с размером консоли 1.2 м не могла обеспечить сохранность дома 5. Развитие неравномерных осадок дома 5 привело к образованию трещин в кладке стен. Согласно расчету прогнозируемая величина осадок дома 5 достигла 10 см (рис. 6.3). При этом дом получал деформацию выгиба со стрелой 19 мм, что в сумме с уже имеющимся выгибом от строительства дома 3 могло привести к разрушению здания.

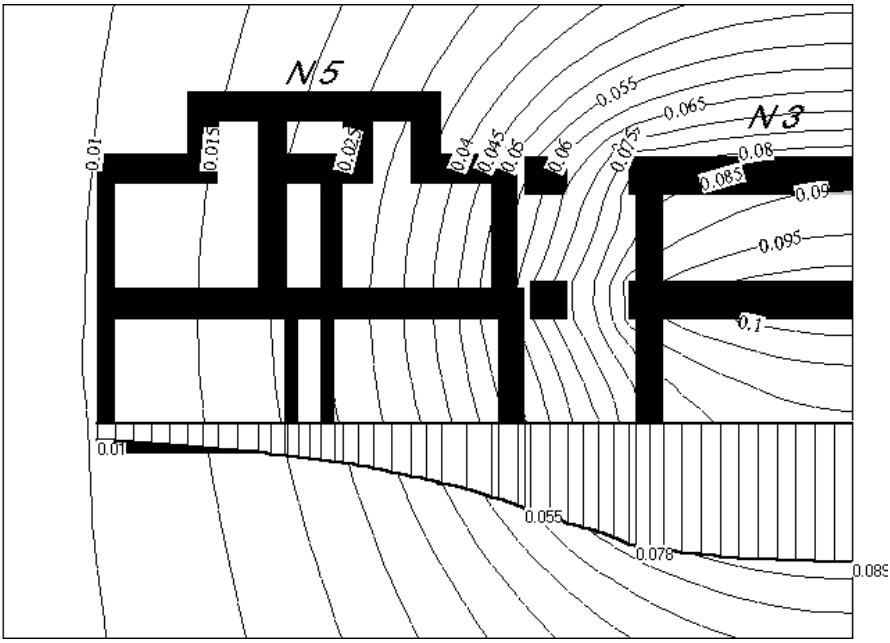


Рис. 6.7. Эпюры и изолинии (м) осадок дома 5 от возведения дома 3.

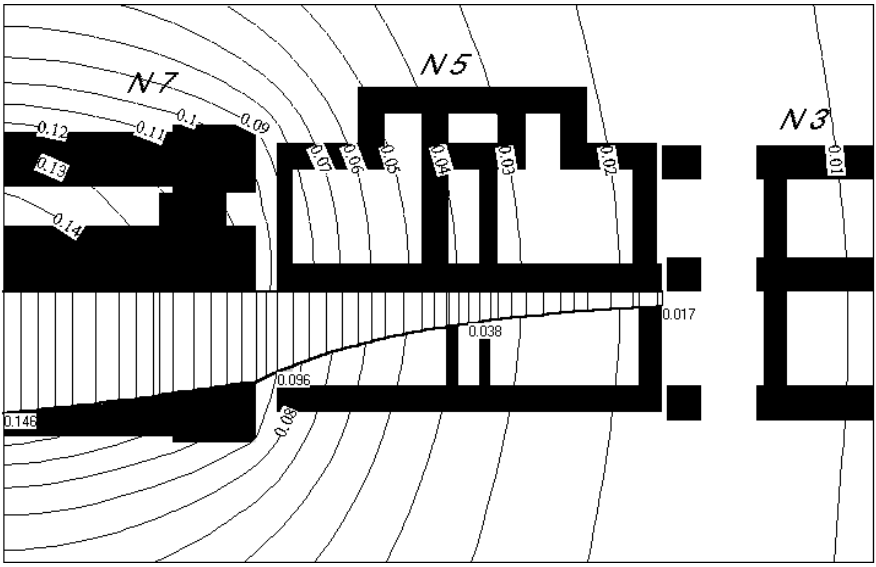


Рис. 6.8. Эпюры и изолинии (м) осадок дома 5 от возведения дома 7.

В связи с этим нами были рассмотрены возможные варианты усиления дома 5. Вариант пересадки здания на свайные фундаменты в данном случае оказался трудновыполнимым по технологическим и экономическим соображениям. Поэтому был выбран вариант повышения пространственной жесткости здания путем устройства в пределах подвальных помещений жесткой коробчатой конструкции. Расчеты показывают (рис. 6.8), что предлагаемое усиление существенным образом перераспределяет осадки здания, приближая эпюру осадок практически к треугольной, характерной для осадок жесткого штампа. Таким образом, устранялась причина, приводящая к раскрытию трещин, и здание получало крен как жесткое целое без деформаций надземных конструкций. Дальнейшие наблюдения полностью подтвердили расчетные ожидания.

Очевидно, что деформации дома 5 следовало рассматривать заранее, на стадии проектирования нового здания. В этом случае была бы возможность выбрать эффективный и безопасный вариант устройства фундаментов дома №7, а не подвергать соседей угрозе аварийного разрушения их дома и расселения.

Рассмотрим пример глубокой реконструкции исторического здания на Владимирском пр.

Здание представляет собой образец постройки в стиле "северный модерн" и является архитектурным памятником. Облик здания окончательно сформировался к 1904 г. в результате многочисленных переделок, затрагивающих, в основном, надземные конструкции. При этом фундаменты не усиливались, возводились только фундаменты под новые стены. Любопытно, что в сохранившемся дореволюционном документе подрядчик отказывается от ответственности за качество фундаментов в виду их разнотипности, плохого состояния и отсутствия перевязки старых и новых лет бутовой кладки. С тех пор состояние фундаментов нисколько не улучшилось. Напротив, строительство наклонного хода станции метро "Достоевская" привело к развитию существенных неравномерных осадок, что отразилось на развитии системы сквозных трещин в стенах. В аварийном порядке ближайшая к метро торцевая стена была усилена короткими (6 м) буроинъекционными сваями.

При реконструкции здания, проведенной в 2000-2003гг. предусматривалось сохранить наружные стены лицевого строения, фасады которого представляют архитектурную ценность, и возвести новые конструкции на дворовой территории.

Для сохранения наружных стен исторического здания авторами проекта (С.В. Кузнецов, С.Б. Оршанский, институт «Георeконструкция») было предложено создать новый пространственный монолит-

ный железобетонный каркас внутри здания, воспринимающий нагрузки от перекрытий и сопряженный с существующими стенами. Расчетная схема приведена на рис. 6.9.

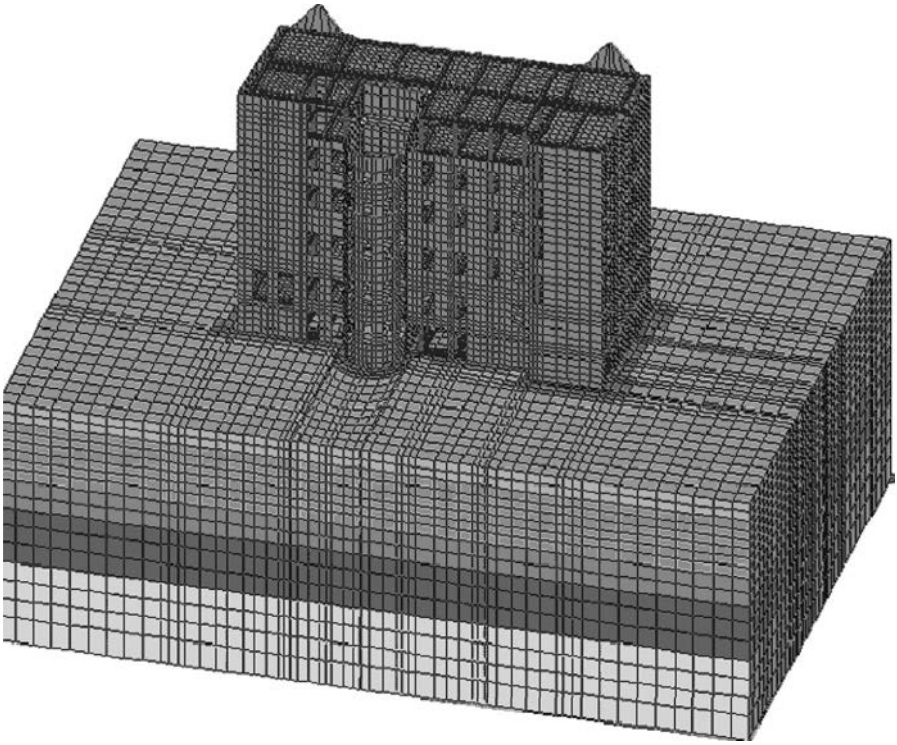


Рис. 6.9. Расчетная схема

Каркас опирается на вновь возводимую железобетонную фундаментную плиту. В рассматриваемом случае весьма важным является вопрос о типе сопряжения новых и старых конструкций. Очевидно, что здесь теоретически возможны два варианта:

1) жесткое сопряжение с устройством в конструкциях существующих кирпичных стен и фундаментов гнезд для введения железобетонных шпонок;

2)гибкое сопряжение, обеспечивающее лишь отсутствие горизонтальных перемещений стен.

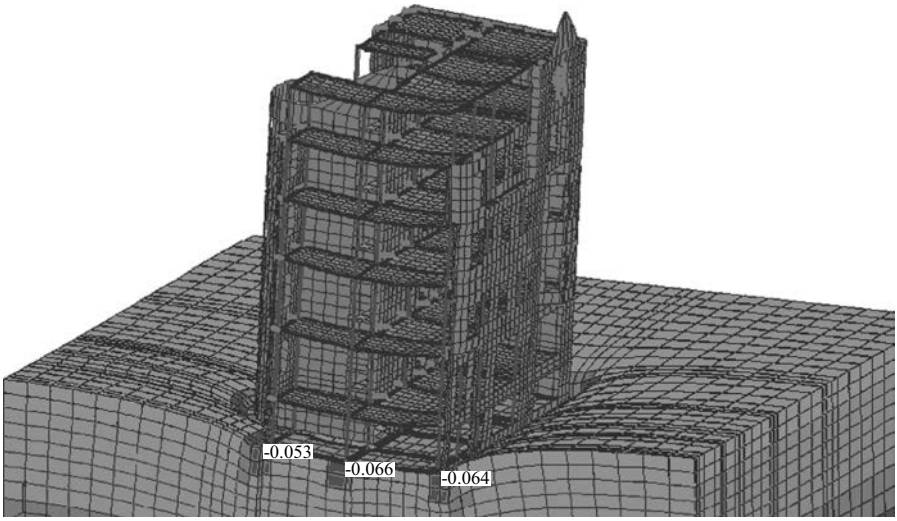


Рис. 6.10. Деформированная схема при жестком соединении существующих стен и каркаса. Темным тоном показаны зоны предельного состояния грунта. Подписаны величины осадок (м)

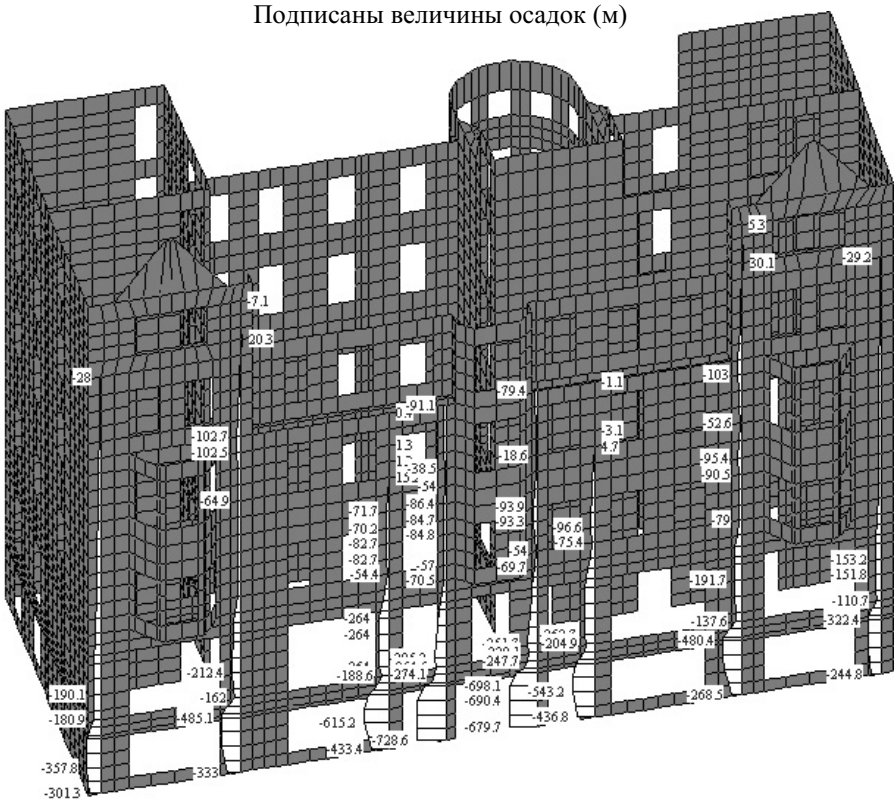


Рис. 6.11. Эпюры дополнительных усилий в простенках (кН/пм) (схема при жестком соединении существующих стен и каркаса)

Жесткий вариант (рис. 6.10) обеспечивает совместность работы новых и старых конструкций, равенство их осадок. Как показали расчеты (рис. 6.11) недостатком этого варианта является возникновение значительных дополнительных усилий в простенках существующих стен. При ветхом состоянии этих стен жесткое соединение оказалось опасным для сохранности здания (простенки были бы перегружены в 1,5 раза по прочности кладки). Причиной такой перегрузки является перераспределение усилий между сравнительно гибким каркасом и достаточно жесткими стенами. Каркас частично "зависает" на стенах. Для реализации этого варианта, как и в случае сохранения исходной конструктивной схемы здания, потребовалось бы проведение тщательных усилительных мероприятий: устройство обойм, бандажей, закладка части проемов, инъекция кладки, что исказило бы исторический облик здания. Всё это требовало существенных затрат – как материальных, так и временных.

Поэтому предпочтение было отдано варианту гибкого сопряжения. Сразу оговоримся, что такой вариант фактически предусматривает устройство деформационных швов между старыми и новыми конструкциями, швы оказываются расположенными внутри помещений. Естественно, что в этом случае возникает вопрос, какова будет неравномерность осадок в районе шва. Для оценки максимальной величины неравномерности был выполнен соответствующий расчет, в котором на первом шаге решения моделировались только сохраняемые наружные стены, а на втором – вновь устраиваемый каркас.

Очевидно, что в реальности каркас будет возводиться на месте сносимых внутренних стен, то есть будет осуществляться повторное нагружение после разгрузки. При этом обычно (при щадящих технологиях реконструкции) осадки не получают сколько-нибудь существенного развития.

Как показали расчеты, даже в самой неблагоприятной ситуации вертикальное смещение нового каркаса относительно старых стен не превышает 2 см (рис. 6.12).

Расчет осадок во времени позволяет убедиться, что более 50% этого смещения реализуется в процессе возведения каркаса. Таким образом, при реализации варианта гибкого сопряжения отделка в месте деформационного шва должна быть приспособлена к вертикальным конечным подвижкам на величину до 10 мм, которые могут развиваться в течение длительного времени. Устройство такой отделки оказывается вполне возможным в интерьерах гостиничного и торгового комплекса, который размещался в здании.

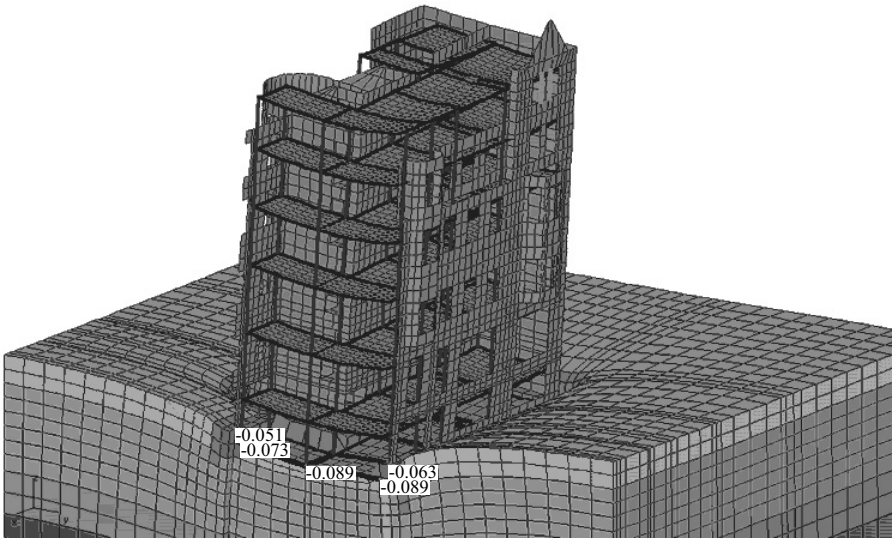


Рис. 6.12. Деформированная схема при гибком соединении существующих стен и каркаса. Темным тоном показаны зоны предельного состояния грунта. Подписаны величины осадок (м)

В настоящее время здание успешно эксплуатируется, какие-либо негативные явления в сопряжении старых и новых конструкций не отмечались.

Из изложенного можно сделать вывод о том, что к использованию фундаментов мелкого заложения в условиях плотной застройки необходимо подходить весьма осторожно. В большинстве случаев свайные фундаменты здесь не имеют альтернативы. Каждый из такого рода случаев реконструкции должен тщательно моделироваться тестированными программами, каковой является *FEM models*.

6.2. Устройство свайных фундаментов

Необходимость снизить до допустимого уровня дополнительные осадки соседней застройки обусловливает применение свайных фундаментов при новом строительстве в условиях плотной городской застройки или при сложной реконструкции.

Специфической особенностью решения класса задач о новом строительстве в условиях плотной городской застройки является приоритетное значение расчетов по второй группе предельных состояний (по деформациям), причем имеются в виду не столько деформации проектируемого объекта, сколько соседней застройки (зданий, сооружений, подземных коммуникаций).

Следствием этого обстоятельства, как правило, оказывается назначение свай большей длины, чем это потребовалось бы для отдельно стоящего здания, находящегося на безопасном удалении от существующих строений.

Чаще всего, такие сваи обладают весьма высокой несущей способностью, иногда даже излишней для проектируемого объекта. Очевидно, что стремление к более эффективному использованию несущей способности свай, приводящее к их «разрежению» на пятне застройки, сопряжено с определенными конструктивными трудностями. При конструктивной схеме нижнего этажа здания с несущими стенами рациональное использование свай высокой несущей способности возможно лишь в совокупности с конструктивными элементами (например, балками-стенками), способными перераспределить линейные нагрузки на сравнительно редко расположенные сваи.

Альтернативное решение – использование свай сравнительно небольшого диаметра (350… 450 мм) с соответственно меньшей несущей способностью может входить в противоречие с необходимой по расчету значительной длиной свай.

При каркасной схеме проектируемого здания под опору с нагрузкой, равной 3000 кН и более, можно было бы разместить одну сваю большого диаметра (800 мм и более). Однако при производстве работ часто происходит смещение сваи в плане от проектного положения. Это может быть обусловлено наличием какого-либо препятствия в слое насыпного грунта, где могут встречаться неразобранные фрагменты снесенных зданий, старые коммуникации и т.д., либо в слое ледниковых отложений, для которых характерны включения валунов. Для одиночной сваи такое смещение означает ее внецентренное загружение с возникновением изгибающих моментов, величины которых могут оказаться недопустимыми для принятой в проекте конструкции сваи. В результате с неизбежностью возникает необходимость в устройстве дублирующих свай, симметрично расположенных относительно точки приложения нагрузки. Таким образом, достигнутая в проекте экономия может обернуться непредвиденными расходами.

Для того, чтобы избежать этой опасности, целесообразно устраивать по сваям единый ростверк в виде монолитной железобетонной плиты. Такой плитный ростверк вполне способен перераспределить нагрузки, обусловленные эксцентриситетом при изготовлении свай (до 15…20см). Одновременно он выполняет роль силового пола, который в любом случае необходим для подвального этажа. Затраты на большую толщину плиты ростверка окупаются возможностью использования одиночных свай под точечные нагрузки. Здесь следует специально отметить, что описанный тип свайного фундамента с плитным

ростверком не является плитно–свайным фундаментом в применяемом в последнее время смысле этого термина.

Фундаментостроение нечасто пополняется новинками, и поэтому естественна популярность плитно-свайного фундамента у проектировщиков, иногда опережающая понимание сути работы этого гибридного фундамента. Впервые термин «плитно-свайный фундамент» возник в немецкой геотехнике (профессоры Р. Катценбах, А. Квик, университет г. Дармштадт). Сегодня этому типу фундаментов посвящены исследования российских геотехников, рекомендации по его расчету помещены в СП, подготовленном в 2010 г. НИИОСП.

Между тем сущность плитно-свайного фундамента исчерпывается тем, что оба его элемента – плита и сваи – участвуют в непосредственной передаче нагрузки на основание. «Разреживая» сваи в свайном поле, стремятся ощутимую часть нагрузки передать на грунт под плитой, т.е. включить плиту в работу единой системы «плита – сваи – основание». Анализируя зарубежные публикации на эту тему, невозможно удержаться от мысли, что в идее плитно–свайного фундамента есть немалая доля лукавства. Дело в том, что для западной геотехнической практики вполне распространенным значением коэффициента запаса по несущей способности свай является К=2, в то время как в отечественной практике принят коэффициент К=1,2. Поэтому если западный геотехник заявляет, что плитно-свайный фундамент позволяет сэкономить половину свай, не надо забывать, что оставшиеся сваи все равно в состоянии воспринять 100% проектной нагрузки. Этот маневр позволяет иногда обойти кажущиеся слишком жесткими требования западных норм.

Очевидно, что область применимости плитно-свайного фундамента заканчивается там, где утрачивается возможность передачи нагрузки на основание через сваи и по подошве фундаментной плиты. Например, при наличии поверхностных песков со сравнительно благоприятными строительными свойствами, подстилаемых слабыми грунтами, на сваи, размещенные в слабом грунте, будет приходиться нагрузка, близкая к нулю, а роль фундамента будет играть плита (фундамент вырождается в плитный на естественном основании). Сваи, возможно, будут играть роль вертикального армирования грунта с трудно прогнозируемыми свойствами. Если же сваи проходят через слабые грунты и опираются на малосжимаемые отложения, картина меняется на противоположную: вся нагрузка передается на грунт через сваи, плита превращается в ростверк, практически не взаимодействующий с грунтом. Именно такой случай характерен для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга.

Иными словами, плитно-свайный фундамент применим в сравни-

тельно благоприятных в строительном отношении грунтовых условиях, характеризуемых, как минимум, отсутствием слабых грунтов в пределах активной зоны. Из этого следует, что данный тип фундаментов для Санкт-Петербурга неактуален.

Каркасная схема нижнего этажа здания со свайным полем из одиночных свай под опору, объединенных плитой-ростверком, обладает полезным для зданий-встроек свойством: поскольку не существует проблемы продавливания сваей ростверка, толщина плиты принимается, исходя только из условия перераспределения возможных эксцентриситетов нагрузки, и поэтому она, а, следовательно, и заглубление в грунт минимальны. Если же под опору устраивается несколько свай, возникает необходимость в объединяющем их ростверке с высотой, определяемой расчетом на продавливание, что чаще всего потребует большего заглубления ростверка в грунт. Последнее обстоятельство важно учитывать, рассматривая зону примыкания нового здания к существующему.

Безопасная глубина откопки котлована для соседней застройки определяется расчетом. Как показывают многочисленные расчеты и результаты наблюдений, в первом приближении можно ожидать, что при глубине котлована на 0,5 м меньшей глубины заложения фундаментов соседнего здания, а также при условии устройства котлована выше уровня грунтовых вод, безопасность соседних зданий, в принципе, может быть обеспечена без специальных превентивных защитных или усилительных мероприятий.

При необходимости ведения экскавации ниже уровня грунтовых вод требуется выполнить защитный противофильтрационный экран по контуру выработки для исключения развития уплотнения основания существующих зданий и прямого выноса грунта в котлован при водопонижении. Если же котлован требуется устроить на уровне заложения подошвы фундаментов соседних зданий или ниже, необходимо предусмотреть защитные мероприятия. К ним относятся: устройство ограждения котлована с системой раскрепления, усиление фундаментов соседней застройки. Эти вопросы подробнее рассмотрены в главе 9. Назначение защитных и усилительных мероприятий должно быть адекватным предполагаемому воздействию со стороны нового строительства и должно иметь соответствующее расчетное обоснование.

Отдельной задачей является сопряжение новой и сохраняемой частей здания при сложной реконструкции. Для того, чтобы историческое здание не утратило охранного статуса как памятник архитектуры, в мировой практике принято сохранять его наиболее существенные элементы. Чаще всего для зданий, утративших интерьеры, обязатель-

ному сохранению подлежат фасадные стены. Фасадные стены, удерживаемые мощными металлическими конструкциями, за которыми открывается вид на строительную площадку – это сегодня привычный атрибут реконструкции таких городов как Париж, Брюссель, Амстердам или Санкт-Петербург. Очевидно, что долговременное сосуществование новых и сохраняемых конструкций без заметной неравномерности осадок возможно только в том случае, если их фундаменты выполнены однотипными.

Выше в п. 6.1 был рассмотрен вариант выполнения плиты на естественном основании под каркасную конструкцию, встраиваемую внутрь периметра сохраняемых стен здания (дом на Владимирском пр.), базирующихся на ленточных бутовых фундаментах. Мероприятия по их усилению ограничивались лишь цементацией тела бутовой кладки для восстановления ее сплошности и контактного слоя под подошвой фундаментов. Однако возможность и успешность такого варианта была обусловлена, прежде всего, относительной легкостью встраиваемого каркаса, не имеющего несущих стен и претерпевающего сравнительно небольшие осадки (по расчету до 20мм). Чаще всего в реконструкционных ситуациях встречаются существенно более высокие нагрузки и вариант фундаментов мелкого заложения не обеспечивает выполнение условия (2.2).

При свайном варианте фундаментов под новую часть здания, очевидно, оставить сохраняемую часть на фундаментах мелкого заложения можно лишь в том случае, если между ними возможно организовать деформационный шов. Если же сохраняется всего лишь фасадная стена, организация деформационного шва весьма проблематична.

Казалось бы, осадки исторических стен стабилизировались за многие годы, прошедшие с момента их возведения, а осадки новых фундаментов теоретически можно свести к нулю за счет выбора длины свай. Тем не менее, на практике такое решение оказывается ошибочным. Прежде всего, изготовление свай оказывает существенное техногенное воздействие на основание, способное вызвать осадки массива грунта, тем более в случае, если его поверхность нагружена весом существующих конструкций. Осадки, обусловленные расструктуриванием грунта при техногенном воздействии, носят длительный характер и могут растягиваться на многие годы. Но даже если допустить невероятное - изготовление свайного поля не привело к осадкам сохраняемых конструкций - у единого здания с разнотипными фундаментами практически нет шансов на благополучное существование. Внешние техногенные воздействия, как уже говорилось в главе 2, могут быть разнообразными. Некоторых из них невозможно избежать. Например, по тихой улице направлен транспортный поток с другой,

ремонтируемой улицы. Последствия динамических воздействий от транспорта на здания будут различаться для зданий разной жесткости. В зоне сопряжения блоков разной жесткости со временем раскроются трещины. Поэтому фундаменты сохраняемой части здания, которую невозможно выделить деформационным швом и защитить от влияния динамических воздействий, связанных с новым строительством, следует усиливать сваями, опирающимися на тот же несущий слой, что и сваи под новые конструкции.

Возможно, столь очевидному требованию, как обеспечение однотипности фундаментов реконструируемого здания, не стоило уделять такого внимания, если бы пренебрежение им не приняло сегодня опасных масштабов.

Наиболее распространенной ошибкой многих проектов строительства новых зданий- встроек является частичное усиление фундаментов соседней застройки. Часто предусматривается усиление сваями только пограничных (так называемых «межевых») стен соседних домов. Этому всегда приводится одно и то же наивное объяснение: в соседнем доме живут люди, к другим стенам нет доступа для усиления. В результате ничего не подозревающие жители соседних домов становятся заложниками некомпетентных проектных решений, теряя потребительские качества и рыночную стоимость своего жилья, поскольку между частями здания на разнотипных фундаментах рано или поздно, но непременно образуется стихийный деформационный шов.

6.3. Определение несущей способности буронабивных свай

Накопленный в Санкт-Петербурге опыт испытаний буронабивных свай свидетельствует о том, что несущая способность свай, рассчитанная по формулам и таблицам СНиП 2.02.03, оказывается существенно ниже фактической несущей способности, определенной в результате статических испытаний. В большинстве же случаев фактическую несущую способность свай не удавалось установить, так как выбор оборудования для статических испытаний осуществлялся, как правило, исходя из рассчитанной по СНиП несущей способности.

Для корректного предварительного назначения несущей способности буровых свай профессором Парамоновым В.Н. выполнен анализ результатов испытаний 73 свай диаметром от 151 до 750 мм длиной от 4 до 36 м и сравнение с расчетными значениями (Парамонов В.Н., 2003). Выбор расчетного аппарата произведен в рамках СНиП, т.е. в рамках, доступных рядовому проектировщику.

При расчете несущей способности свай были рассмотрены следующие рабочие гипотезы:

Гипотеза 1 (методика СНиП): при изготовлении буровых свай происходит нарушение природной структуры грунта; дополнительное уплотнение грунта (характерное для свай, погружаемых в грунт в готовом виде) отсутствует. Эти предпосылки положены в основу методики СНиП 2.02.03, где несущая способность буровых свай определяется по формуле (11): расчетное сопротивление под нижним концом определяется по табл. 7, расчетное сопротивление на боковой поверхности – по табл. 2 с учетом понижающих коэффициентов по табл. 5.

Гипотеза 2: при изготовлении буровых свай не происходит нарушения природной структуры; грунт вокруг сваи уплотняется за счет разницы удельного веса бетона и грунта. Такие базовые предпосылки лежат в основе определения несущей способности забивных свай по формуле (8) СНиП 2.02.03: расчетное сопротивление под нижним концом определяется по табл. 1, расчетное сопротивление на боковой поверхности - по табл. 2 без понижающих коэффициентов.

Гипотеза 3: Свая работает как глубокая опора; при изготовлении происходит нарушение природной структуры. Несущая способность определяется как сумма составляющих по нижнему концу и по боковой поверхности. Несущая способность по нижнему концу определяется по формуле (16) СНиП 2.02.01, несущая способность по боковой поверхности - по расчетному сопротивлению грунта из табл. 2 СНиП 2.02.03 с учетом понижающих коэффициентов по табл. 5 этого же СНиП.

Гипотеза 4: Свая работает как глубокая опора; нарушения природной структуры грунта вокруг сваи не происходит. Несущая способность определяется как сумма составляющих по нижнему концу и по боковой поверхности. При этом несущая способность по нижнему концу определяется по формуле (16) СНиП 2.02.01, несущая способность по боковой поверхности - по расчетному сопротивлению грунта из табл. 2 СНиП 2.02.03 без понижающих коэффициентов.

Аналитический анализ ситуации и статистическая обработка результатов исследований включают следующие возможные объективные и субъективные ошибки:

1. Неточность данных об инженерно-геологическом напластовании грунтов. Оценка несущей способности сваи выполняется на основании инженерно-геологических данных по скважине, ближайшей к свае. При этом ближайшая скважина может оказаться на расстоянии десятков метров от сваи.

2. Естественный разброс физико-механических свойств грунтов. Как природная среда, грунты имеют существенную изменчивость свойств и в горизонтальном и в вертикальном направлениях. В связи с этим результаты статических испытаний одинаковых свай, находя-

щихся в пределах «видимости» одной и той же скважины, могут заметно отличаться друг от друга.

4. Неточность принятых прочностных характеристик грунтов под нижними концами. В большинстве рассмотренных случаев при инженерно-геологических изысканиях прочностные характеристики грунтов принимались по таблицам нормативных документов на основании физических характеристик.

5. Неточность определения фактической несущей способности по графикам статических испытаний (ошибки экстраполяции). Как отмечалось выше, во многих испытаниях, по которым проводился анализ, нагрузка не доводилась до срыва, а в одном из испытаний осадка составила всего 1,2 мм при нагрузке 80 т. В этих случаях ожидаемая фактическая несущая способность определялась нами условно путем экстраполяции графика «нагрузка-осадка» до ординаты 2 см. Кривая экстраполяции строилась с учетом испытаний ближайших свай либо с учетом испытаний аналогичных свай в похожих инженерно-геологических условиях.

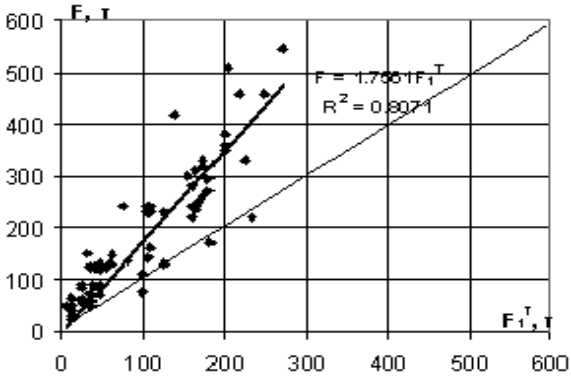


Рис. 6.13. Диаграмма соответствия рассчитанной несущей способности свай по гипотезе 1 и несущей способности, определенной на основании результатов статических испытаний

На рис. 6.13 представлена диаграмма, на которой по горизонтальной оси показана несущая способность сваи $\mathbf{F}_1^T$, рассчитанная согласно гипотезе 1, а по вертикальной оси - несущая способность **F** (фактическая или ожидаемая), определенная по результатам статических испытаний. Диагональная тонкая линия на графике соответствует идеальному совпадению результатов расчета и испытаний. Результаты расчета и статических испытаний практически совпали только в 5 случаях (указанные случаи аномально низкой несущей способности свай характеризуются тем, что сваи не были доведены до грунтов,

принятых в проекте в качестве несущего слоя) (т.е. в 7% рассмотренных случаев), в остальных случаях фактическая несущая способность оказалась выше рассчитанного значения. Среднеквадратическое отклонение результатов расчета от фактического значения несущей способности для данной выборки составило 107 т. Для того чтобы оценить, в какой степени метод расчета СНиП занижает несущую способность буровых свай, определим коэффициент $\boldsymbol{k}$ уравнения прямой вида $\mathbf{F}=\boldsymbol{k}\times\mathbf{F}_1^{\mathrm{T}}$ методом наименьших квадратов. Результаты статистического анализа дают величину коэффициента $\boldsymbol{k}$=1,756 при коэффициенте корреляции R=0,9. Таким образом, фактическая несущая способность, в среднем, оказывается в 1,756 раза выше рассчитанной по СНиП.

Проанализируем результаты сравнения несущей способности, вычисленной по таблицам для забивных свай $\mathbf{F}_2^{\mathrm{T}}$ (гипотеза 2) и определенной по результатам статических испытаний $\mathbf{F}$ (рис. 6.14). Сравнение свидетельствует о том, что в 49% случаев расчет несущей способности $\mathbf{F}_2^{\mathrm{T}}$ показывает завышенное значение. Среднеквадратическое отклонение результатов расчета от фактических значений несущей способности для данной выборки составило 90 т. В наибольшей степени завышенные результаты получаются в случае опирания свай на грунты твердой консистенции. Если исключить из анализа эти точки, то среднеквадратическое отклонение расчетных значений от фактических снижается до 51 т. Определив коэффициент $\boldsymbol{k}$ уравнения прямой вида $\mathbf{F}=\boldsymbol{k}\times\mathbf{F}_2^{\mathrm{T}}$, получим, что фактическая несущая способность, в среднем, оказывается на 20% ниже рассчитанной на основании гипотезы 2 (коэффициент $\boldsymbol{k}$=0,797 при коэффициенте корреляции R=0,78).

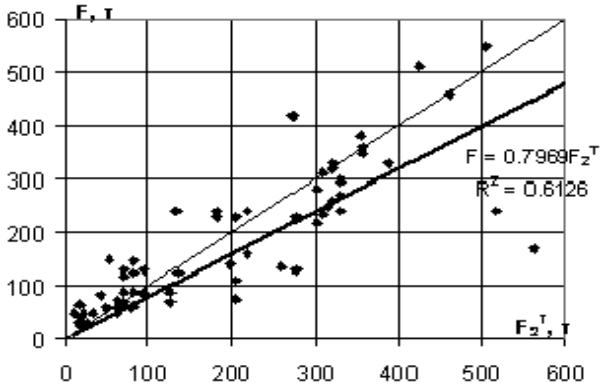


Рис. 6.14. Диаграмма соответствия рассчитанной несущей способности свай по гипотезе 2 и несущей способности, определенной на основании результатов статических испытаний

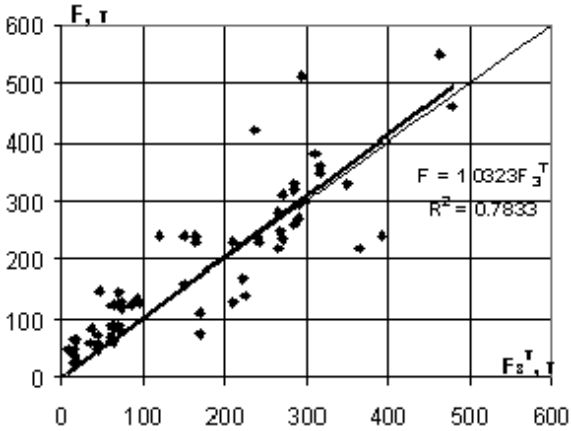


Рис. 6.15. Диаграмма соответствия рассчитанной несущей способности свай по гипотезе 3 и несущей способности, определенной на основании результатов статических испытаний

Следующая оценка выполнена для несущей способности $\mathbf{F}_3^{\mathrm{T}}$, вычисленной в соответствии с гипотезой 3 (рис. 6.15). При этом коэффициенты формы фундамента принимались равными единице, в противном случае расчетная несущая способность оказывается существенно выше фактической. Такая методика расчета дала завышенный прогноз несущей способности в 25% случаев, однако существенная разница между расчетными и фактическими значениями имеется лишь в 5 случаях, т.е. в 7% рассмотренных случаев. Среднеквадратическое отклонение результатов расчета от фактического значения составляет 56 т. Корреляционная прямая практически совпадает с теоретической ($\boldsymbol{k}$ =1,032 при коэффициенте корреляции R=0,86).

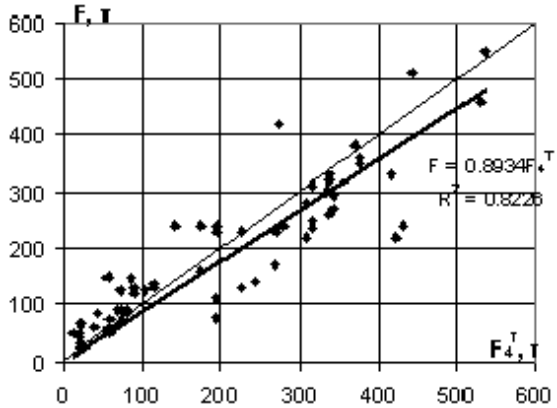


Рис. 6.16. Диаграмма соответствия рассчитанной несущей способности свай по гипотезе 4 и несущей способности, определенной на основании результатов статических испытаний

Прогноз несущей способности буровых свай без введения понижающих коэффициентов для расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности $\mathbf{F}_4^{\mathrm{T}}$ (гипотеза 4) показал завышение по сравнению с фактической несущей способностью в 47% случаев (рис. 6.16). Фактическая несущая способность, в среднем, оказывается на 11% ниже рассчитанной на основании гипотезы 4 (***k*** =0,893, коэффициент корреляции *R*=0,91) при среднеквадратическом отклонении 55 т от теоретической прямой.

Необходимо заметить, что для свай малого диаметра (151 мм) и для свай малой глубины погружения (до 9 м) расчетные значения по всем гипотезам оказались ниже фактической несущей способности (рис. 6.17). Для свай малого диаметра эта разница, очевидно, связана с тем, что при изготовлении сваи за счет опрессовки скважины высоким давлением ее фактический диаметр может увеличиваться, что приводит к соответственному увеличению площади опирания и площади боковой поверхности по сравнению с проектными значениями. Кроме этого, при изготовлении свай в песчаных грунтах вероятны локальные гидроразрывы, заполняемые раствором, что оказывает влияние на характер передачи нагрузки на основание по сравнению с теоретическим.

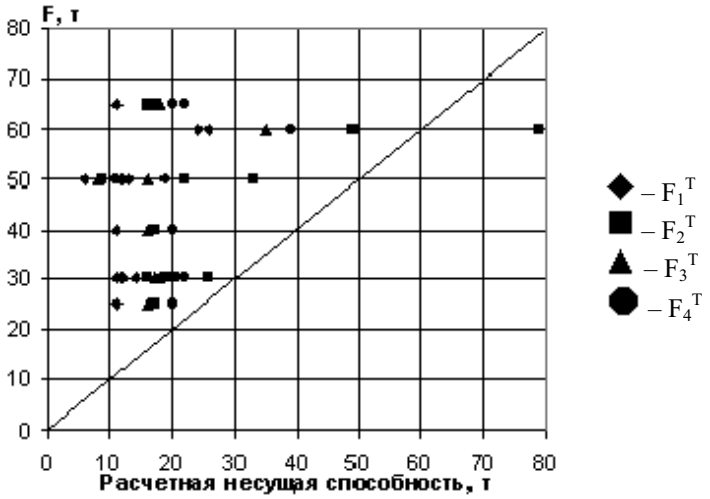


Рис. 6.17. Диаграмма соответствия рассчитанной несущей способности свай и несущей способности, определенной на основании результатов статических испытаний для свай малого диаметра (151 мм) и для свай малой глубины погружения (до 9 м)

На основании проведенного профессором В.Н. Парамоновым анализа построены корреляционные кривые, позволяющие выполнить

предварительную оценку несущей способности свай, ожидаемой при статических испытаниях.

Сравним результаты прогноза несущей способности буронабивных свай на реальных проектируемых объектах с результатами статических испытаний.

На одной из площадок запроектированы буронабивные сваи диаметром 620 мм. Площадка имеет следующее напластование грунтов. С поверхности залегает насыпной слой мощностью 0,9 м, под ним - пески пылеватые и мелкие мощностью 4,4 м, затем следует 11,5-метровая толща слабых озерно-ледниковых отложений, сложенных суглинками текучей консистенции. Моренные отложения залегают с глубины 17 м. В кровле находятся мягкопластичные супеси мощностью 0,8 м, под ними - тугопластичные суглинки, принятые в качестве несущего слоя основания. Исходя из расчетов осадок проектируемого здания и дополнительных осадок примыкающих зданий, минимальная требуемая глубина погружения свай составляла 20,7 м, которая и была принята в предварительном проекте.

Несущая способность сваи, рассчитанная с использованием формул и таблиц СНиП 2.02.03 составляет F_1^T=107 т, что соответствует расчетной нагрузке 107/1,4=76 т. Несущая способность сваи при использовании иных предпосылок, изложенных в настоящей статье: F_2^T=218 т, F_3^T=150 т, F_4^T=174 т. По корреляционным кривым несущая способность, ожидавшаяся при испытаниях, составила 216...240 т. В предварительном проекте свайное поле было спроектировано на несущую способность 216 т, что соответствует расчетной нагрузке на сваю 216/1,2=180 т. При испытаниях свая получила осадку 2 см при нагрузке 240 т. Таким образом, несущая способность сваи точно соответствует верхнему предсказанному пределу, что позволило существенно сократить затраты на работах нулевого цикла.

На второй площадке под здание запроектированы буронабивные сваи диаметром 450 мм. Площадка сложена следующими грунтами. С поверхности залегает насыпной слой мощностью 2,8 м, под ним - 1,4-метровый слой торфа, пески пылеватые мощностью 1,8 м, затем следует 6,3-метровая толща слабых озерно-ледниковых отложений, сложенных текучими супесями с 0,9-метровым прослоем пылеватых песков. Моренные отложения залегают с глубины 12,3 м и представлены тугопластичной супесью, принятой в качестве несущего слоя основания. Исходя из расчетов осадок проектируемого здания и дополнительных осадок примыкающих зданий, минимальная требуемая глубина погружения свай составляла 25,5 м, которая и была принята в предварительном проекте.

Несущая способность сваи, рассчитанная с использованием фор-

мул и таблиц СНиП 2.02.03 составляет F_1^E=104 т, что соответствует расчетной нагрузке 104/1,4=74 т. Несущая способность сваи при использовании иных предпосылок, изложенных в статье: F_2^T=182 т, F_3^T=164 т, F_4^T=196 т. По корреляционным кривым несущая способность, ожидавшаяся при испытаниях, составила 167...195 т. В предварительном проекте свайное поле было спроектировано на несущую способность 150 т, что соответствует расчетной нагрузке на сваю 150/1,2=125 т. На площадке были испытаны 2 сваи. При испытаниях одна свая получила осадку 9,67 мм при нагрузке 194 т, вторая 11,18 мм при той же нагрузке. На этой нагрузке испытания были остановлены. Экстраполяция результатов испытаний до осадки 2 см позволяет предположить, что фактическая несущая способность свай составляет 230...240 т. Таким образом, несущая способность свай оказалась на 35...45 т выше верхнего предсказанного предела.

Выполненный анализ свидетельствует о том, что имеется почти двукратный резерв фактической несущей способности буровых свай по сравнению с рассчитываемой по методике СНиП.

Наиболее достоверный расчетный прогноз несущей способности буровых свай в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга возможен при рассмотрении работы свай как глубоких опор и использовании следующих предпосылок:

– несущая способность по острию определяется по формуле (16) СНиП 2.02.01 как для глубокой опоры с единичными коэффициентами формы фундамента;

– несущая способность по боковой поверхности определяется по расчетному сопротивлению грунта из табл. 2 СНиП 2.02.03 с учетом понижающих коэффициентов по табл. 5 этого же СНиП (как для буровых свай).

Предложенный метод расчета позволяет осуществить почти двукратную экономию количества дорогостоящих свай. Однако, для того, чтобы этот резерв был реализован, необходим четкий контроль качества изготовления свай, включающий геологический мониторинг забоя скважины и контроль сплошности ствола сваи.

6.4. Изменение несущей способности свай во времени

Вопрос об изменении несущей способности свай во времени становится актуальным, когда встает задача реконструкции здания на свайных фундаментах с увеличением нагрузки. Такие исследования выполнялись, в частности, в ЛИСИ А.И. Осокиным и в ПГУПС Н.Ф. Новожиловым. По испытаниям свай под существующими зданиями был сделан вывод о возрастании несущей способности сваи во

времени. Приведенные ниже данные заставляют несколько иначе взглянуть на этот вопрос.

6.4.1. Изменение несущей способности ненагруженных свай во времени

Во второй половине 1990-х гг. в России оставались большие объемы незавершенного строительства. Восстановление экономики страны сделало инвестиционно привлекательным завершение строительства этих объектов. Некоторые объекты были брошены на стадии устройства свайного поля. Поэтому у нас имеется уникальная возможность наблюдать, как изменилась несущая способность свай в течение их многолетнего «отдыха» без нагрузки.

На одном из объектов, расположенном на Московском шоссе у выезда из города, свайное поле было устроено в 1980-х годах. Прежде всего были забиты и испытаны опытные сваи сечением 35×35 см длиной 16 м, прорезающие толщу слабых глинистых отложений и мягкопластичных моренных суглинков и опирающихся на полутвердые грунты.

Несущая способность этих свай варьировала в диапазоне 35…50 т. После массовой забивки свай контрольные испытания показали снижение несущей способности до 25…35 т. После полугодового отдыха несущая способность свай вернулась к исходному значению (35…45 т), а через 18 лет «отдыха» без нагрузки по вновь испытанной опытной свае №1 осталась той же (порядка 40 т), а по другой свае возросла до 60 т (рис. 6.18, 6.19).

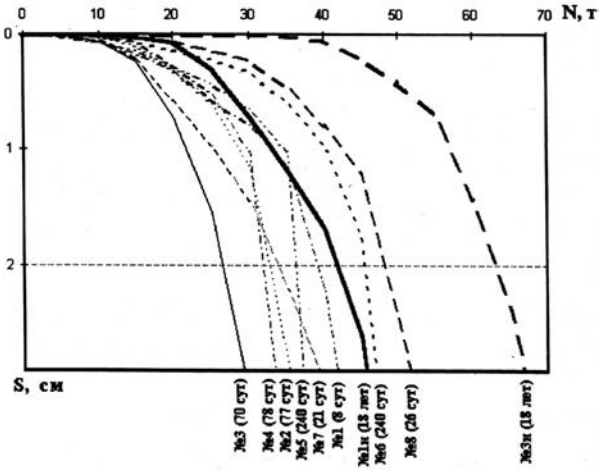


Рис. 6.18. Результаты статических испытаний свай: №1 (8 сут) – номер сваи, испытанной в 1979 г. (в скобках – время «отдыха» сваи); №1н – сваи, испытанные в 1997 г.

На фоне естественного разброса результатов испытаний, свидетельствующих о неоднородности инженерно-геологических условий площадки, можно сделать единственный достоверный вывод об изменении несущей способности ненагруженных свай во времени: «отдых» сваи позволяет восстановить несущую способность, сниженную массовой забивкой свай; при этом по превышении полугода выдержки дальнейшее время «отдыха» несущественно влияет на повышение несущей способности свай.

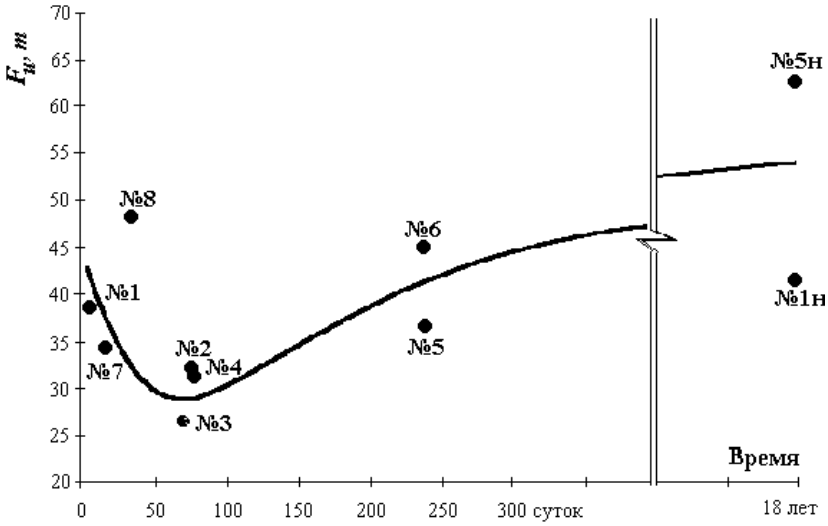


Рис. 6.19. Зависимость предельного сопротивления F_u от времени «отдыха» сваи

На другом объекте на площадке строительства нового здания Российской Национальной библиотеки на Московском пр. в Санкт-Петербурге в 1986 г. под первую очередь строительства было устроено свайное поле. Частично сваи были погружены и под вторую очередь. Дополнительное свайное поле под вторую очередь устраивалось в 1997 г., тогда же были проведены испытания двух свай дополнительного свайного поля. Отметим, что при погружении свай отмечался выпор ранее погруженных свай. В 2003 г. было решено на существующем свайном поле возвести здание второй очереди строительства. Перед проектированием выполнялось испытание свай, погруженных в 1986 и 1997 гг. Таким образом, на настоящей площадке имеется возможность оценить изменение несущей способности свай через 6 и 17 лет после погружения.

Поскольку в ряде дальнейших рассмотренных случаев срыва сваи по грунту не достигалось, для унификации несущую способность свай

будем оценивать по нагрузке, при которой осадка сваи составляет 2 см.

Результаты испытаний показали, что сваи, погруженные в 1997 г. (рис. 6.20), получили выпор от соседних свай. Поэтому при первичном нагружении первая свая получила осадку 2 см при нагрузке 40 т, вторая – при нагрузке 22 т. В связи с этим было предпринято повторное испытание свай, в результате которого осадка 2 см была достигнута при нагрузке 120 т.

На графиках испытаний свай, выполненных спустя 6 и 17 лет после погружения (рис. 6.21), получившие выпор сваи хорошо идентифицируются: их предельное сопротивление варьирует в интервале 30…50 т. Сваи, не претерпевшие выпора, обладают предельным сопротивлением 100…120 т (рис. 6.22).

Таким образом, на протяжении 17 лет практически не изменялась несущая способность свай как по острию, так и по боковой поверхности (о последней можно судить по испытаниям свай, получивших выпор).

Следовательно, испытания на двух площадках с многолетней выдержкой свай без нагрузки однозначно свидетельствуют об отсутствии эффекта повышения несущей способности свай во времени.

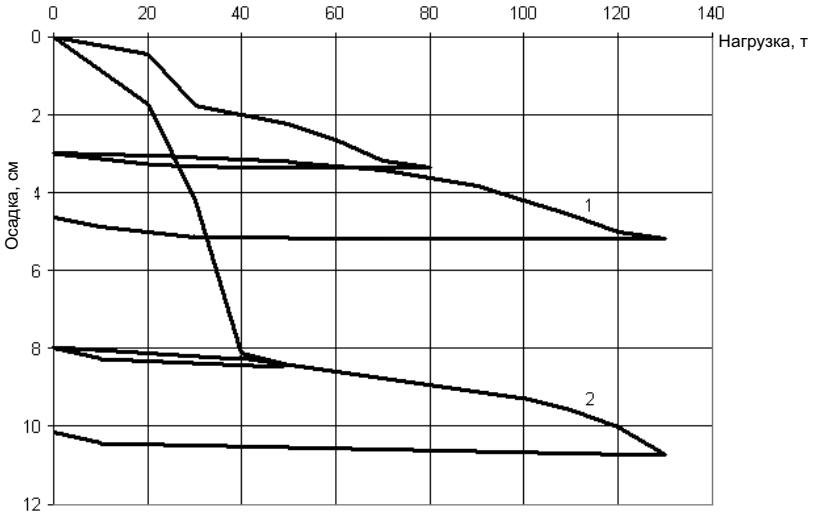
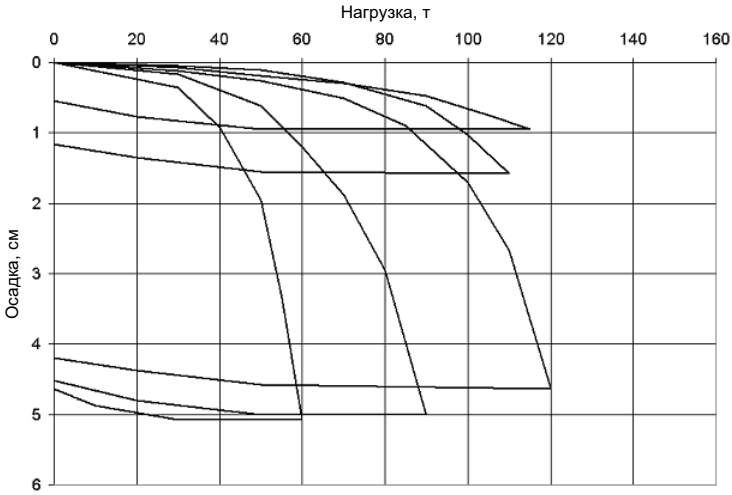


Рис. 6.20. Испытания свай после погружения

а



б

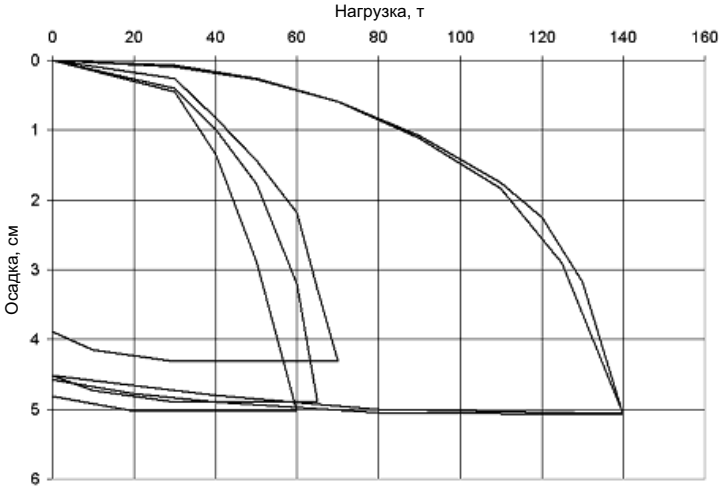


Рис. 6.21. Результаты испытания свай:
а – через 6 лет после погружения; *б* – через 17 лет после погружения

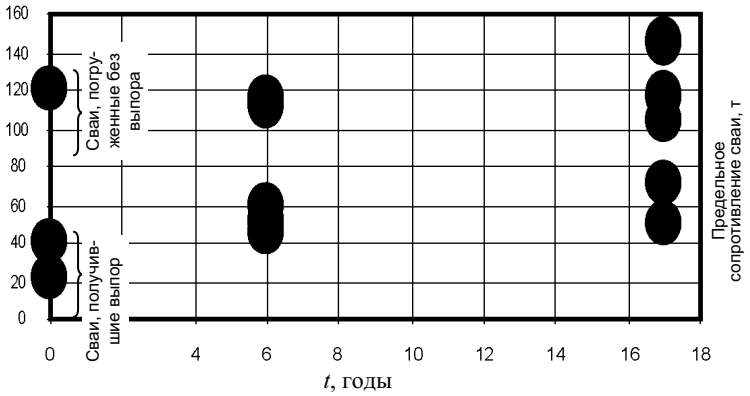


Рис. 6.22. Предельное сопротивление свай, определенное через разные промежутки времени после «отдыха»

6.4.2. Изменение несущей способности нагруженных свай

Рассмотрим несколько примеров испытаний свай, нагруженных конструкциями возведенных зданий.

Реконструируемый дом по Левашовскому пр. представлял собой 4-этажное каркасное промышленное здание с шагом колонн 6х6 м. Здание было построено в 1970-х гг. Проектные материалы отсутствовали. Здание было возведено на забивных сваях сечением 35×35 см. По результатам исследований ITS-методом, длина свай варьирует от 8,5 до 11,5 м. Исходя из количества свай в свайных кустах, ориентировочная несущая способность свай при проектировании свайного поля под 4-этажное здание должна была составлять порядка 50 т. Для оценки несущей способности в 2003 г. были вырублены из ростверка и испытаны две сваи. При испытаниях в 2003 г. нагрузка на сваи была доведена до 75 т, при этом осадка свай составила не более 0,6 мм (рис. 6.23). Фактическая же несущая способность свай не была установлена.

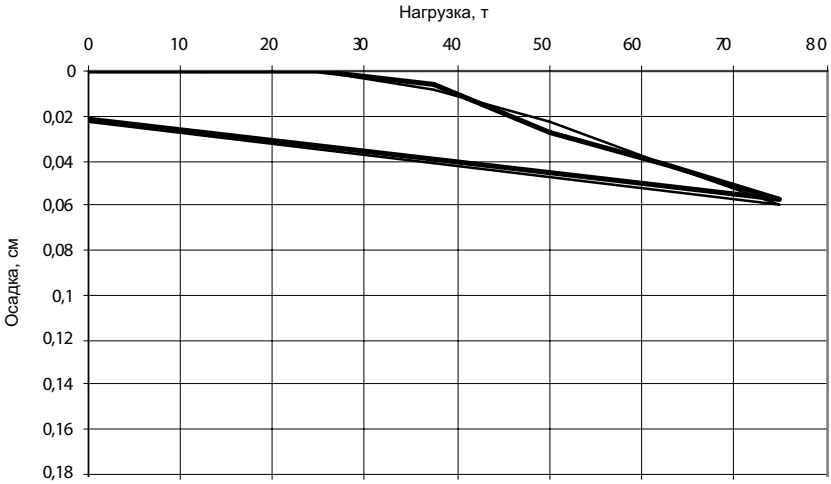


Рис. 6.23. Результаты испытания двух свай в конструкции через 30 лет

На следующем объекте (пл. Конституции) строительство было прекращено в 1993 г. Сваи сечением 40×40 см, длиной 15 м были погружены в 1987 г. Здание – каркасное, 7-этажное. Имеется информация об испытаниях двух свай сечением 40×40 см длиной 16 м на этой площадке в 1969 г. (рис. 6.24).

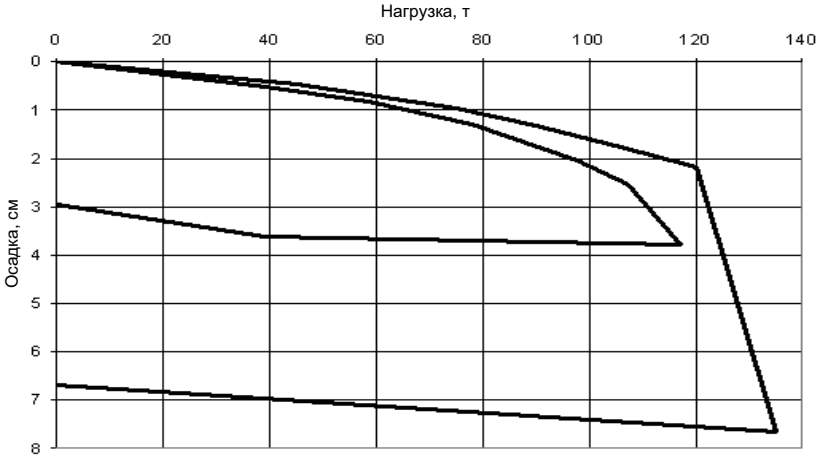


Рис. 6.24. Результаты испытания двух свай в 1969 г.

Перед устройством свайного поля в 1986 г. были проведены испытания свай длиной 18 м, сечением 35×35 см (рис. 6.25).

При испытании сваи, просуществовавшей в конструкции с 1986 по 2003 г. (17 лет), нагрузка доводилась до 150 т, при этом осадка сваи

составила не более 0,5 мм (рис. 8). Фактическая же несущая способность свай не была установлена.

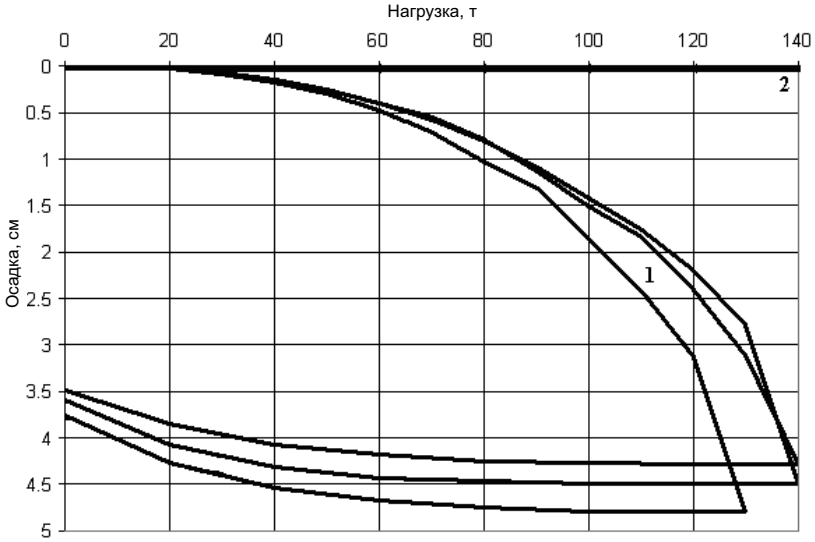


Рис. 6.25. Результаты испытания свай в 1986 г. (*1*)
и сваи в конструкции в 2003 г. (*2* – линия совпадает с осью абсцисс)

Казалось бы, из этих двух изложенных выше примеров следует однозначный вывод об увеличении несущей способности свай во времени. Но прежде рассмотрим еще один случай, примечательный тем, что испытываемая свая работала в конструкции не более полутора лет. В мае 2002 г. под здание торгового центра на Сенной пл. было устроено свайное поле из свай сечением 35×35 см, длиной 22 м, возведен каркас здания. После устройства свайного поля были выполнены статические испытания свай, по результатам которых несущая способность составила порядка 120 т (рис. 6.26).

Затем было принято решение об изменении конструктивной схемы здания с увеличением этажности. Для оценки достаточности несущей способности свай в ноябре 2003 г., т. е. через полтора года после погружения, были проведены статические испытания свай в конструкции. Сваи были нагружены до максимальной нагрузки 205 т, при этом осадка свай составила не более 1,3 см (см. рис. 6.26). Фактическая же несущая способность свай не была установлена. Таким образом, и в случае относительно кратковременного «отдыха» свай, находящихся в конструкции, наблюдается весьма значительное увеличение их несущей способности.

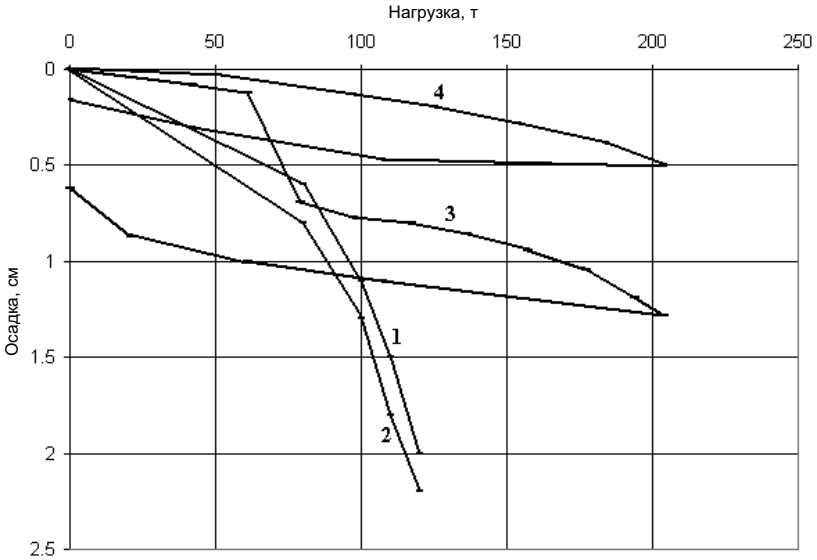


Рис. 6.26. Результаты испытания свай после погружения (*1, 2*) и после работы в основании конструкций через 1,5 года (*3, 4*)

6.4.3. Выводы

Итак, перед нами два случая испытаний ненагруженных свай после длительного (по 11 и 18 лет) «отдыха», из которых едва ли можно сделать вывод о том, что несущая способность свай повышается со временем. И три случая испытаний нагруженных свай, из которых явно следует вывод о значительном росте несущей способности по сравнению с пробными испытаниями одиночных свай. При этом эффект повышения несущей способности нагруженных свай проявляется вне зависимости от времени их существования в грунте.

Следовательно, рассматриваемый эффект повышения несущей способности связан не со временем «отдыха» сваи, а с условиями ее работы в массиве грунта – т.е. в незагруженном и нагруженном основании. Это можно объяснить следующим:

1. Известно, что повторное нагружение свай вызывает меньшее приращение осадок, чем первичное нагружение (см., например, рис. 6.20). В процессе погружения свай в свайном поле часто наблюдается выпор ранее погруженных свай, в связи с чем под острием сваи грунт имеет более низкие механические характеристики, чем природный. Первичное нагружение сваи приводит к уплотнению или выдавливанию этого прослойка и погружению острия сваи до природного слоя грунта. Если свая не получила выпора, первичное нагружение

вызовет уплотнение слоя грунта под острием. В связи с этим повторное нагружение производится в грунте с более высокими механическими характеристиками. Испытания же свай в конструкциях и представляют собой повторное нагружение, причем в течение более длительного времени первичного нагружения, когда реализуются осадка сваи и уплотнение грунта большие, чем при относительно кратковременных статических испытаниях.

2. При нагружении основания весом здания в нем создается напряженное состояние, вызывающее увеличение горизонтальных напряжений на боковую поверхность свай по сравнению с природными горизонтальными напряжениями и приводящее к увеличению сил трения по боковой поверхности.

Именно в различии работы сваи в составе свайного поля, нагруженного весом здания, и одиночной сваи, подверженной воздействию только кратковременной нагрузки, и состоит наблюдаемый нами эффект повышения несущей способности.

Отсюда следуют два важных вывода. Во-первых, при реконструкции здания на свайных фундаментах не приходится надеяться на повышение несущей способности сваи во времени. Во-вторых (что еще предстоит осознать, прежде чем внедрять в практику проектирования), статические испытания одиночных свай не коррелируют с реальной работой сваи в составе нагруженного свайного поля ни по времени воздействия нагрузки, ни по условиям работы массива грунта. Статическое испытание сваи занимает во времени часы или, самое большее, двое-трое суток. Здание же существует десятки и сотни лет. Поэтому отсутствие корреляции между осадками сваи при испытаниях и осадками здания на свайном фундаменте достаточно очевидно.

7

УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

7.1. Технологии усиления

В процессе длительной эксплуатации зданий и сооружений происходят деформации конструкций. При строительстве зданий на слабых грунтах основными причинами деформаций являются неравномерные осадки, вызывающие разрушения самих фундаментов, стен, колонн, перекрытий.

Выбор технологии усиления оснований и фундаментов зависит от категории состояния здания, а также категории риска предполагаемых работ по консервации, реставрации либо реконструкции. Реконструкция может быть связана с увеличением нагрузок на существующие фундаменты за счет надстроек, замены деревянных перекрытий железобетонными, изменения технологии и пр. Основополагающими при выборе технологии усиления являются факторы, связанные с конструктивными особенностями здания, состоянием грунта в основании и оснащенностью организаций, осуществляющих работы. Разработанным на сегодня оборудованием можно выполнять работы по усилению оснований и фундаментов технологично, быстро, надежно, с минимальным использованием ручных операций.

Современные методы расчета дают возможность смоделировать на основе геотехнической информации конкурентоспособные варианты технологии усиления оснований и фундаментов. Без должного расчетного обоснования нельзя отказываться и от традиционных технологий. В комплексе с новыми, современными, они часто дают положительный эффект.

При сложных случаях реконструкции, как правило, используют несколько технологических приемов. Так, например, частичная традиционная перекладка фундаментов может выполняться в комплексе с инъекционными технологиями.

Во всех случаях предложенная технология должна обеспечить надежную длительную эксплуатацию здания. Должны быть учтены вопросы экономики, экологии, безопасности ведения работ. Экологический аспект в большей степени касается многочисленных химических способов искусственного улучшения свойств грунтов. Последствия

вторжения в природную гидрогеологическую среду непредсказуемы. Так, например, усиление фундаментов Малого театра в Москве, выполненное ведущей европейской фирмой с использованием высоконапорных инъекций, решило проблему локальной стабилизации фундаментов здания. Однако массивы укрепленного грунта стали играть роль плотин, нарушающих сложившийся гидрогеологический режим. Последствия таких воздействий трудно прогнозировать. Это может способствовать развитию карста, выносу тонкодисперсных частиц из-под фундаментов соседних зданий и т. д.

Рассмотрим и проанализируем традиционные и новые технологии усиления оснований и фундаментов, предварительно оценив причины, обусловливающие необходимость такого усиления. Согласно обобщенной классификации профессора Б.И. Далматова (1988) это прежде всего:

- увеличение нагрузки на фундаменты;
- разрушение кладки фундамента или снижение его гидроизолирующих свойств;
- ухудшение условий устойчивости фундаментов либо грунтов в их основании;
- увеличение деформативности грунтов;
- непрерывное развитие недопустимых перемещений конструкций.

Анализируя данные сплошного обследования свыше 10 тысяч жилых зданий, выполненного ЛенжилНИИпроектом; материалы по экспертизе жилых аварийных зданий, накопленные "аварийной" комиссией Ленгорисполкома, в которой автор этой главы работал более 10 лет; результаты обследований, проведенных другими институтами, лабораториями, можно конкретизировать причины деформаций зданий Петербурга:

- неравномерное уплотнение слабых, заторфованных либо насыпных грунтов вследствие изменения гидрогеологического режима территории либо неравномерной загрузки этих грунтов;
- нарушение структуры грунтов при откачке вод из подвалов, утечке их в коллекторы с выносом тонкодисперсных частиц (механическая суффозия), а также при динамических воздействиях транспорта, промышленной сейсмики;
- повсеместное понижение горизонта подземных вод в центральной части города в связи со строительством инженерных сетей глубокого заложения, метро, что ведет к гниению деревянных лежней и свай;
- локальное обводнение основания техногенными водами, изменяющими химический состав и температуру грунтовых вод и при-

водящими к гниению деревянных лежней и свай и оглеению грунта;

- строительство рядом со старыми зданиями новых, соразмерных с существующими;
- устройство заглубленных сооружений (гаражей, переходов);
- аварии на инженерных сетях, в подвалах здания с выносом грунта в канализационную сеть (глубокие коллекторы);
- промерзание и оттаивание грунтов в основании и пр.

Надо отметить, что в последние годы активизировался процесс гниения лежней и свай в Стокгольме, Хельсинки и Петербурге в связи с активным освоением подземного пространства. Строительство новых станций метро в самом центре города без предварительного укрепления фундаментов старых зданий привело к целой серии аварийных ситуаций.

В сложных инженерно-геологических условиях этих городов при большом количестве уникальных памятников необходим соответствующий арсенал технологических способов по усилению оснований и фундаментов.

7.1.1. Традиционные способы усиления фундаментов

Ошибки при возведении фундаментов старых зданий, погрешности в оценке свойств грунтов приводили к необходимости усиления как самих фундаментов, так и грунтов в их основании. Первые рекомендации по усилению фундаментов и восстановлению гидроизоляции, включая горизонтальную противокапиллярную, содержатся в Урочных положениях Рошефора (1889, 1928). Причем технологии усиления были традиционны и просты по решению, как и сами фундаменты. До середины XX в. изменялись лишь отдельные приемы, использовались новые строительные материалы (металл, бетон, железобетон).

Все традиционные технологии усиления основания и фундаментов сводились, в основном, к увеличению площади опирания существующих фундаментов и, соответственно, уменьшению интенсивности давления на грунты основания. Параллельно разрабатывались технологические приемы, связанные с искусственным улучшением свойств грунтов в основании путем введения различных химических реагентов.

Характерные приемы усиления, предложенные в 50-х гг. текущего столетия (рис. 7.1), вошли в нормали ЛенжилНИИпроекта 1991 г. Увеличение площади подошвы фундаментов достигалось преимущественно за счет создания железобетонных обойм либо банкетов (одно- и двухсторонних). В старое время для уширения фундаментов применя-

ли прикладки, которые выполняли вперевязку с существующей кладкой (см. рис. 7.1,*а*). Опирание прикладок осуществлялось на различном уровне. Так, откопка старых фундаментов в Выборге, Новгороде, Пскове показала, что прикладки оставались в насыпном грунте и фактически не оказывали влияния на условия дальнейшей эксплуатации зданий. Они включались в работу лишь при больших деформациях после соответствующего уплотнения грунтов в основании уширенной части.

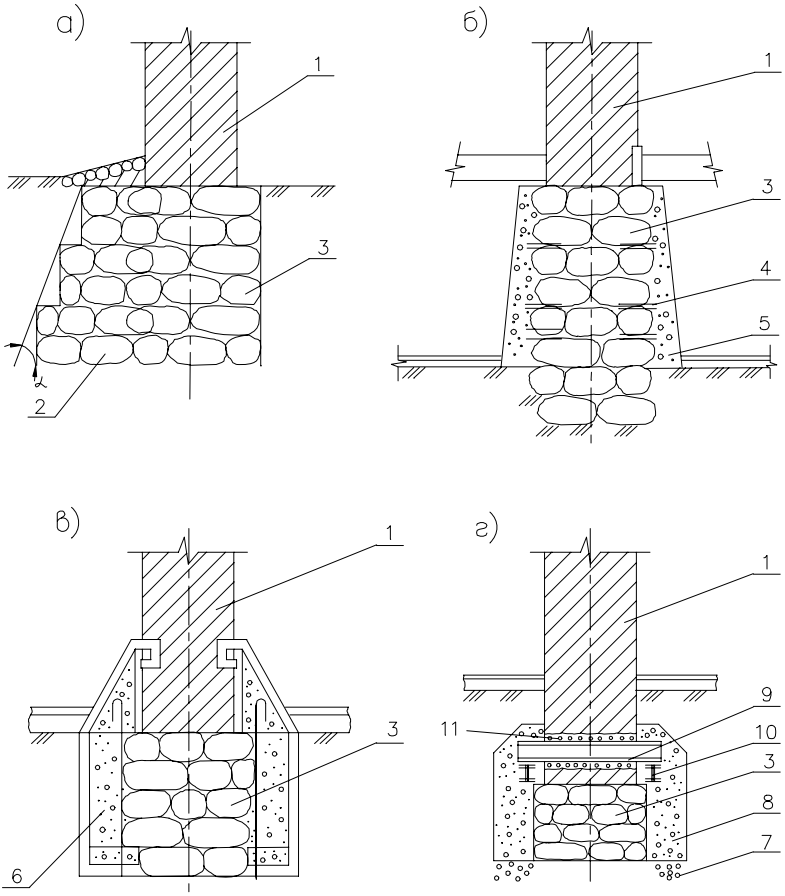


Рис. 7.1. Традиционные технологии усиления фундаментов: *а* – прикладкой вперевязку; *б*, *г* – бетонными обоймами; *в* - железобетонными обоймами; *1* – стена; *2* – новая кладка вперевязку со старой; *3* – старая кладка; *4* – металлические штыри; *5* – бетонная обойма; *6* – железобетонная обойма; *7* – щебеночная подготовка; *8* – бетонные банкеты; *9* – рабочая балка; *10* – распределительная балка; *11* – зачеканка литым бетоном

Рассмотрим традиционные варианты усиления фундаментов, связанные с увеличением площади подошвы, с позиций геотехники и технологичности применительно к слабым водонасыщенным грунтам.

Уширения подошвы фундамента без предварительной опрессовки малоэффективны. Как указывалось выше, они вступают в работу лишь при увеличении нагрузки, когда появляются дополнительные осадки. Это наглядно видно на рис. 7.2. К сожалению, дополнительные осадки могут оказаться предельными для старого здания, требующего усиления.

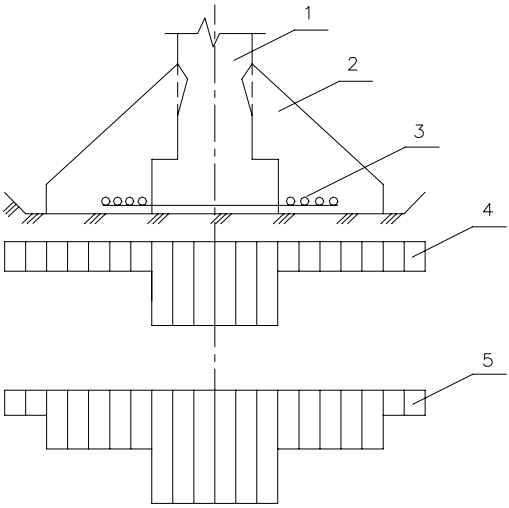


Рис. 7.2. Схема уширения подошвы фундамента (с эпюрами давления в плоскости подошвы) по Б.И.Далматову: *1* – существующий фундамент; *2* – конструкция уширения; *3* – арматура; *4* – эпюра давления до уширения; 5 – эпюра давления после уширения и догрузки фундамента

Усиление оснований и фундаментов, как правило, производится в том случае, когда грунты перегружены, т.е. под краями фундаментов имеются развитые зоны пластических деформаций. При вскрытии таких фундаментов (даже локальных) до уровня подошвы может произойти выпор грунта в траншею или шурф (рис. 7.3).

Основные приемы усилений оснований и фундаментов сводятся к следующему. Усиливаемый фундамент разбивают на отдельные захватки (участки) длиной 1,5–2,0 м. На этих участках отрывают вручную траншеи шириной 1,2–2,0 м до подошвы. После этого в фундамент забивают металлические штыри (либо погружают в заранее пробитые отверстия через 50 см в шахматном порядке). Устанавливают опалубку и бетонируют уширение. После разработки траншеи бетонируют примыкающие к граням фундамента банкеты без омоноличива-

ния их с кладкой существующих фундаментов. Затем в пробитые проемы устанавливают стальные балки, которые являются упорами для гидравлических домкратов. Эти домкраты обжимают грунты в основании устраиваемых уширений. После опрессовки домкраты извлекают и бетонируют банкет (см. рис. 7.1,*г*).

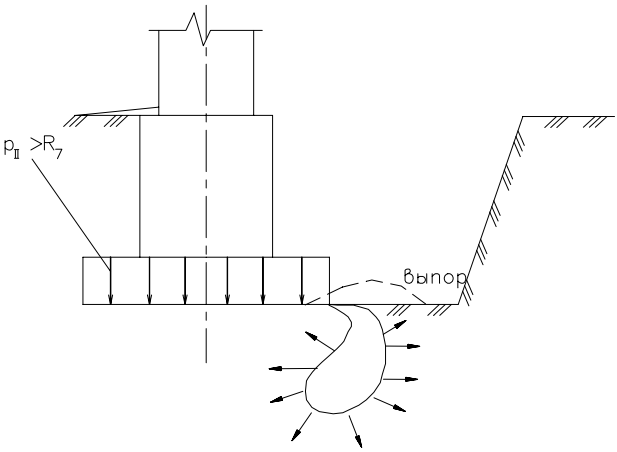


Рис. 7.3. Возможный выпор грунта при откопке траншеи до подошвы существующего фундамента (при усилении с использованием традиционных технологий)

Инженером Н. И. Стробахиным предложен оригинальный метод опрессовки грунта основания под уширением. Он заключается в установке с двух сторон старого фундамента дополнительных железобетонных сборных блоков уширения. Нижнюю часть этих блоков стягивают анкерами из арматурной стали (рис. 7.4); верхнюю – раздвигают клиньями либо домкратами. Это дает возможность обжать неуплотненный грунт и включить его в работу под уширением. Оценивая достоинства самой идеи, отметим, что реализация предлагаемого приема связана с определенными сложностями, особенно в слабых грунтах. Вскрытие такого грунта до подошвы фундамента опасно по причинам, указанным выше (см. рис. 7.3). Зона уплотнения может оказаться незначительной по сравнению с зонами расструктуривания грунта.

Как показали наблюдения, значительная часть нагрузки будет передаваться через подошву старого фундамента. Это можно считать допустимым, так как уширения улучшают в целом условия передачи нагрузки, исключая выпор из-под подошвы. Однако выпор может произойти в процессе производства работ. Само появление возможного выпора должно прогнозироваться расчетом.

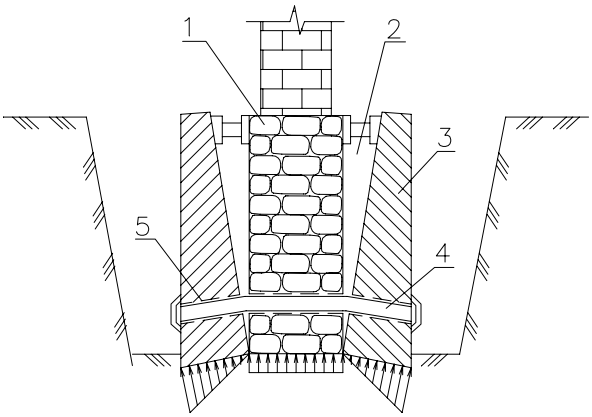


Рис. 7.4. Усиление фундаментов дополнительными блоками, обжимающими грунты оснований при их повороте (по Н. И. Стробахину):
1 – существующий фундамент; *2* – щель, раскрываемая при повороте блоков; *3* – железобетонный блок; *4* – анкерное крепление; *5* – отверстия для анкеров

Таким образом, даже при простейшем традиционном методе усиления проблемы технологии и геотехники тесно переплетаются.

Все рассмотренные технологические приемы усиления сложны и дорогостоящи, а главное, выполняются преимущественно вручную. Кроме того, в местах, где горизонт подземных вод достаточно высок, стоимость работ резко возрастает в связи с необходимостью откачки воды из траншей. Откачка должна вестись с таким условием, чтобы исключить нарушение естественного сложения грунтов в основании фундаментов реконструируемого здания. В противном случае работы по усилению только усугубят состояние здания в целом.

Весьма опасна для ветхих фундаментов заделка металлических штырей в тело фундамента. Автор этой главы был свидетелем, как при усилении фундаментов больничного корпуса на Земледельческой ул. в Петербурге в процессе заделки штырей (1984) был разрушен вскрытый на большом участке фундамент, что привело к разборке 2-этажного капитального здания (вместо планируемой надстройки).

По целому ряду причин полностью неприемлем в условиях слабых грунтов рекомендуемый в литературе способ подведения новых фундаментов с увеличением глубины заложения подошвы. Такие способы нетехнологичны и могут быть реализованы лишь в достаточно прочных грунтах при низком горизонте подземных вод, где, как правило, не требуется усиление фундаментов.

В мировой практике существует богатый арсенал различных химических реагентов, способных закрепить грунт основания на достаточно длительный период. К достоинствам химических способов отно-

сятся: высокая степень механизации всех операций; возможность упрочнения грунтов до заданных проектом параметров в их естественном залегании; сравнительно малая трудоемкость, резкое сокращение ручного неквалифицированного труда по откопке траншей, а также сравнительно невысокая стоимость исходных материалов (возможность использования отходов производства). Нами в начале 60-х гг. для улучшения свойств грунтов основания широко использовался кубовый остаток – отход производства кремнийорганических соединений (этилсиликат натрия). Были укреплены грунты в основании фундаментов здания тяговой подстанции трамвая в г. Усолье-Сибирское Иркутской области. Деформации этого относительно легкого здания произошли из-за неравномерных поднятий силами морозного пучения и соответствующих просадок при оттаивании расструктуренного грунта. Фундаменты имели заглубление 1,2 м от планировочной отметки при промерзании грунтов в этом регионе до 2,7–3,0 м. С использованием этилсиликата натрия были стабилизированы аварийные осадки двух складских неотапливаемых построек и одного жилого здания на морозоопасных и просадочных грунтах.

Химическое закрепление грунтов позволяет успешно решать многие задачи реконструкции при достаточно сложных инженерно-геологических условиях. Приведем характерный пример из практики в Петербурге. В 1959–60 гг. для предотвращения аварийных осадок стен сценической части здания Мариинского театра было выполнено химическое закрепление грунтов в основании ленточных фундаментов. Закреплению подлежал песок пылеватый с коэффициентом фильтрации 0,5–1,5 м/сут и пористостью n = 0,44. Толща песков составляла 3–4,5 м ниже подошвы фундамента. Закрепление производили по традиционной схеме с использованием карбамидной смолы плотностью 1,076–1,08 г/см^3 и 3%-го раствора соляной кислоты.

Вначале нагнетали раствор соляной кислоты (400 л), затем – 50 л воды и после этого – раствор смолы (400 л). Нагнетание осуществлялось плунжерными насосами ПСБ-4 и НР-3 при давлении 0,3 МПа. Объем одной заходки, приходящейся на 1 инъектор, составил 0,6–0,7 м^3.

В последние годы появились работы о возможности создания нетоксичных либо слаботоксичных составов для закрепления грунта с использованием карбамидных смол. Указывается, что при соблюдении предлагаемых технологически сложных приемов можно снизить канцерогенность этих смол. В связи с усиленным вниманием к охране окружающей среды необходимо более строго подходить ко всем рекомендуемым «универсальным» химическим реагентам. Так, несомненно вредное воздействие оказывают на окружающий незакреплен-

ный грунт и подземные грунтовые воды широко рекомендуемые кислоты и щелочи высокой концентрации. Специальными исследованиями профессора В.Е. Соколовича в НИИОСПе была выявлена токсичность и экологическая несостоятельность целого ряда реагентов, рекламируемых для закрепления грунтов в условиях реконструкции, в частности, акриловых, фенольно-формальдегидных, фурановых, хромлигниновых и карбамидных смол с несвязным формальдегидом.

В рекомендациях по укреплению водонасыщенных слабых грунтов защелачиванием (Уфа, НИИпромстрой) предлагается нагнетать под давлением в слабые пылевато-глинистые грунты концентрированные растворы каустика. Предполагается, что под воздействием высококонцентрированного каустика произойдет частичное поверхностное растворение глинистых минералов с образованием щелочных алюмосиликатных гелей, способных надежно закреплять слабые грунты. Расчет указывает на чрезмерное количество опасного реагента на 1 $м^3$ закрепляемого глинистого грунта (от 100 до 160 кг). Под небольшое общежитие в Нижнем Новгороде необходимо закачать 300 т каустической соды. Учитывая высокий уровень грунтовых вод, помимо всего прочего, можно ожидать подщелачивания вод. Сам автор Ф. Е. Волков отмечает, что "защелачивание глинистых грунтов сопровождается их активным химическим пучением, приводящим к сильным деформациям сооружений, возведенных на таких грунтах".

Представляется обоснованным отказ многих специалистов от использования большей части химических реагентов, за исключением традиционно применяемых силикатов (одно- и двухрастворная силикатизация).

Однорастворная силикатизация, предложенная НИИОСП в довоенные годы, заключается в том, что в грунт нагнетается предварительно подготовленная композиция из гелеобразующей основы (жидкого стекла) и отвердителя. При невысокой вязкости смеси она может нагнетаться даже в слабофильтрующие песчаные грунты (с коэффициентом фильтрации 1–5 м/сут).

Технология, разработанная профессором В.Е. Соколовичем в начале 70-х гг. в развитие изложенной выше, была названа газовой силикатизацией. Сущность способа состоит в том, что в закрепляемый грунт первоначально (под давлением до 0,2 МПа) вводят углекислый газ с целью активации поверхности минеральных частиц, а затем – раствор жидкого стекла с плотностью 1,19–1,30 г/$см^3$ (в зависимости от водопроницаемости грунта). Газовая силикатизация, к сожалению, мало расширяет пределы применимости способа, ее применение ограничивается песчаными разностями с коэффициентом фильтрации до 0,5 м/сут.

Б. А. Ржаницыным была предложена электросиликатизация

(рис. 7.5), при которой одновременно с нагнетанием в слабофильтрующие грунты однорастворной гелеобразующей смеси на основе силиката натрия на инъекторы подается напряжение от источника постоянного тока. Расход электроэнергии составляет обычно до 30 кВт на 1 м^3 закрепляемого грунта. Расход растворов такой же, как при обычной силикатизации. По данным Г. Н. Жинкина и В. Ф. Калганова (1967), количество гелеобразующей смеси, введенной в супесь ($k_ф$ = 0,01 м/сут) в течение 28 ч по способу электросиликатизации, в 2,5 раза больше, чем при обычной однородной силикатизации.

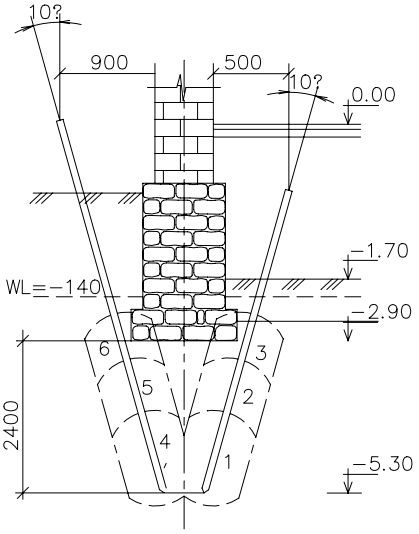


Рис. 7.5. Электрохимическое закрепление слабых грунтов в основании фундаментов: *1–6* – номера захваток

Вполне безопасным с точки зрения воздействия на окружающую среду, согласно профессору В. Е. Соколовичу, является закрепление грунтов с использованием портландцемента. Как известно, затвердевший портландцемент состоит в основном из гидросиликата кальция, практически нерастворимого в воде. В силу этого представляются перспективными инъекционные и буросмесительные способы. Технология их применения основана на смешивании слабых грунтов с водоцементной суспензией. Автор данной главы исследовал это направление в комплексе со струйной технологией.

7.1.2. Современные технологии усиления оснований и фундаментов

В мировой и отечественной практике в последние 40 лет широко применяются технологии, основанные, в том числе, на традиционных

способах усиления оснований и фундаментов. Разрабатываются и принципиально новые технологии, в основу которых положена высокая степень механизации работ. При этом до минимума сводятся ручные операции.

В каждом конкретном случае могут быть подобраны технологические приемы в зависимости от определяющих факторов, в том числе от цели реконструкционных работ (спасение аварийно-деформированного здания, увеличение нагрузки на фундамент, возведение нового здания рядом со старым, прокладка глубоких инженерных сетей и строительство метро в условиях городской застройки). Здесь важными факторами являются: конструктивные особенности здания, состояние грунтов в основании, гидрогеологические характеристики площадки.

Проанализированные выше традиционные технологии, связанные с уширением подошвы фундаментов, могут быть трансформированы следующим образом. На уровне подвала устанавливают железобетонную плиту *2* (рис. 7.6), закрепленную в теле фундамента. Чтобы плита надежно включалась в работу, под нее можно инъецировать цементный раствор для опрессовки верхних слоев грунта. Такой способ усиления был успешно реализован авторами на жилом доме по Большеохтинскому пр., 31, слабые грунты в основании которого не обеспечивали восприятия нагрузок от существующих фундаментов. Подведение плиты позволило предотвратить развитие неравномерных осадок и сохранить здание.

Если несущей способности такой плиты недостаточно, в ней можно оставить отверстия и в них вдавить стыкованные многосекционные сваи *8* (см. рис. 7.6,*б*). Описанная идея была реализована нами в 1980 г. при усилении фундаментов печатного цеха в связи с установкой офсетной машины «Планета» на Петербургской фабрике «Детская книга». Плита возводилась внутри здания дореволюционной постройки с минимальной глубиной заложения. Это исключало большой объем земляных работ в стесненных условиях действующего производства.

Наблюдения показали, что, несмотря на увеличение нагрузки и изменение вибрационного режима при работе новой машины, дополнительные осадки не проявлялись. Подобные усиления с вдавливанием свай через возведенную плиту широко используются, в том числе при новом строительстве, в практике фирмы «Mirotex» (Италия). Новые приемы повышения несущей способности таких свай позволили передавать на плиту ростверка значительные нагрузки. Такие сваи могут успешно использоваться при усилении существующих массивных зданий на плите. Эти технологии были представлены на выставке, организованной в 2009 г. на крупнейшей геотехнической конференции в Александрии (Египет).

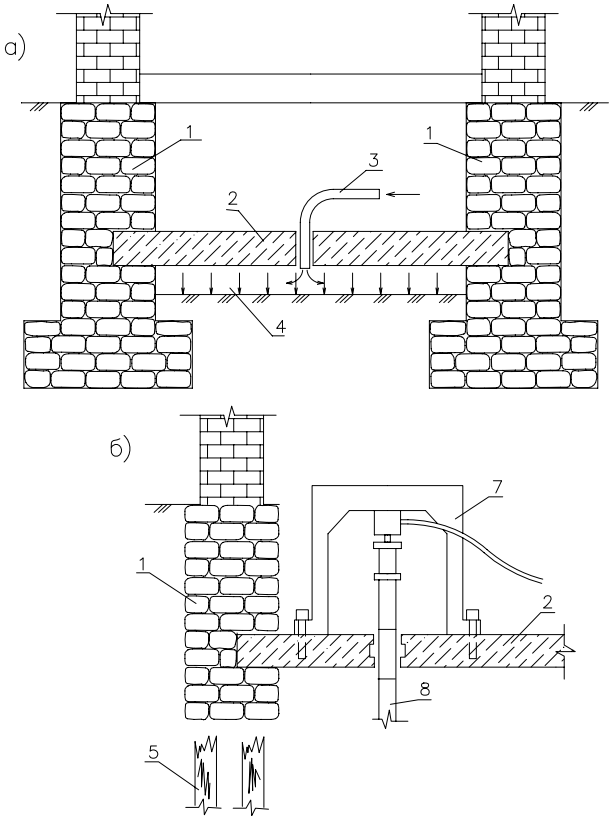


Рис. 7.6. Увеличение опорной площади с помощью монолитной железобетонной плиты: *а* – с опрессовкой грунта; *б* – с подведением многосекционных свай вдавливания; *1* – существующий фундамент; *2* – железобетонная плита; *3* – труба для инъекции расширяющегося цементного раствора; *4* – цементный раствор между плитой и грунтом; *5* – сгнившие деревянные сваи; *6* – домкрат; *7* – опорное коромысло; *8* – вдавливаемые сваи

В ряде случаев опорную площадь фундаментов можно увеличить за счет сборных плит, устраиваемых в подвалах здания (рис. 7.7,*а*). При этом нагрузки на плиты передаются через нажимные рамные конструкции, упирающиеся в монолитное перекрытие. Недостатком технологии является многодельность работ в стесненных условиях подвалов. К тому же, как правило, кладка над обрезом фундамента бывает расструктуренной из-за постоянного увлажнения, связанного с поднятием культурного слоя. Такие мероприятия должны проводиться в комплексе с усилением опорной части кладки стены. Достоинством технологии является отсутствие необходимости вскрытия грунтов в основании фундаментов.

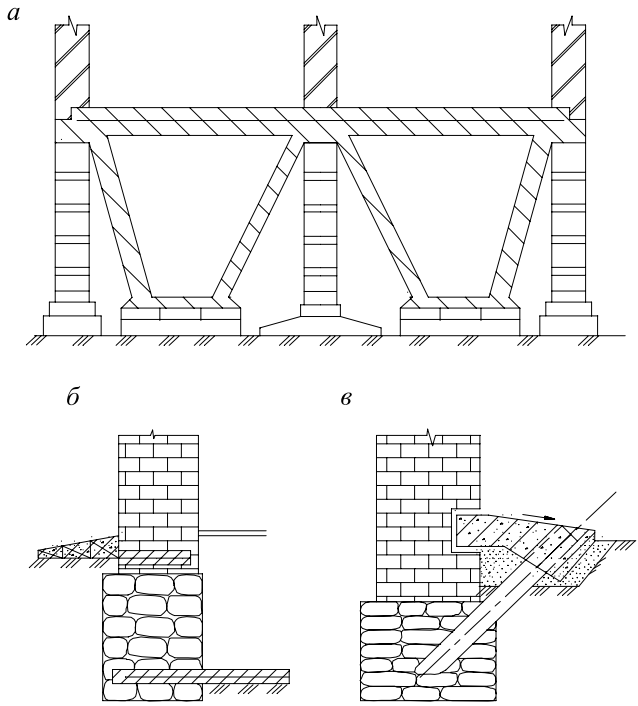


Рис. 7.7. Усовершенствованные методы усиления фундаментов на основе традиционных: *а* – устройство сборных либо монолитных рам в подвале; *б*, *в* – выносные консоли и плиты

Предлагаемые рядом авторов выносные консоли и железобетонные плиты (рис. 7.7, *б* и *в*) интересны по постановке задачи, но также имеют недостатки:

- ребристые плиты с анкерами в уровне отмостки подвержены воздействию нормальных сил морозного пучения, которые в условиях сурового климата могут достигать значительных величин;
- при поднятии консолей разрушается кладка, а легкие здания могут получить неравномерные поднятия зимой и просадки летом;
- в результате миграции влаги в процессе промерзания грунт значительно увеличивается в объеме ("распучивается"), а после его оттаивания нарушается структура и резко снижаются основные прочностные и деформационные характеристики.

Для подтверждения сказанного приведем примеры усиления производственных и жилых зданий в г. Железногорск-Илимский Иркутской области. Глубина сезонного промерзания достигает здесь 2,9–3,0 м. Грунты сильнопучинистые за счет высокого уровня подземных вод и наличия тонкодисперсных частиц (супеси и суглинки). Исследования, проведенные ЛИСИ в начале 60-х гг. при участии автора главы

в период закладки города и горнорудного комбината, показали морозоопасность таких грунтов.

Выполненные в конце 80-х гг. усиления с использованием консольных ребристых плит оказались малоэффективными, без надежной защиты от промерзания грунтов они разрушились в первую же суровую зиму.

Нами была разработана и реализована конструкция усиления буровыми сваями-шпорами с устройством железобетонной плиты (рис. 7.8).

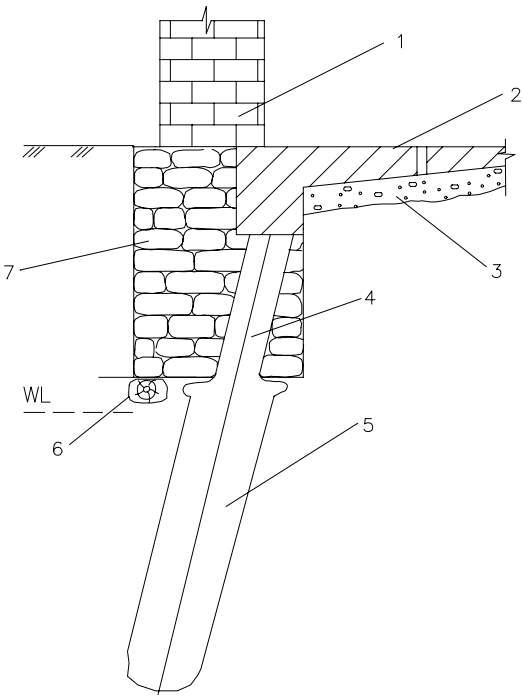


Рис. 7.8. Устройство короткой сваи-шпоры и железобетонной плиты:
1 – стена; *2* – железобетонная плита; *3* – инъецированный цементный раствор; *4* – свая в кондукторе; *5* – уширенная часть сваи;
6 – деревянный лежень; *7* – бутовый фундамент

В данном случае железобетонную плиту можно включить в совместную работу с фундаментом и грунтами основания. Промерзание не влияет на конструкции, усиливаемые внутри здания. Подобная комплексная технология была использована при усилении фундаментов театрального здания на Петроградской стороне в Петербурге.

Чтобы исключить нежелательные для старых зданий и слабых грунтов динамические воздействия, практикуют погружение свай

вдавливанием. Учитывая стесненность существующих помещений, часто используют многосекционные сваи. Уфимским НИИпромстроем разработаны нормативные документы, регламентирующие технологические особенности использования таких свай. В 80-х гг. на объектах реконструкции в нашей стране начали широко внедрять набивные и буронабивные сваи усиления. ЛенжилНИИпроектом с участием автора этой главы были разработаны альбомы и типовые нормали по технологии устройства указанных свай в условиях слабых грунтов.

Технологические особенности вдавливания многосекционных свай в виде выносных опор приведены на рис. 7.9,*а*.

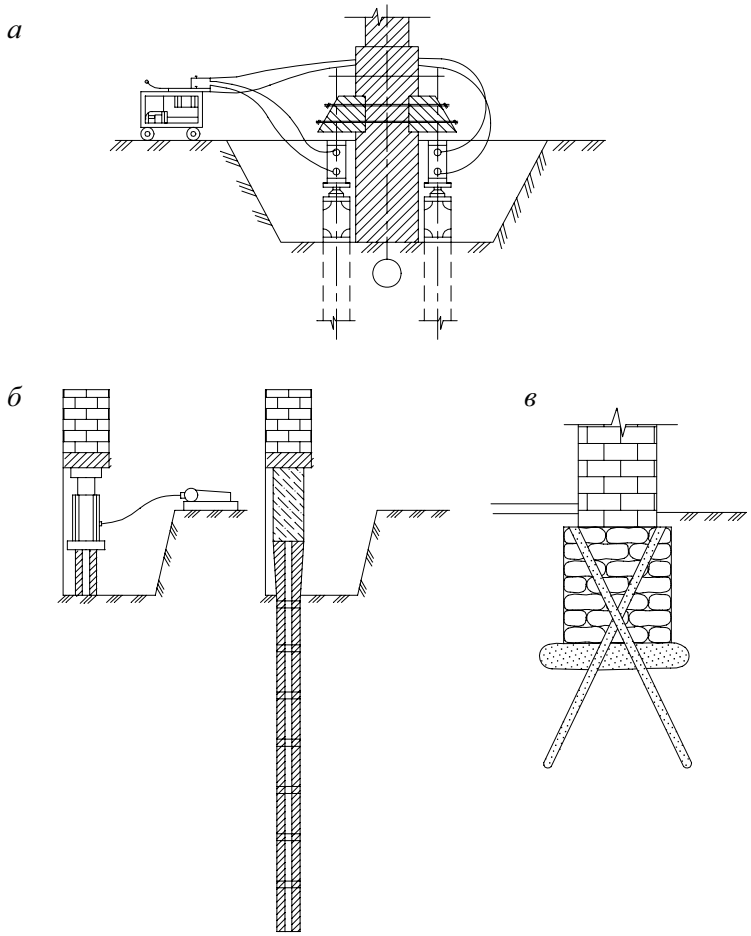


Рис. 7.9. Усиление фундаментов с использованием свай: *а* – многосекционные сваи вдавливания с двухсторонней балкой-упором; *б* – вдавливание свай под стену или подошву фундамента; *в* – буроинъекционные сваи с контактным слоем

При использовании свай вдавливания необходимы надежные упоры. Несущую способность сваи можно регулировать в процессе вдавливания многосекционных элементов. Последние могут быть изготовлены из железобетона в виде секций со специальными стыками, позволяющими быстро выполнять соединение. Можно использовать металлические трубы, однако, при этом следует учитывать возможность их коррозии. В Петербурге эта проблема решалась двумя путями: с помощью установки арматурного каркаса и армирования всего объема трубы и посредством использования готовых трубобетонных элементов.

Вообще, сведения о коррозии самые противоречивые. По данным японских исследователей, широко использующих металл для усиления при реконструкции, коррозия металла не зависит от состава стали, грунтовых условий, наличия сварки. При самой современной антикоррозийной защите она составляет до 0,01 мм в год. Не вдаваясь в детали этой специальной проблемы, отметим лишь, что в условиях городской застройки при блуждающих токах, обилии солей в грунтовых водах создаются самые благоприятные предпосылки для коррозии металла.

В Финляндии, Швеции, Венгрии получили распространение многосекционные сваи типа «Mega». Они были широко использованы для усиления оснований и фундаментов в Хельсинки, Стокгольме, Будапеште, Турку. В ряде случаев сваи подводили непосредственно под фундамент. Такие сваи могут быть круглого и квадратного сечения, масса элемента – до 100 кг. Сваи изготавливали из железобетонных трубчатых элементов длиной до 100 см, что позволяло легко перемещать их перекатыванием по площадке. Последовательность работ по вдавливанию свай такова (см. рис. 7.9,*б*). Нижний первый элемент с заостренным наконечником (в слабых грунтах без заострения) погружается домкратом. В качестве упора служит распределительная железобетонная балка. Наращивание сборных стыкованных элементов производят до тех пор, пока острие не достигнет плотных грунтов, что обеспечит необходимую несущую способность системы в целом. Последним устанавливают головной элемент, площадь поперечного сечения которого много больше площади поперечного сечения сваи. После погружения сваи до проектной отметки под нагрузкой, превышающей расчетную в 1,5–1,8 раза, ее заклинивают специальными стойками. Стойки устанавливают между распределительной балкой и оголовком сваи, а полученное отверстие заполняют бетоном.

Фирмы «Похьявахвистус» и «Весто» в Финляндии и Швеции применяли вдавливаемые сваи из кольцевых железобетонных элементов. Стыковку осуществляли с помощью специального раструба; внутрен-

нюю полость сваи после погружения бетонировали.

Недостатком технологических приемов усиления оснований и фундаментов вдавливаемыми сваями является большой объем земляных работ. При этом вскрытие шурфом (траншеей) перегруженного фундамента до его подошвы опасно, а в условиях слабых грунтов при высоком уровне подземных вод – малореально. Кроме этого, вдавливание свай может привести к расструктуриванию (перемятию) слабого глинистого грунта, что подробно изложено ниже в гл. 8.

В последние 20 лет в практике усиления все шире используют буроинъекционные сваи, как вертикальные, так и наклонные. После специальных работ по опрессовке такие сваи имеют неровную поверхность, поэтому за рубежом они получили название «корневидных».

Основные преимущества корневидных свай:

1. Полностью исключаются ручные земляные работы. Бурение скважин ведется непосредственно через фундамент, не затрагивая коммуникаций, проходящих около зданий и в подвалах.

2. Используя малогабаритное оборудование, можно вести работы из подвала высотой 2,0–2,5 м. В случае необходимости работы можно вести с первого этажа здания.

3. Совершенно не изменяется внешний вид конструкции, что немаловажно при работе на памятниках архитектуры.

4. Можно вести работы на действующих предприятиях без остановки производственного процесса.

5. Затраты ручного труда на всех технологических операциях минимальные; способ экономичен, с низким расходом материалов.

6. Очевидна экологическая чистота способа по сравнению с химическими методами закрепления, что важно в условиях жесткого экологического контроля.

Отметим отдельные недостатки указанных свай:

1. Недостаточная изученность работы тонких свай в слабых грунтах.

2. Низкая несущая способность из-за небольшого диаметра и, соответственно, малой боковой поверхности и площади острия.

3. Сложность надежного закрепления головы сваи в случае ветхого фундамента, который в последующем работает как ростверк. Отсутствие соответствующего расчета.

4. Неопределенность в формировании необходимого диаметра при устройстве буроинъекционных свай в слабых грунтах.

5. Неизученность работы тонкой длинной сваи как элемента, армирующего толщу слабого грунта.

6. Невозможность устройства ствола сваи из тяжелого бетона (скважину малого диаметра можно заполнить только цементными

растворами).

Большинство отмеченных недостатков, связанных с недостаточной изученностью работы свай усиления, сегодня остались в прошлом, в том числе благодаря исследованиям петербургской геотехнической школы.

В Италии, ФРГ, Франции, Швеции и России с помощью таких свай успешно усилены здания, включая аварийно-деформированные памятники, и даже возведены новые фундаменты в сложных условиях примыкания новых зданий к старым на слабых грунтах.

В Риме усилен собор св. Андрея, в Венеции – наклонная башня «Бурано» на острове с этим же названием. Успешно работают в этом направлении специализированные фирмы «Fondedile», «Bauer», «Keller», «Miver», «Fundex» и др.

В Москве усилены здания уникальных памятников – Третьяковской галереи, театра МХАТ, музея Андрея Рублева и др.

В Петербурге выполнено оригинальное усиление оснований и фундаментов костела Св. Екатерины (Невский пр., 32) при общем количестве свай более 1200 шт. (крупнейший объект России 1990-х гг. по объемам усиления – см. рис. 7.16); Приоратского дворца в Гатчине. Эти работы выполнялись по проекту и при научном руководстве автора главы. Всего в Петербурге с помощью буроинъекционных свай на 2010 год усилено более 200 зданий.

Во многих случаях, как отмечалось на международных геотехнических конгрессах в Неаполе (1996), Гамбурге (1997) и Александрии (2010), не существует реальной альтернативы применению буроинъекционных свай для быстрого спасения исторических зданий с минимизацией технологических осадок.

Анализируя материалы международных конференций, симпозиумов, а также отечественных публикаций и разработок, можно отметить в качестве перспективного направления метод «jet grouting» – высоконапорных инъекций твердеющего раствора в грунт. Этот метод, известный также под названием «струйная технология», разработан в середине 70-х гг. в Японии и широко используется в ФРГ, Италии, Франции, России.

Технологическая последовательность работ по такому методу заключается в следующем (рис. 7.10): производят бурение скважины 1; в скважину погружают инъектор 2 со специальным калиброванным отверстием – соплом; подают под большим давлением (до 100 МПа) инъекционный раствор; осуществляют подъем инъектора с одновременным его вращением; формируют сваю нужного диаметра или стенку из свай.

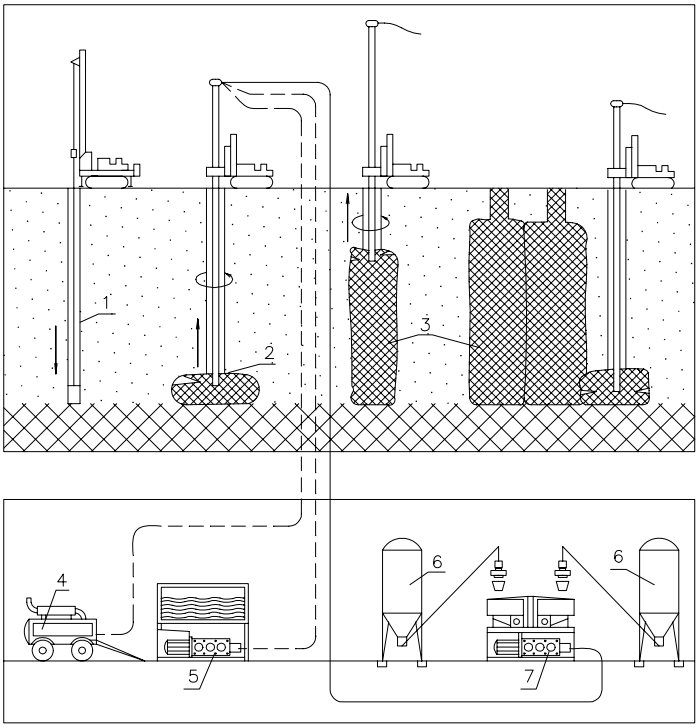


Рис. 7.10. Схема устройства стенки из свай с использованием струйной технологии (jet grouting): *1* – буровая скважина до плотных грунтов; *2* – инъектор; *3* – формируемая свая; *4* – компрессор; *5* – насос для подачи воды; *6* – емкости цемента и песка; *7* – растворонасос

Важным фактором укрепления массива грунта или усиления фундаментов с использованием струйной технологии является возможность поддержания больших давлений (до 80–100 МПа). Это предъявляет определенные требования к используемому оборудованию, подводящим трубопроводам и пр.

В качестве примера можно привести успешно реализованные проекты усиления оснований и фундаментов берегового устоя моста через Дунай (рис. 7.11) и памятника военной архитектуры в Вене (казармы Россауэр). Последний был построен в 1870 г. на деревянных сваях (см. рис. 7.11,*б*). Необходимость усиления определили 2 фактора: резкое увеличение нагрузок в связи с заменой перекрытий и гниение голов свай из-за понижения горизонта подземных вод. Разрабатывались конкурсные варианты усиления оснований и фундаментов. Была выбрана струйная технология. Принятая технология удовлетворяла всем расчетным геотехническим и конструктивным требованиям:

- исключение из работы деревянных свай со сгнившими головами;

- передача давления от массивного 5-этажного здания с размерами в плане 136х275 м на прочные гравийно-щебенистые грунты;
- исключение нарушений в работе коммуникаций, идущих вдоль здания с наружной стороны;
- полная стабилизация всех осадок при увеличенной нагрузке.

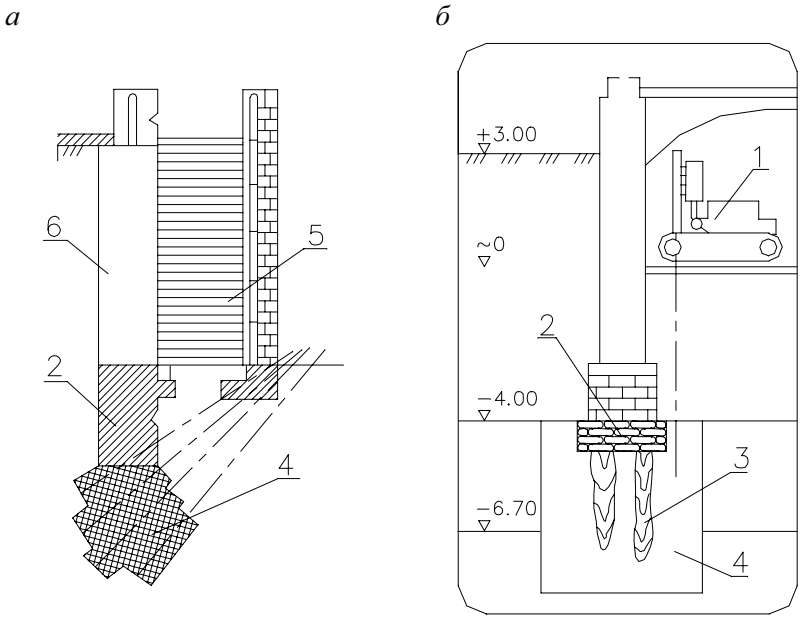


Рис. 7.11. Усиление оснований зданий и сооружений с использованием струйной технологии: *а* – подпорная стена берегового устоя моста через Дунай; *б* – памятник военной архитектуры в Вене (казармы Россауэр); *1* – буровой станок SC-*1* (Keller); *2* – существующий фундамент; *3* – деревянные сваи; *4* – укрепленные массивы грунта; 5 – ступени спуска; 6 – подпорная стена канала

Учитывая необычность такого рода усиления и дискуссионность отдельных технологических моментов, остановимся подробно на деталях, имеющих отношение к дальнейшему анализу.

Для инъекции растворов использовали буровую установку на гусеничном ходу SC-1 фирмы Keller (ФРГ). Габариты установки позволяли ей перемещаться через проем шириной 0,8 м и работать в подвальном помещении при высоте 2,8 м.

Основные преимущества струйной технологии в условиях слабых грунтов: возможность ведения работ в любых неблагоприятных грунтовых и в стесненных условиях; экологическая чистота всех технологических операций.

Однако струйная технология имеет и ряд недостатков, основными из которых являются: *опасность локальных деформаций* в процессе временного размыва грунтового массива под фундаментом до набора прочности; *высокая стоимость и материалоемкость* из-за больших объемов закрепления грунта; *повышенная опасность* при работе с высоким давлением.

Струйные технологии весьма перспективны и успешно использовались нами в опытном порядке при усилении фундаментов цеха прессования сухого остатка очистных сооружений в пос. Ольгино Ленинградской области, стоматологической поликлиники в Невском районе Петербурга, зданий, примыкающих к подземному гаражу на Почтамтской ул. в Петербурге и др.

Весьма эффективным является использование технологии высоконапорных инъекций в комплексе с другими современными технологиями, примером чего является усиление дома № 6 на Конногвардейском бульваре, возле которого осуществлялось строительство подземного перехода. Один из примеров успешного использования струйной технологии приведен ниже в п. 7.4.

Анализ показывает, что при обоснованном выборе и реализации современных технологий усиления оснований и фундаментов можно решать реконструкционные проблемы любой сложности.

В качестве примера относительно сложной реконструкции можно привести строительство нового 40-этажного административного здания в г. Бостон (США). Фактически оно встраивалось в существующую 10 –11- этажную застройку исторических зданий конца прошлого века. При этом в уровне последних этажей старые здания соединялись с вновь возводимыми специальными галереями. Из-за наличия большого слоя слабых грунтов под существующими зданиями и необходимости устройства нескольких подпорных стенок возникло много геотехнических проблем.

Чтобы разрешить эти проблемы и свести до минимума возможную разность осадок зданий, были выполнены следующие работы (рис. 7.12):

- грунт между зданиями армировался решеткой из набивных свай, объединенных ростверком;
- для укрепления склона использованы 2 ряда железобетонных подпорных стен и свайные фундаменты из 14-метровых трубчатых свай, заходящих своим острием в плотные ледниковые глины;
- фундамент самого здания был выполнен в виде мощной железобетонной плиты толщиной 1,5 м, по контурам которой устроено 400 железобетонных свай.

Здесь успешно использовано несколько технологических приемов,

включая усиление оснований и анкеровку подпорных стен инъекционными анкерами.

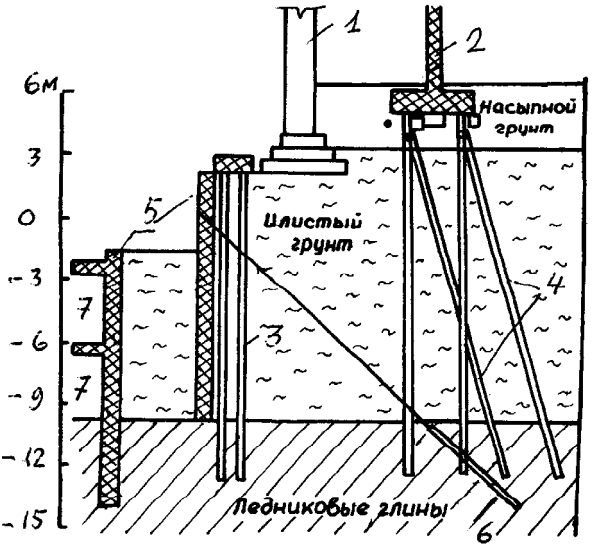


Рис. 7.12. Пример сложной реконструкции зданий на слабых грунтах:
1 – существующее здание на слабом грунте; *2* – стальная решетка;
3 – трубобетонные сваи; *4* – набивные сваи; *5* – подпорные стенки;
6 – грунтовые инъекционные анкера

Таким образом, в каждом конкретном случае возникают многоплановые инженерные геотехнические задачи, решение которых требует исчерпывающей информации о грунтах, изменениях их свойств в процессе длительной эксплуатации, в процессе ведения работ по устройству вблизи них новых фундаментов либо подземных сооружений. Вопросы усиления оснований и фундаментов должны решаться в комплексе с вопросами усиления надземных конструкций. Примером может служить усиление памятника архитектуры в Риме (рис. 7.13). Здесь, наряду с усилением фундаментов корневидными сваями, выполнено усиление основных надземных конструкций, включая кирпичную кладку стен. Необходимо учитывать, что анкеровка кирпичных стен металлическими стержнями со временем может оказаться неэффективной и опасной из-за коррозии металла, в результате которой происходит увеличение объема корродирующего металла и, следовательно, нарушение целостности укрепляемых конструкций.

С аналогичными случаями нам приходится встречаться и в Петербурге. Так, например, при сложных усилениях оснований и фундаментов дома на Малой Морской ул. мы добились полной стабилизации осадок (сваи усиления достигали 24 метров). При этом расструктурен-

ная кирпичная кладка стен не была усилена в должной степени фирмами, выигравшими тендер на эти работы. В результате в стене постоянно образуются вертикальные трещины, разделяющие ее на отдельные блоки. Она, конечно, не обрушится, т.к. подкреплена консолями от железобетонного каркаса, размещенного внутри здания.

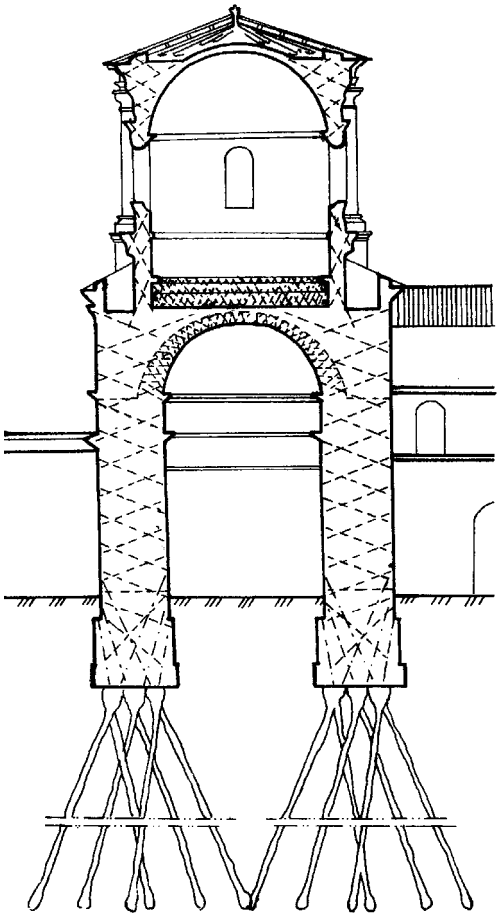


Рис. 7.13. Комплексное усиление несущих конструкций, включая фундаменты (памятники архитектуры в Риме)

7.2. Особенности работы буроинъекционных свай усиления

К настоящему времени буроинъекционными сваями усилены тысячи значимых памятников архитектуры во всем мире. В ряде случаев проводились инъецирование и армирование кирпичной кладки спасаемых зданий (см. рис. 7.13). В результате было решено несколько важных реконструкционных задач:

- восстановлена прочность старой кирпичной кладки и улучшены условия статической работы здания за счет повышения жесткости;
- улучшены условия передачи нагрузки на грунты основания;
- восстановлена противокапиллярная изоляция над фундаментом в комплексе с усилением опорной части стены.

Однако при значительной толще слабого грунта (в Петербурге ее мощность достигает 25–30 м) эффективность и экономичность тонких длинных буроинъекционных свай может оказаться дискуссионной. Численное моделирование является единственным инструментом, позволяющим дать объективную оценку целесообразности предлагаемых реконструкционных мер с использованием свай усиления.

Как показали численные исследования, подробно изложенные в гл. 7.3, и опыт реконструкции фундаментов при использовании буроинъекционных свай необходимо учитывать следующие обстоятельства:

1. Угол наклона свай незначительно влияет на величину осадки усиленной конструкции, поэтому нет необходимости его увеличивать, что упрощает ведение работ по их устройству.

2. Сваи должны быть надежно закреплены в фундаменте, для чего состоящий из отдельных бутовых камней на растворе старый фундамент должен быть усилен инъекциями цементного раствора. Фундамент фактически превращается в ростверк и должен по прочности соответствовать своему назначению. Если прочность фундамента недостаточна либо заделка сваи в тело фундамента осуществлена менее чем на 5 ее диаметров, необходимо создать дополнительную конструкцию на контакте «фундамент-грунт», так называемый «контактный слой». Для этого имеются достаточно простые технологические приемы.

3. Расчетом установлено, что увеличение наклона значительно повышает внутренние усилия в сваях. Это обстоятельство в зависимости от основных прочностных и деформационных свойств грунта может быть учтено расчетом и, соответственно, специальной системой объемного армирования. В расчете буроинъекционная свая рассматривается как железобетонная конструкция, поэтому при ее изготовлении, помимо вяжущего цемента, необходим инертный материал. Учитывая технологические особенности, в качестве инертного материала можно использовать песок. Представляется, что цементные сваи могут применяться при небольших углах наклона для временных усилений и анкерных временных креплений (здание в зоне строительства подземных выработок и пр.).

4. При использовании арматурных каркасов должны быть запроектированы и выполнены равнопрочные стыки. Возможно включение в конструкцию свай прочных труб, металлических профилей, специаль-

ного стекла. Последний вариант используется в Италии и требует апробации в условиях работы сваи в слабых грунтах. В любом случае для буроинъекционных свай, устраиваемых в слабых грунтах, армирование должно производиться в зависимости от фактически действующих моментов в различных сечениях. Так, типовые конструктивные решения и технологические приемы армирования и бетонирования буроинъекционных свай, разработанные для относительно прочных грунтов Москвы и Киева, в условиях слабых грунтов Петербурга оказались неэффективными, а в отдельных случаях – опасными.

5. Технология изготовления буроинъекционных свай, обеспечивающая в условиях слабых грунтов необходимые расчетные прочностные параметры, достаточна сложна и требует применения комплекса специального оборудования. Чтобы разработать такой комплекс, необходимо проанализировать основные достоинства и недостатки буроинъекционной технологии. В сопоставлении с другими технологиями усиления фундаментов они рассматривалось ранее. Остановимся лишь на основных реконструкционных случаях, когда буроинъекционные сваи и инъекционные технологии успешно использовались в отечественной и зарубежной практике:

- усиление оснований и фундаментов при необходимости стабилизации незатухающих осадок;
- усиление различных конструктивных элементов, включая фундаменты, кирпичную кладку несущих стен, сводов, перекрытий;
- изменение конструктивной схемы здания с перераспределением нагрузок на грунты либо догружение фундаментов;
- устройство отдельностоящих и ленточных свайных фундаментов в зоне примыкания к существующему зданию в случаях, когда, например, опасна динамика от погружения готовых свай;
- устройство разделительных непрерывных стен между зданиями;
- устройство стен неглубоких подземных сооружений, углубление подвалов;
- анкеровка подпорных стен, в том числе выполненных методом «стена в грунте»;
- армирование грунта для улучшения его свойств и повышения несущей способности массива;
- превентивное усиление существующих зданий.

Столь широкая применимость метода для усиления зданий и успешная его реализация в условиях слабых грунтов Петербурга, Архангельска, Вологды и других городов потребовала совершенствования технологии, направленного на повышение несущей способности свай усиления в условиях слабых грунтов.

Технологический цикл устройства буроинъекционных свай вклю-

чает:

- бурение кладки фундамента, установку трубы-кондуктора и ее тампонирование;
- бурение скважины до проектной отметки под защитой обсадной трубы или под глинистым раствором;
- заполнение скважины твердеющим раствором;
- установку арматурного каркаса;
- опрессовку заполненной раствором скважины давлением 0,2–0,4 МПа.

Если прочность фундамента недостаточна, проводят инъекцию цементного раствора в его кладку. Буроинъекционный комплекс с малогабаритным буровым станком разработан при участии автора настоящей главы (рис. 7.14). Бурение в пределах фундамента ведется через кондуктор, являющийся направляющей трубой. Кондуктор обеспечивает надежность опрессовки, предотвращая выпор из скважины цементного раствора. Арматурный каркас опускают в скважины секциями, равнопрочный стык которых выполняют с помощью сварки, что существенно осложняет работу.

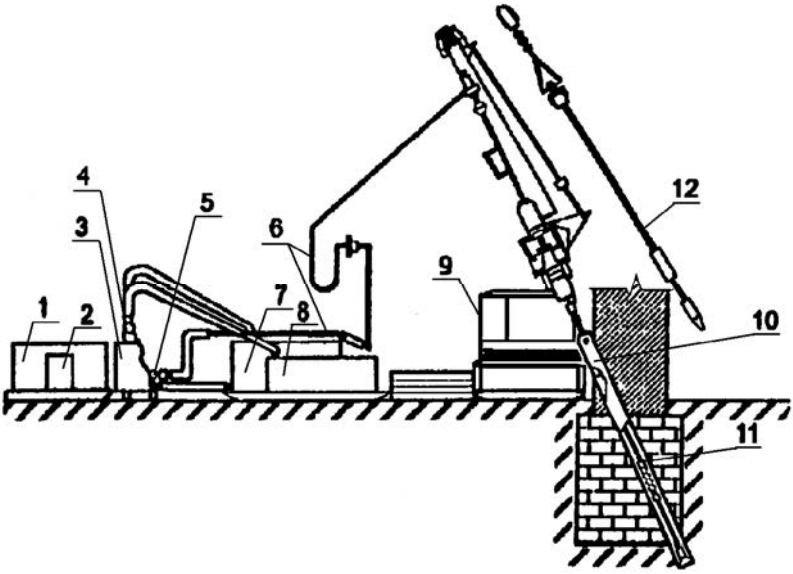


Рис. 7.14. Буроинъекционный комплекс в процессе изготовления сваи: *1* – емкость для цементного раствора; *2* – глиномешалка; *3* – мерный бак; *4* – растворный насос; *5* – промывочный насос; *6* – нагнетательный трубопровод; *7* – емкость для глиняного раствора; *8* – шламоотделитель; *9* – буровой станок; *10* – кондуктор; *11* – буровой инструмент; *12* – бурильная труба

Важным этапом формирования тела буроинъекционной сваи, устраиваемой в слабых грунтах под защитой глинистого раствора, является опрессовка. От давления и времени опрессовки зависят в последующем сопротивление трению по боковой поверхности сваи и, соответственно, ее несущая способность. Происходит частичная цементация грунта на контакте свая–грунт. В слабых грунтах при опрессовке под давлением 0,2–0,4 МПа грунт вокруг сваи уплотняется, сечение сваи увеличивается, имеющиеся полости заполняются раствором.

На рис. 7.15 приводятся данные натурных испытаний буроинъекционных свай диаметром 132 мм, длиной 16 м, прорезающих толщу слабых грунтов.

Как видно из этих данных, сваи такой длины опираются на плотные глинистые грунты твердой консистенции. Без опрессовки несущая способность сваи незначительна (кривая *1* на рис. 7.15). Опрессовка избыточным давлением повышает несущую способность свай в слабых грунтах (кривые *2–4* на рис. 7.15).

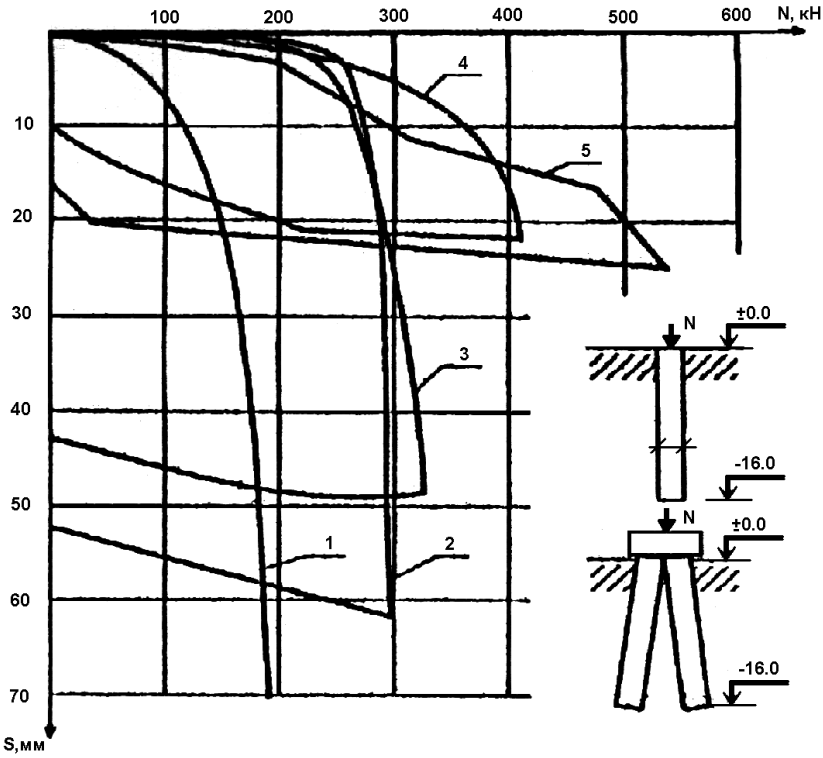


Рис. 7.15. График испытаний буроинъекционных свай на опытной площадке: *1* – без опрессовки; *2,3* – с опрессовкой, соответственно, 0,2 и 0,4 МПа; *4* – с опрессовкой высоковольтными разрядами; *5* – двух наклонных свай

В Архангельске при ведении работ по усилению старинного здания в заторфованных грунтах были вскрыты буроинъекционные сваи. Их фактический диаметр составил 290 – 300 мм при исходном диаметре бурения 151 мм. Таким образом, с помощью режима опрессовки и подбора цементного или песчано-цементного раствора можно формировать несущую способность свай в слабых заторфованных грунтах. При выполнении работ по усилению оснований и фундаментов буроинъекционными сваями использовались отдельные технологические приемы, способствующие улучшению совместной работы системы «фундамент - свая усиления - грунт основания». Так, при усилении отдельностоящих опор под колонны римско-католической церкви Св.Екатерины в Петербурге (Невский пр., 32) после инъекции кладки фундамента производили повторную инъекцию контактного слоя, которая способствовала более эффективной работе наклонных коротких свай усиления (рис. 7.16). Контрольное бурение скважин небольшим диаметром через тело фундамента позволило оконтурить созданный контактный слой бетона между подошвой фундамента и грунтом. Толщина этого слоя достигла 500 мм. Все вышеуказанные технологические операции выполнялись с помощью отечественного бурового оборудования.

Здесь предстояло обеспечить надежную статическую работу уникального крестово-купольного культового сооружения в связи с резким гниением деревянных лежней, на которых была возведена эта церковь в XVIII веке. Строительство подземного перехода под Невским пр. в шестидесятые годы прошлого века привело к резкому снижению уровня грунтовых вод. Это стало первопричиной гниения массивных деревянных лежней, и, соответственно, развития неравномерных осадок разновысоких частей церкви. Максимальная абсолютная осадка центральной купольной части за 4 года наблюдений достигла 8,2 см, что привело к локальному обрушению кирпичей подкупольного барабана. Реставрационные работы, проводимые в церкви польской фирмой PKZ, были приостановлены, поскольку не обеспечивалась безопасность реставраторов.

Для спасения деформированного сооружения были приглашены итальянские специалисты, имеющие опыт такого рода работ. По предложенному ими проекту усиление оснований и фундаментов церкви Св. Екатерины предполагалось осуществить с помощью буроинъекционных свай длиной 26 м, прорезающих толщу слабых грунтов и опирающихся на прочные моренные отложения. При этом сваи армировали стекловолокном. Проект с использованием таких длинных свай не удовлетворял заказчика в лице Администрации города по срокам, а главное – по высокой стоимости работ.

Численное моделирование различных вариантов усиления позволило нам остановиться на коротких сваях, установленных в виде веера (см. рис. 7.16). Благодаря им были улучшены условия передачи нагрузки на относительно прочную толщу песчаных грунтов за счет ее армирования железобетонными стержнями (тонкими буроинъекционными сваями). Проармированный такими длинными стержнями слой песков снизил давление на подстилающие слабые слои супесей до безопасных значений.

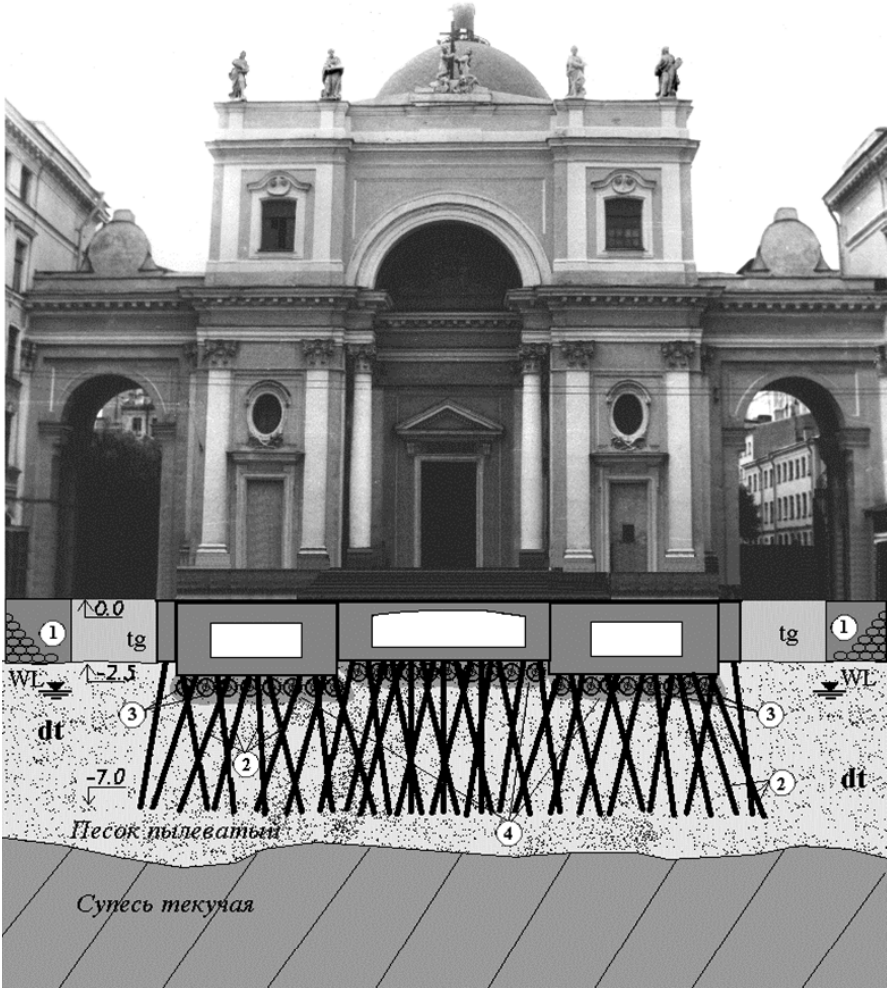


Рис. 7.16. Усиление оснований и фундаментов римско-католической церкви Св. Екатерины в Петербурге (Невский пр., 32–34): *1* – бутовые фундаменты; *2* – буроинъекционные (корневидные сваи); *3* – деревянные бревна – лежни; *4* – бетонный слой на контакте фундамент – грунт

Здесь интересно отметить, что использование коротких свай под массивные сооружения впервые было проведено профессором А. Бетанкуром, первым ректором путейского института почти 200 лет назад. Им были предложены короткие сваи в основании строящегося по проекту О. Монферрана Исаакиевского собора. Эти сваи прорезали прочные песчаные грунты и опирались острием в текучие супеси. Казалось бы, абсурд, но идеология заключалась в том, что рассматриваемые сваи фактически армировали грунт. Идея такого комплексного подхода была интуитивной, но правота ее автора подтвердилась успешной более чем 150-летней эксплуатацией крупнейшего в мире православного собора.

Ранее, в дореволюционные годы, не было возможности произвести расчет столь неординарной и сложной системы, когда в основании свай фактически залегает слабый грунт и свая не является «стержнем», передающим нагрузку от тяжелого сооружения на плотные грунты основания. Реализация идеи использования коротких свай для усиления церкви Св. Екатерины позволила снизить затраты по спасению опасно деформированного строения более чем в 8 раз. Этот пример может служить наглядной иллюстрацией вклада науки в реальные и успешно реализованные проекты по спасению сложных в конструктивном отношении культовых сооружений.

Таким образом, светлая идея А. Бетанкура нашла своих последователей через столетия.

Своеобразной проверкой эффективности рекомендуемого комплексного подхода стал необычный объект – кирпичная арка Штакеншнейдера (Санкт-Петербург, наб. р. Мойки, 11), деформированная в процессе строительства 2-этажного подземного гаража. Скорость осадки фундаментов на момент заключения контракта с зарубежной фирмой, ведущей подрядные работы, составила 4,5 мм в сутки. Выполнение всего объема усиления, включающего цикл подготовительных, проектных работ и собственно выполнение усиления, при круглосуточной работе 3 буровых станков заняло 6 суток. Обследование и моделирование вариантов усиления проводили по изложенной выше методике. Таким образом, эта методика приемлема и для аварийных случаев, когда осадки развиваются лавинообразно.

В последние годы отдельные фирмы Москвы и Петербурга применяют буроинъекционные вертикальные сваи диаметром 250 – 300 мм для устройства фундаментов новых зданий, встраиваемых между существующими при уплотнении городской застройки. Такие сваи при длине свыше 15 м представляют определенную опасность для нормальной эксплуатации встроек, связанную с возможностью нарушения вертикальности буровых скважин и сплошности ствола сваи. Сваи

необходимо армировать на всю глубину, что осложняет процесс их изготовления по буроинъекционной технологии. В любом случае применимость сравнительно гибких длинных свай подлежит проверке специальными расчетами, которые предлагаются ниже. Эти сваи должны быть также подвергнуты обязательной проверке на сплошность ствола.

В любом случае геотехническое моделирование таких ответственных конструкций, как длинные буроинъекционные сваи, в толще слабых грунтов является необходимым этапом проектирования реконструкции этих свай. Для этих целей может быть успешно реализована предлагаемая методика численных исследований.

7.3. Моделирование взаимодействия свай усиления с фундаментами

7.3.1. Методика численных исследований

Как показал анализ различных способов усиления фундаментов зданий дореволюционной постройки, в условиях слабых грунтов наиболее эффективны те, которые основывались на инъекционных технологиях. Все шире используются корневидные, буроинъекционные сваи, преимущества которых анализировались ранее.

Для отработки технологических приемов изготовления таких свай необходимо определить эффективность их работы в условиях слабых грунтов расчетным путем, рассматривая тонкие и относительно длинные сваи как изгибаемые стержни.

Как отмечал Х. А. Джантимиров (1986), вопросы продольной устойчивости длинных свай в грунте весьма противоречивы. Одна группа исследователей считает, что изгиб в таких сваях отсутствует. Другие предлагают рассчитывать продольный изгиб свай с использованием правил строительной механики, полностью игнорируя отпор слабых грунтов. Х. А. Джантимиров рассматривает решение задачи об устойчивости стержня в упругом полупространстве, характеризуемом модулем общей деформации для линейно-деформируемой среды. Исходной принята зависимость между перемещениями s и давлением p:

$$s(x,y) = \int\int p(\alpha \cdot \beta) k_1(z) d\alpha d\beta, \tag{7.1}$$

где x,y – координаты точки поверхности основания; α, β – обозначения тех же координат под знаком интегрирования; $k_1(z)$ – ядро осадки основания; z – расстояние от рассматриваемой точки до места приложения нагрузки.

Х. А. Джантимировым было использовано решение А. Р. Ржани-

цина для определения критической силы для стержня в упругой среде:

$$N_{\text{кр}} = EJ\frac{\pi^2}{d^2} + \frac{d^2}{\pi^2 B(u)}; \qquad (7.2)$$

$$B(u) = \int_{-\infty}^{+\infty} k(u)\cos\frac{\pi u}{d}\,du,$$

где EJ – изгибная жесткость стержня; d – длина стержня; $k(u)$ – функция влияния нагрузки на изгиб.

Применительно к контактным условиям между грунтом и сваей проведено исследование функции $k(u)$. В результате получена удобная для инженерных расчетов формула для определения критической силы, вызывающей потерю устойчивости сваи в грунте при изгибе по нескольким полуволнам:

$$N_{n\text{р}} = \frac{E_0\pi b^2}{4}\cdot\frac{1}{n^2} - \frac{10E_0 b^2 n}{\pi n^2 + 140}, \qquad (7.3)$$

где b – радиус сечения сваи; n – параметр вычисления d/b;

$$E_0 = \frac{E_{\text{гр}}}{1-\nu}, \qquad (7.4)$$

где $E_{\text{гр}}$ – модуль общей деформации грунта; ν – коэффициент Пуассона.

Для определения длины полуволны, при которой реализуется минимальная критическая сила, минимизацией (7.3) получено уравнение в следующем виде:

$$\frac{E\pi^3}{2n^2} = \frac{10\pi E_0 n^2 + 2{,}8\cdot 10^3 E_0 n}{\pi n + 140}. \qquad (7.5)$$

Решение этого уравнения применительно к конкретным грунтам позволяет определить длину искомой полуволны продольного изгиба по формуле:

$$L = n\cdot b. \qquad (7.6)$$

Таким образом, представляется возможность расчета буроинъекционных свай по несущей способности и трещиностойкости. Однако остаются неясными граничные условия определения длины полуволны изгиба на различных глубинах, что делает проблематичным использование предлагаемой методики применительно к слабым грунтам.

М. А. Метс, решая задачу об устойчивости составного стержня с шарнирным соединением секций, не учитывает такие важные факторы, как наличие случайного прогиба, переменность модуля деформации бетона и пр.

Из зарубежных работ применительно к поставленной задаче можно отметить исследования К. Терцаги (1961), который считал, что длинная гибкая свая-стойка, погруженная через грунт, может разрушаться только вследствие выпучивания. Для определения критической силы предлагалась формула

$$p_{к\text{р}} = \frac{\pi^2 EJ}{b^2}\left(2m^2 + 2m - 1\right), \tag{7.7}$$

где m - число полуволн синусоиды, по которой свая может изогнуться в грунте, определяемое из уравнения

$$m^2 (m+1)^2 = \frac{dkL^4}{\pi^4 EJ}, \tag{7.8}$$

где d – диаметр сваи; k – горизонтальный коэффициент постели; EJ – изгибная жесткость сваи; L – длина сваи.

Величина изгибающего момента в центрально-нагруженной свае, имеющей начальный изгиб, определялась следующим образом:

$$M_{\max} = (p\alpha) / \left(1 - \frac{p}{p_{к\text{р}}}\right), \tag{7.9}$$

где p – нагрузка на сваю; $p_{\text{кр}}$ – критическая сила, вызывающая потерю устойчивости сваи; α – коэффициент начальной кривизны, равный отношению прогиба к длине сваи.

Экспериментально-теоретическими исследованиями установлено, что при испытаниях стержней без грунта они изгибались упруго, а после изгиба в грунте стержни имели значительные остаточные деформации.

Из экспериментов ряда авторов следовало, что тонкие сваи теряют устойчивость в слабых грунтах, а нагрузки, вызывающие продольный изгиб, значительно отличаются от полученных расчетом.

Весьма перспективным для исследования работы свай и усиленных ими фундаментов представляется численное моделирование напряженно-деформированного состояния усиленных фундаментов. Сопоставление получаемых на основе численного моделирования данных с экспериментальными позволяет оценить эффективность и достоверность теоретических решений. Становится возможным изучить харак-

тер взаимодействия фундаментов, усиленных буроинъекционными сваями, с грунтами оснований на различных этапах нагружения.

Анализ работ Б.И. Далматова (1968), А.Б. Фадеева (1987), К.С. Завриева (1976), Ю.В. Россихина (1975), Х.А. Джантимирова (1986), Р.Г. Галеева (1991), Н.И. Орленко (1990) подтверждает, что такой подход является перспективным и может стать теоретической основой совершенствования технологий конструкции фундаментов с максимальным использованием несущей способности сваи усиления.

Ниже приводятся результаты численного моделирования работы сваи усиления, выполненного автором этой главы в 1990-х гг. За прошедшие 15 лет революционно расширились возможности вычислительной техники и появились весьма совершенные программы. Тем не менее, численный анализ поведения сваи усиления в массиве грунта не утратил актуальности, поскольку послужил обоснованием применимости буроинъекционных свай в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга.

Автором этой главы на основе решения Р.Г. Галеева (1991) по расчету комбинированных забивных свайных фундаментов в 1992 г. была предложена методика численных исследований совместной работы ленточного фундамента с наклонными сваями усиления. Наличие в ленточном фундаменте наклонной сваи вынуждает отказаться от плоской постановки задачи и применить для выполнения численных исследований пространственную расчетную схему.

Для проведения численных исследований нами использовался программный комплекс «Раскос» (Р.Г. Галеев, 1990). Расчетная схема фундамента с наклонной сваей и грунтовым основанием представлялась конечными элементами в виде прямых треугольных призм. Контакт на границе грунта со сваей моделировался при помощи специальных конечных контакт-элементов.

Ленточный фундамент, усиленный тонкими буроинъекционными сваями, имеет вид, представленный на рис. 7.17. Соседние сваи наклонены в разные стороны.

Диаметр буроинъекционных свай в зависимости от мощности используемых буровых станков (СКБ-4, УПБ-100) колеблется от 93 до 208 мм, что обусловлено конструктивными особенностями фундаментов и невозможностью использовать более мощное оборудование в стесненных условиях ведения работ при реконструкции.

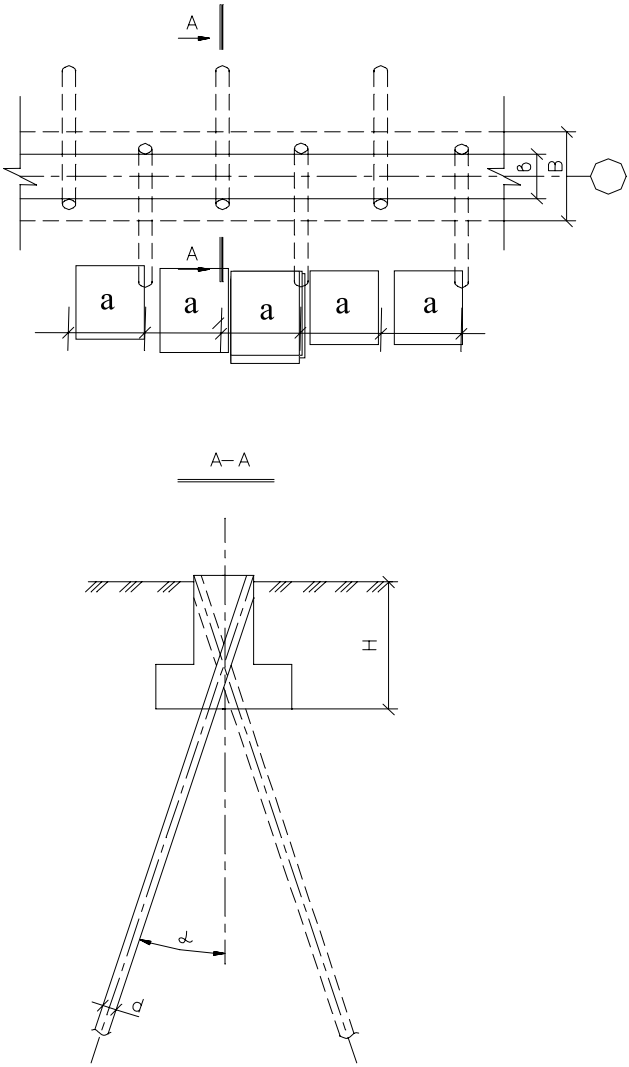


Рис. 7.17. Фрагмент ленточного фундамента, усиленного буроинъекционными сваями

Поскольку ленточные фундаменты, как правило, имеют большую длину, при исследовании работы фундамента с наклонными сваями вырезался фрагмент из ленты с одной наклонной сваей. Для приближения принятой расчетной схемы к реальной работе конструкции ленточного фундамента вводилась поворотная связь в центре тяжести поперечного сечения, равная величине его крутильной жесткости (рис. 7.18). Взаимовлияние наклонных свай не учитывалось, так как они разведены в разные стороны от рассматриваемой конструкции.

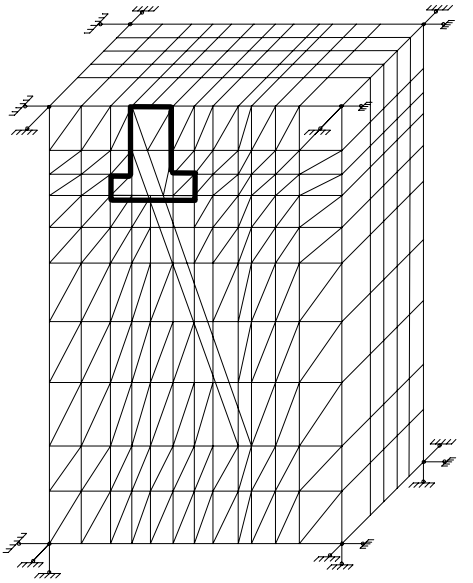


Рис. 7.18. Исходная расчетная схема фундамента

В программе «РАСКОС» пластические свойства грунта описываются известной зависимостью Мизеса - Шлейхера - Боткина:

$$f = \sigma_i + \sigma \cdot \mathrm{tg}\rho - n = 0,$$

где ρ, n – параметры зависимости, аналогичные углу внутреннего трения и удельного сцепления в законе Кулона; σ_i – интенсивность касательного напряжения; σ – среднее напряжение.

Нелинейная задача деформирования грунта решается шагово-итерационным методом начальных напряжений. На каждой итерации приращения напряжений определяются при помощи упругопластической матрицы для идеально пластического тела.

Для выявления особенностей взаимодействия усиленного фундамента с грунтами основания были выполнены серии расчетов, в которых изменялись: модуль деформации грунта (10 – 30 МПа); угол наклона сваи (7 – 17°); длина буроинъекционной сваи усиления (7,5 – 15 м).

7.3.2. Расчеты и сопоставление полученных данных с экспериментальными

Для оценки достоверности результатов расчетов по принятой численной модели исследования работы фундамента, усиленного наклонной буроинъекционной сваей, было проведено их сопоставление с

данными натурных наблюдений, полученными автором этой главы совместно с С.В. Бровиным на опытной площадке (табл. 7.1). Основные данные по экспериментальным конструкциям приведены в табл. 7.2.

Таблица 7.1

Инженерно-геологические условия опытной площадки

Отметка, м	Высота, м	Наименование грунта	Основные характеристики
0,00	2,0	Насыпной грунт	
2,00	3,5	Пески пылеватые	γ=19,5 кН/м2 e=0,75 φ=26° c=0,002 МПа E=11 МПа
5,50	2,0	Пески мелкие	γ=19,5 кН/м2 e=0,75 φ=28° c=0 МПа E=18 МПа
7,50	3,0	Суглинки пылеватые ленточные мягкопластичные	W=0,36 γ=18,6 кН/м2 e=0,999 I_L=0,88 φ=11° c=0,0097 МПа E=6,5 МПа
10,50	2,0	----- " -----	W=0,42 γ=18,2 кН/м2 e=1,178 I_L=1,09 φ=10° c=0,008 МПа E=4,5 МПа
12,50	2,0	----- " -----	W=0,29 γ=19,6 кН/м2 e=0,789 I_L=0,77 φ=14° c=0,012 МПа E=9,0 МПа
14,50	14,5	Суглинки пылеватые	W=0.17 γ=21,5 кН/м2 e=0,474 I_L=-0,07 φ=26° c=0,0047 МПа E=17,0 МПа

Примечание. УГВ – 3 м.

Таблица 7.2

Геометрические характеристики опытных конструкций

Тип конструкции	Сечение (диаметр), мм	Длина, м	Армирование	Угол наклона, °
Вертикальные сваи:				
б/и N 1	132	16	1 ∅ 25 А-III	–
б/и N 4	132	16	1 ∅ 25 А-III	–
б/и N 2	132	–	1 ∅ 25 А-III	17
Варианты наклонных буроинъекционых свай	93;112;135; 151;168;208	5–25	1 ∅ 25 А-III 4 ∅ 16 А-III	7–25

Две одинаковые одиночные сваи были испытаны на одной площадке. Поскольку численные исследования являются детерминированными, то два расчета для таких свай совпадают, поэтому на графике (рис. 7.19) размещены две экспериментальные кривые и одна расчетная. Из сопоставления представленных данных видно, что величина расчетной критической нагрузки, при которой происходит "срыв" сваи, меньше величин, полученных экспериментальным путем, на 10 и 15% соответственно.

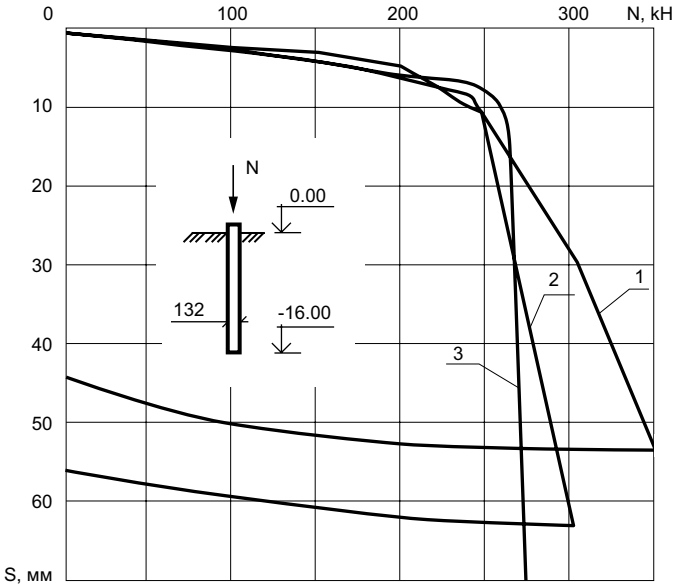


Рис. 7.19. Графики осадки одиночной сваи:
1,*2* – экспериментальные; *3* – расчетные

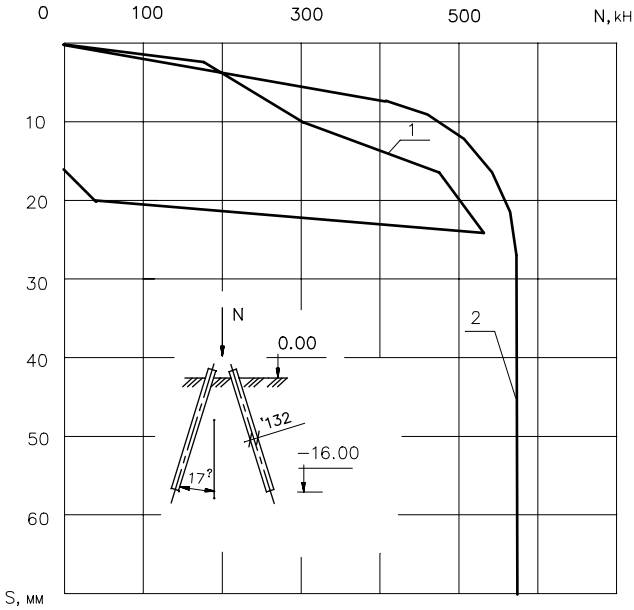


Рис. 7.20. Графики осадки наклонных сваи:
1 – экспериментальный; *2* – расчетный

Графики осадки двух наклонных свай при действии на них вертикальной нагрузки, полученные расчетным и экспериментальным путем (рис. 7.20) по характеру кривых близки, а по величине критической нагрузки различаются на 20%. Следовательно, на основе проведенных расчетов можно в первом приближении прогнозировать несущую способность свай усиления.

Таким образом, предложенная модель с достаточной степенью точности отражает работу усиленного фундамента и может быть использована для численного исследования этой достаточно сложной системы.

7.3.3. Исследование усилий, возникающих в наклонных сваях

При реконструкции фундаментов, усиленных наклонными сваями, очень важно правильно выбрать угол наклона, так как он влияет на несущую способность фундамента и величину внутренних усилий, возникающих в сваях. Значения варьируемых параметров буроинъекционных свай приведены в табл. 7.3.

Таблица 7.3

Значения варьируемых параметров для различных расчетов

Длина сваи, м	Угол наклона сваи	Модуль упругости основания, МПа
0	0	10
0	0	20
0	0	30
7,5	7	10
7,5	7	20
7,5	7	30
15	7	10
15	7	20
15	7	30
7,5	17	10
7,5	17	20
7,5	17	30
15	17	10
15	17	20
15	17	30

По результатам выполненных исследований построены эпюры изгибающих моментов (рис. 7.21, 7.22). В табл.7.4 приведены значения максимальных величин изгибающих моментов, возникающих в месте сопряжения свай с фундаментом.

Таблица 7.4

Величины максимальных моментов в сваях и осадки фундаментов

Характеристики фундамента и грунта			*s*, см	*M*, кНм
L, м	φ, °	*E*, МПа		
15	17	10,0	4,81	41,6
15	7	10,0	4,72	16,8
15	17	20,0	2,84	24,0
15	7	20,0	2,74	10,6
15	17	30,0	2,06	17,1
15	7	30,0	2,03	7,8
7,5	17	10,0	5,13	48,3
7,5	7	10,0	5,36	19,7
7,5	17	20,0	2,99	25,8
7,5	7	20,0	2,95	11,6
7,5	17	30,0	2,12	17,8
7,5	7	30,0	2,09	8,3

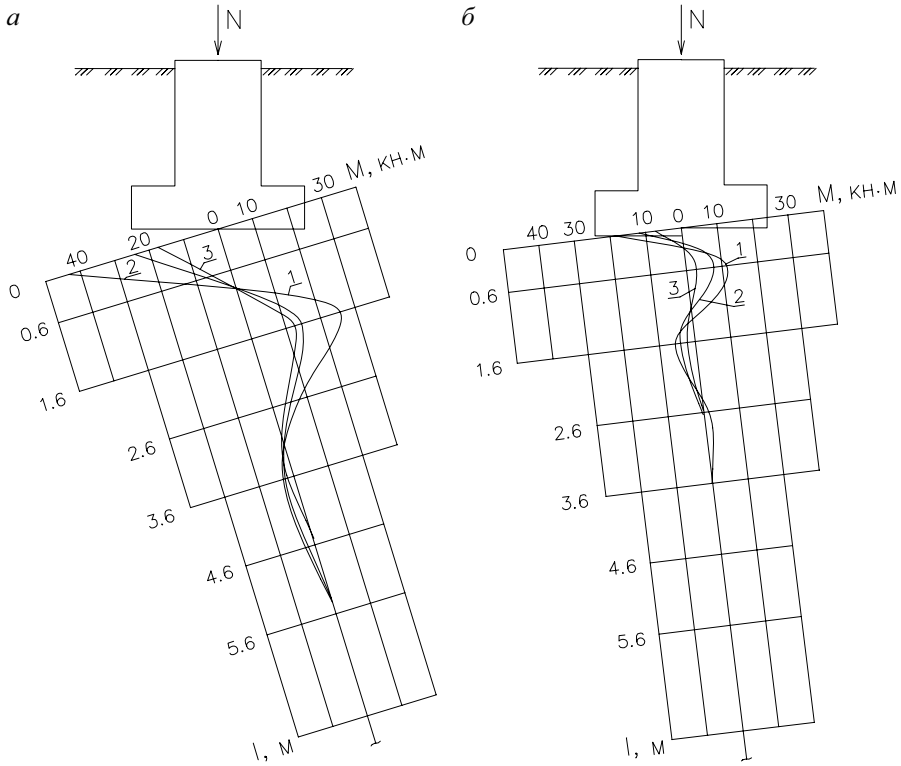


Рис. 7.21. Эпюры изгибающих моментов в свае длиной 15 м при углах наклона 17° (*а*) и 7° (*б*): *1* – модуль деформации основания 10 МПа; *2* – то же 20 МПа; *3* – то же 30 МПа

Усиление ленточных фундаментов наклонными буроинъекционными сваями осуществляется с дневной поверхности земли, уровня пола первого этажа или подвала. При этом сваи проходят через тело фундамента, т.е. оказываются жестко сопряженными с фундаментом, что учитывалось при проведении численных исследований.

При изменении угла наклона от 7 до 17° в фундаментах, устраиваемых в грунтах с модулем деформации 10 МПа (см. рис. 7.21 и табл. 7.4), величина максимального момента возросла на 59%, а осадка – менее чем на 2%. С ростом модуля деформации от 10 до 30 МПа эти величины меняются до 54 и 1% соответственно. Аналогичная картина наблюдается в фундаментах, усиленных буроинъекционной сваей длиной 7,5 м (см. рис. 7.22, табл. 7.4), т.е. изменение длины свай никак не сказывается на соотношении изменения моментов и осадок, хотя их абсолютные значения возрастают. Последнее обстоятельство объясняется меньшей несущей способностью фундамента при использовании более коротких свай.

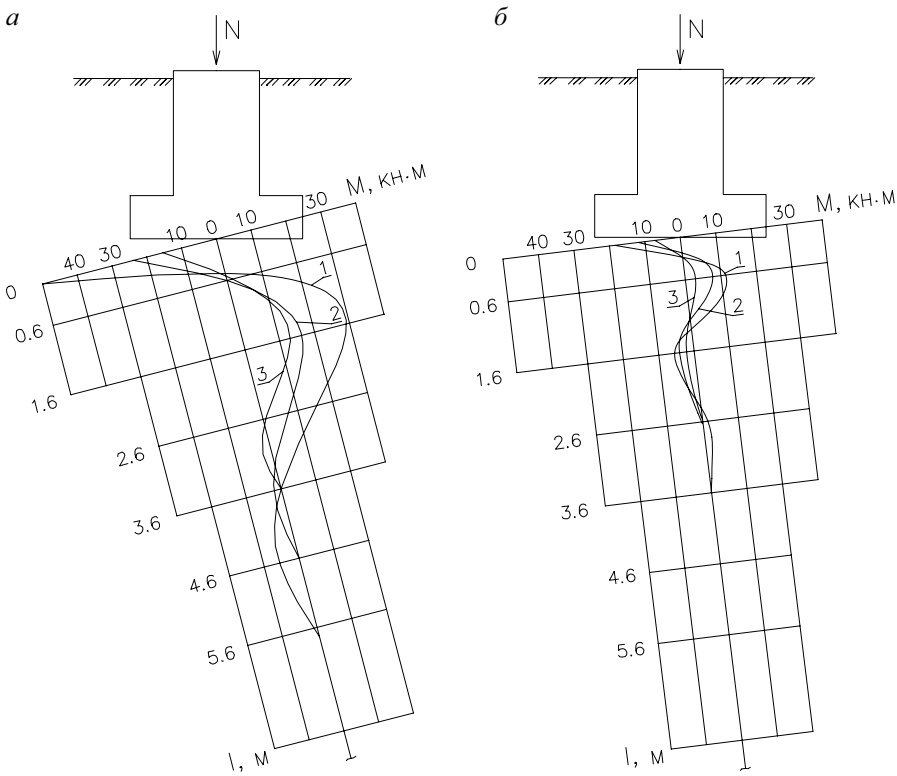


Рис. 7.22. Эпюры изгибающих моментов в свае длиной 7,5 м при углах наклона 17° (*а*) и 7° (*б*): *1* – модуль деформации основания 10 МПа; *2* – то же 20 МПа; *3* – то же 30 МПа

Уменьшение длины свай в два раза никак не отражается и на очертании эпюры моментов, что объясняется небольшой изгибной жесткостью сваи (EJ = 402 кНм^2). По этой же причине увеличение угла наклона не дает положительного эффекта.

Таким образом, при усилении фундаментов буроинъекционными сваями диаметром 93–208 мм с небольшой жесткостью на изгиб и центральным армированием во всех грунтовых условиях следует выбирать минимально возможные углы наклона свай.

Как видно из рис. 7.21, 7.22, значения изгибающих моментов в сваях могут достигать максимально допустимых величин (M = 48,3 кНм), что приведет к нарушению целостности сваи. Из табл. 7.4 видно, что такие значения моментов возникают при осадке фундаментов $S > 2$ см. В связи с этим при усилении фундаментов сваями с большим углом наклона, необходимо принять меры, чтобы осадки не превышали указанных величин.

Таким образом, при невозможности использовать для усиления фундаментов сваи с углом наклона менее 10° можно применять сваи с большим углом наклона, когда внутренние усилия не превышают прочности свай.

7.3.4. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтов основания усиленных фундаментов

Исследование напряженно-деформированного состояния грунтового основания под фундаментом является одной из наиболее важных задач. От характера распределения напряжений зависят размеры и форма пластических областей, конфигурации возможных поверхностей скольжения и, в конечном счете, несущая способность фундамента. При исследовании влияния характеристик фундамента на напряженно-деформированное состояние основания учитывались наиболее значимые параметры усиленного фундамента. При расчетах менялись угол наклона сваи и ее длина – параметры, которые легко изменить при производстве работ. Угол наклона принимался равным 7 и 17°, а длина сваи – 7,5 и 15 м. Каждый расчет выполнялся при трех значениях модуля деформации основания (10, 20 и 30 МПа) для выявления зависимости поведения усиленных фундаментов от жесткости основания. Для определения общего эффекта от усиления параллельно рассчитывались те же фундаменты без усиления в аналогичных грунтовых условиях.

Значения варьируемых параметров для каждого расчета приведены в табл. 7.3, а характерные изобары вертикальных нормальных давлений – на рис. 7.23, 7.24.

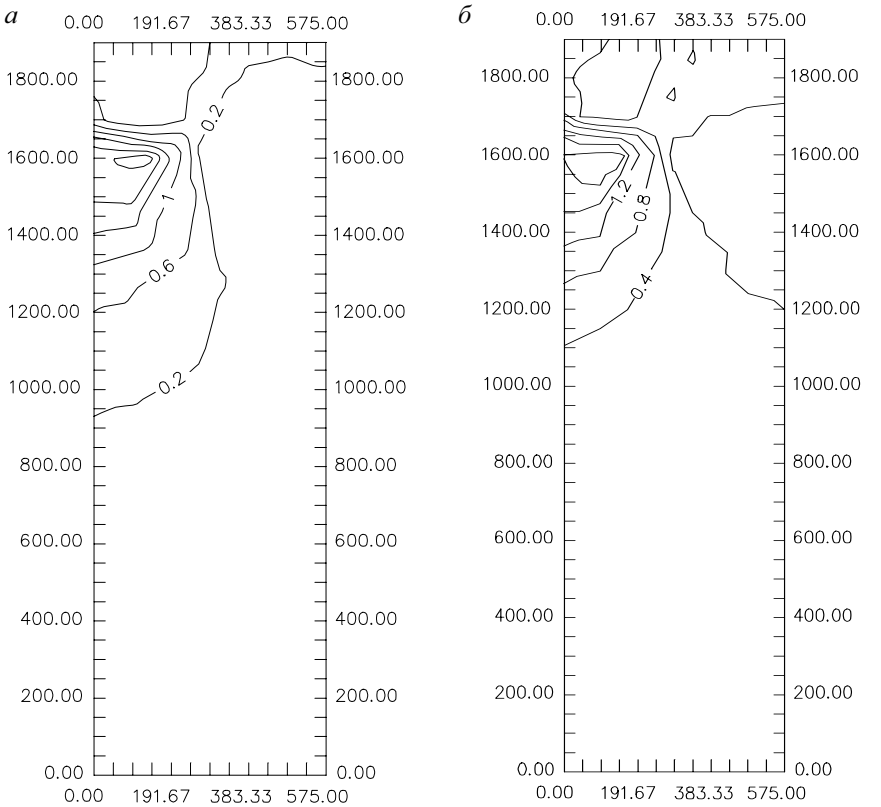


Рис. 7.23. Изолинии вертикальных нормальных давлений для фундамента без сваи при модуле деформации основания 10 МПа (а) и 20 МПа (б)

Установлено, что при усилении фундамента сваей длиной 7,5 м с углом наклона 7° по сравнению с вариантом фундамента без усиления изолинии вытянулись в сторону сваи (см. рис. 7.23,*а* и 7.24,*б*). При этом увеличилось давление на глубине в районе расположения сваи, т.е. часть нагрузки из зоны непосредственно под подошвой фундамента перераспределялась на глубину. За счет такого перераспределения происходит частичная разгрузка самого фундамента здания и улучшаются условия его работы. Для этого варианта усиления при увеличении модуля деформации основания эффект перераспределения падает. Кроме того, наблюдается концентрация напряжений под концом сваи.

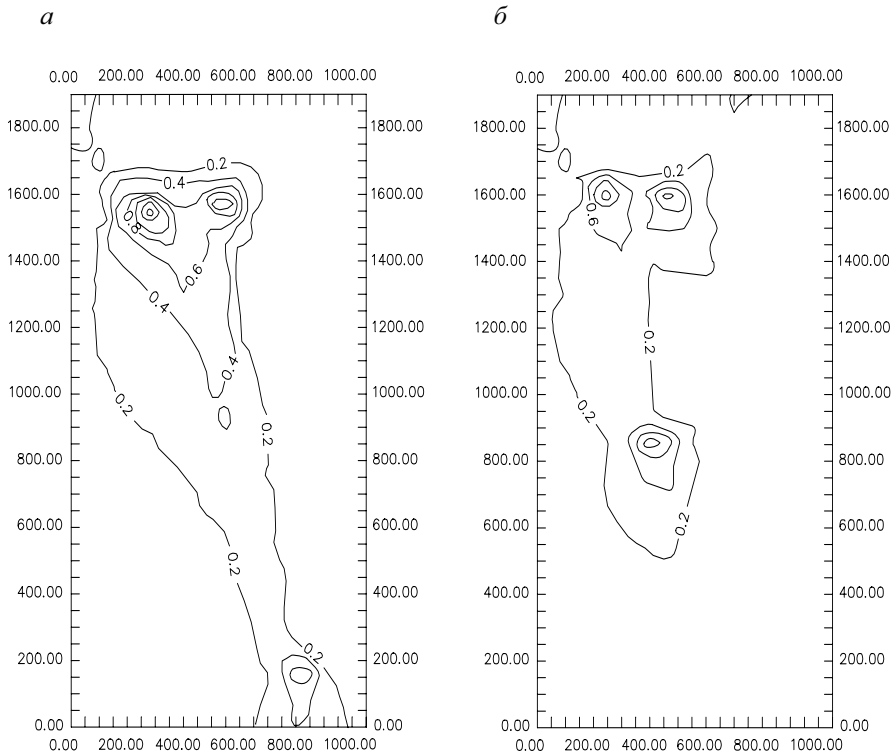


Рис. 7.24. Изолинии вертикальных нормальных давлений для фундамента со сваей усиления 15 м и углом наклона 17° (*а*) и сваей усиления 7,5 м и углом наклона 7° (*б*)

Непосредственно под подошвой фундамента происходит концентрация напряжений под его левым углом. При этом правый край фундамента разгружается. Такое распределение напряжений приводит к крену фундамента, а поскольку сваи установлены с определенным шагом и направления наклона чередуются, возникают крутящие усилия в теле фундамента.

При увеличении длины сваи в слабых грунтах эффект перераспределения напряжений немного увеличивается. При увеличении угла наклона свай от 7 до 17° происходит некоторое перераспределение напряжений. На глубине характер напряжений остается прежним, но зоны концентрации напряжений смещаются вправо, вслед за сваей. Непосредственно под подошвой распределение напряжений становится более неравномерным, основание под левым углом – более напряженным. Это связано с тем, что свая смещается вправо относительно подошвы фундамента, увеличивая тем самым эксцентриситет последнего.

Таким образом, выявлена важная закономерность: увеличение

длины свай при больших углах наклона приводит к увеличению напряжений в основании, при этом зона концентрации напряжений смещается вниз.

7.3.5. Расчет буроинъекционных свай по деформированной схеме

Особенностями буроинъекционных свай являются сравнительно большая гибкость и наличие начальных искривлений оси сваи, возникающих в процессе бурения скважины. Согласно действующим нормативным документам относительное искривление оси сваи при различных способах проходки скважины может достигать 0,002 – 0,005. В практике расчетов начальное искривление обычно учитывают заданием случайного эксцентриситета. При этом расчет допускается проводить по недеформированной схеме с увеличением эксцентриситета на повышающий коэффициент, учитывающий влияние прогиба. Недостатками такого подхода являются произвольность определения значения расчетной длины стержня, а также отсутствие учета отпора грунта. В связи с этим возникает необходимость создания метода расчета, основанного на меньшем количестве произвольных допущений.

Для моделирования работы сваи рассмотрим стержень, находящийся в упругой среде, характеризуемой переменным по его длине коэффициентом постели $k(x)$, где x – координатная ось, направленная вдоль сваи. Начальное искривление оси сваи представим некоторой функцией $w_0(x)$. Таким образом, положение точек оси стержня в деформированном состоянии будет определяться суммой функций $w_0(x)+w(x)$, где $w(x)$ – перемещение. Силы трения по боковой поверхности зададим функцией $R(x)$. При условии малости углов наклона оси стержня в деформированном состоянии получим следующую расчетную схему (рис. 7.25).

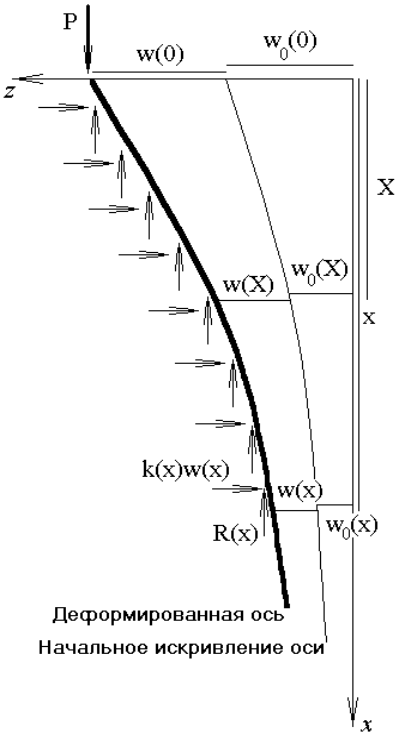


Рис. 7.25. Расчетная схема

Составив выражение для изгибающего момента и продифференцировав его с использованием теоремы Барроу, получим дифференциальное уравнение изогнутой оси стержня:

$$EJw^{\mathrm{IV}} + \left(P - \int_0^x R(X)dX \right) w'' - R(x)w' + k(x)w = \\ = -\left(P - \int_0^x R(X)dX \right) w_0'' + R(x)w_0'. \tag{7.10}$$

Для решения уравнения (7.10) разобьем стержень по длине на N участков с шагом h и обозначим через w_i перемещение в точке с номером i. Заменим производные центральными конечными разностями. Для того, чтобы получить выражения для производных во всех точках, введем по две дополнительных точки на концах стержня. Таким образом, $x_i=h(i\text{-}3)$, $w(0)=w_3$, $w(l)=w_{N+3}$. Подставляя выражения для конечных разностей в (7.10), получим $N+1$ линейное уравнение относительно неизвестных $w_1, w_2, \ldots w_{N+5}$:

$$\frac{EJ}{h^4} w_{i-2} + \left(-\frac{4EJ}{h^4} + \frac{1}{h^2}\left(P - \int_0^{x_i} R(X)dX \right) + \frac{R(x_i)}{h} \right) w_{i-1} + \\ + \left(-\frac{6EJ}{h^4} + \frac{2}{h^2}\left(P - \int_0^{x_i} R(X)dX \right) + k(x) \right) w_i + \\ + \left(-\frac{4EJ}{h^4} + \frac{1}{h^2}\left(P - \int_0^{x_i} R(X)dX \right) - \frac{R(x_i)}{h} \right) w_{i+1} + \\ + \frac{EJ}{h^4} w_{i+2} = -\left(P - \int_0^{x_i} R(X)dX \right) w_0''(x_i) + R(x_i) w_0''(x_i), \\ i \in (3, N+3).$$

Остальные 4 уравнения получим из граничных условий на концах стержня (табл. 7.5, 7.6).

Таблица 7.5

Граничные условия на верхнем конце сваи

Схема	Граничные условия	Представление в конечных разностях
	$-EJw''(0)=M$	$-\frac{EJ}{h^2}\left(w_2-2w_3+w_4\right)=M$
	$-EJw'''(0)=Q+$ $+P(w'(0)+w_0'(0))$	$\frac{EJ}{2h^3}\left(w_1-2w_2+2w_3-w_4\right)+\frac{P}{2h}\left(w_2-w_4\right)=Q+Pw_0'(0)$
	$-EJw''(0)=M$	$-\frac{EJ}{h^2}\left(w_2-2w_3+w_4\right)=M$
	$w(0)=\Delta$	$w_3=\Delta$
	$w'(0)=\theta$	$\frac{w_2-w_4}{2h}=\theta$
	$w(0)=\Delta$	$w_3=\Delta$

Таблица 7.6

Граничные условия на нижнем конце сваи

Схема	Граничные условия	Представление в конечных разностях
	$-EJw''(l)=0$	$-\frac{EJ}{h^2}\left(w_{N+2}-2w_{N+3}+w_{N+4}\right)=0$
	$-EJw'''(l)=$ $=\left(P-\int_0^l R(X)dX\right)(w'(l)+w_0'(l))$	$\frac{EJ}{2h^3}\left(w_{N+1}-2w_{N+2}+2w_{N+4}-w_{N+5}\right)+$ $\frac{1}{2h}\left(P-\int_0^l R(X)dX\right)\left(w_{N+2}-w_{N+4}\right)=\left(P-\int_0^l R(X)dX\right)w_0'(l)$
	$-EJw''(l)=0$	$-\frac{EJ}{h^2}\left(w_{N+2}-2w_{N+3}+w_{N+4}\right)=0$
	$w(l)=0$	$w_{N+3}=0$
	$w'(l)=0$	$\frac{w_{N+2}-w_{N+4}}{2h}=0$
	$w(l)=0$	$w_{N+3}=0$

Решая полученную систему уравнений, найдем значения функции перемещения в точках 1, 2 – N+5. Записывая через конечные разности

вторую и третью производные от прогиба, можно получить выражения для изгибающих моментов и поперечных сил в точках 3, 4 – N+3.

Если вертикальную силу P задать равной несущей способности сваи F_d , то функцию сил трения по боковой поверхности сваи можно принять в соответствии с расчетом несущей способности сваи, выполняемым согласно требованиям СНиП 2.02.03 «Свайные фундаменты». Сопротивление грунта по боковой поверхности является функцией от величины действующей нагрузки. В первом приближении можно полагать, что эта функция является линейной:

$$R(x) = \frac{P}{F_d} R^*(x),$$

где $R^*(x)$ – сопротивление грунта по боковой поверхности при длине сваи x, определяемое по СНиП. Функцию коэффициента постели, согласно СНиП, допускается принимать линейной:

$$k(x) = \frac{Kx}{\gamma_c},$$

где x – глубина; γ_c – коэффициент условий работы; K – коэффициент пропорциональности.

Для определения критической силы рассмотрим задачу при отсутствии начальных искривлений, а также поперечных сил, моментов и перемещений на верхнем конце сваи. В этом случае правые части всех уравнений приведенной выше системы будут равны нулю. Составляя из коэффициентов при w_i матрицу A, получим уравнение $\det(A) = 0$ относительно неизвестной P. Найдя минимальный корень этого уравнения, получим значение критической силы $P_{кр}$.

С помощью программы, реализующей предложенный метод, были проведены серии расчетов для конкретных примеров устройства свай в инженерно-геологических условиях, характерных для центральной части Петербурга (с поверхности под техногенным слоем залегают пески средней плотности, под ними – слабые суглинки, подстилаемые тугопластичными моренными суглинками). Анализ результатов расчетов позволил сделать следующие выводы:

1. Предлагаемая методика позволяет учитывать гибкость свай с меньшим количеством произвольных допущений, чем принято в известных методах.

2. Численное значение максимального момента при прочих равных условиях практически не зависит от формы начального искривления (при соблюдении допусков на относительное отклонение сваи). Это позволяет применять предлагаемый метод для расчета свай в тех слу-

чаях, когда форма искривления оси сваи неизвестна.

3. Потеря устойчивости сваи в грунте невозможна, поскольку необходимая для этого критическая сила, как минимум, в 10 раз превышает несущую способность сваи по грунту.

4. При нагружении свай, находящихся в грунте, максимальные изгибающие моменты возникают в месте заделки головы сваи (либо вблизи места приложения нагрузки при свободном или шарнирно-закрепленном верхнем конце). Моменты в слабом прослое не оказываются наибольшими даже в случае наделения этого прослоя идеально низкими механическими характеристиками. Следует отметить, что данный вывод основан на допущениях о характере изменения коэффициента постели по глубине, изложенных в нормативной литературе, и справедлив при возрастании коэффициента постели по глубине.

5. Для свай, защемленных в ростверке (например, для свай усиления) наибольшее влияние на величину изгибающего момента оказывает осадка ростверка. Последний вывод проиллюстрируем примером.

Рассмотрим реальный вариант усиления ленточного фундамента под стену наклонными сваями с углом наклона 18° (объект – Петербург, ул. Малая Морская, д.23). Подошва ростверка (усиливаемого фундамента) располагается на отметке -1,8 м, длина сваи – 24,5 м. При осадке ростверка на величину S вследствие симметрии расчетной схемы верхний конец сваи получит перемещение $\Delta = S\sin(\alpha)$ (рис.7.26, *в*). Расчет осадок был выполнен по программе «Геомеханика» в 1998 г. (А.Б. Фадеев, К.Г. Шашкин). Программа позволяет выполнить расчет напряженно-деформированного состояния основания методом конечных элементов с учетом упругопластических свойств грунта. Свая задается стержневым элементом с соответствующими характеристиками жесткости. Полученная по расчету осадка при нагрузке 100 кН составляет 9 мм, при этом перемещение Δ равно 2,8 мм. На рис. 7.26, *а* изображены изолинии вертикальных нормальных напряжений в массиве грунта, полученных в результате расчета. Видна концентрация напряжений под острием сваи, опирающимся на более плотные грунты. Эпюра моментов при коэффициенте пропорциональности грунта K=7000 кН/м^4 изображена на рис. 7.26, *б* (кривая 1). Момент в заделке составляет 6,88 кНм.

Предположим, что при составлении проекта не был учтен ряд неблагоприятных факторов, в результате чего реальные осадки превысили предполагаемые. В этом случае пропорционально возрастет и изгибающий момент в заделке. Пусть свая заармирована таким образом, что полученный расчетный момент превышает предельно допустимый. В этих условиях произойдет нарушение целостности сваи и образование пластического шарнира в точке A (см. рис. 7.26, *б*), рас-

четная схема будет соответствовать варианту на рис. 7.26, *г*. При этом в точке *А* будет действовать пластический момент $M_{пл}$. Для данного примера при соответствующем армировании он равен 3 кНм. После перераспределения внутренних усилий в свае эпюра изгибающих моментов будет соответствовать кривой *2*.

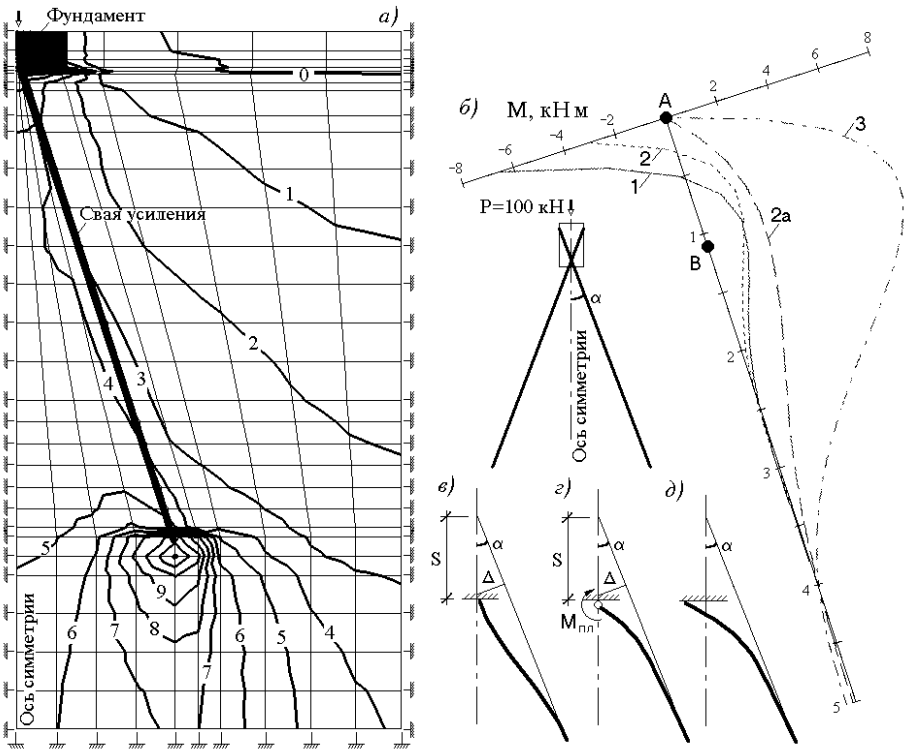


Рис. 7.26. Пример расчета наклонной сваи, защемленной в ростверке: *а* – изолинии вертикальных нормальных напряжений в массиве грунта (изолинии проведены через 1 кПа); *б* – эпюры изгибающих моментов в верхней части сваи; *в* – вариант расчетной схемы при защемлении сваи в ростверке; *г* – вариант после образования пластического шарнира в точке А; *д* – состояние после разрушения арматуры в свае (кривая 1 соответствует расчетной схеме *в*, кривая 2 – расчетной схеме *г*, кривая 2а – расчетной схеме *г* при $M_{пл}$=0 (после разрушения растянутой арматуры), кривая 3 расчетной схеме *д*)

Максимальный момент в этом случае составит 1,70 кНм и не превысит предельного значения для данного примера. Однако, поскольку в точке *А* защитный слой нарушен, будет протекать коррозия арматуры, что может привести к ее разрушению. После разрушения растяну-

той арматуры пластический момент в точке *А* станет равен нулю, эпюра изгибающих моментов будет соответствовать кривой *2а*. Максимальный момент при этом составит 2,25 кНм, что также не превысит предельного значения. Однако после разрушения всей арматуры свая в точке *А* получит возможность горизонтального смещения, что будет соответствовать схеме на рис.7.26, *д*. Эпюра моментов для данного варианта изображена на рис.7.26, *б*, (кривая *3*). Максимальный момент составит 7,53 кНм, т.е. превысит предельное значение. При этом возможно образование второго пластического шарнира в точке *В* и выключение сваи из работы, что может привести к аварийным осадкам здания. Анализ приведенного примера позволяет сделать следующие выводы:

1. При проектировании усиления фундаментов буроинъекционными сваями следует стремиться к минимизации осадки усиленных фундаментов, а также к максимально достоверной оценке величины осадки, что возможно благодаря применению современных моделей механики грунтов и их численных реализаций.

2. Расчет прочности буроинъекционных свай необходимо производить с учетом отпора грунта. Следует иметь в виду, что наличие непосредственно под подошвой ростверка грунтов с относительно высокими механическими характеристиками, несмотря на снижение осадки, может приводить к увеличению изгибающего момента в заделке.

3. Представляется целесообразным выполнять поверочные расчеты сваи по схеме со свободным верхним концом, так как это позволит избежать исключения свай из работы даже в случае превышения ожидаемых значений осадок.

4. Расчеты свай необходимо выполнять по деформированной схеме, так как расчет по недеформированной схеме может приводить к недооценке расчетных усилий более чем на 30%.

К сожалению, целый ряд деформаций исторических зданий произошел, в том числе, из-за неверно используемой расчетной схемы при усилении. Соответственно сваи усиления получают недопустимый изгиб в слабых грунтах. При этом нарушается их целостность, что приводит, как правило, к дополнительным локальным деформациям. В ряде грунтовых напластований могут стать опасными тонкие буроинъекционные сваи, изготовляемые с использованием шнековой технологии (CFA).

7.4. Усиление основания и фундаментов буроинъекионными сваями на примере Константиновского дворца

Усиление основания и фундаментов памятников архитектуры заслуженно считается одной из наиболее сложных геотехнических за-

дач. Усиление, с одной стороны, должно обеспечивать долговременную сохранность и надежность памятника, который за период длительной эксплуатации мог в значительной мере утратить пространственную жесткость в целом и прочность отдельных конструкций. С другой стороны, при инженерной реставрации крайне нежелательна замена исторических конструкций (даже ветхих) новыми. Предпочтителен выбор мероприятий, позволяющих закрепить ветхие конструкции и сохранить для потомков живую историю развития инженерной мысли.

Одним из наиболее известных проектов последнего десятилетия стала реконструкция Константиновского дворца в Стрельне.

Задача усиления фундаментов Константиновского дворца и подпорного сооружения чрезвычайно усложнилась из-за необходимости организации наружного входа со стороны Нижнего парка, а соответственно, и парадного вестибюля в подвалах дворца и гротах.

Для выбора оптимального решения нами были проанализированы геотехнические аспекты двух вариантов реконструкции.

Первый вариант (первоначальная архитектурная концепция): заглубление помещений центральных погребов и подвала под тройной аркой примерно на 8м до уровня абс. отм. +5,0 м БС (уровень Нижнего парка) с устройством подземного сооружения на той же отметке под площадью перед южным фасадом дворца. При этом, чтобы придать новому проходу вид парадного зала, предусматривалось уменьшение сечения опорных конструкций, поддерживающих столбы тройной арки, до размера, существенно меньшего сечения этих столбов.

Для реализации этого варианта были необходимы:

- усиление фундаментов центральных погребов путем пересадки их на буроинъекционные сваи с инъецированием кладки;
- пересадка центральной части дворца на специальные буровые сваи, проходящие через кладку существующих стен и рассчитанные на возможность разборки существующей кладки между сваями (т.е. на работу на сжатие с изгибом);
- устройство плиты ростверка в уровне пола будущего помещения, а также дополнительных свай и временной крепи, воспринимающей вес конструкций дворца и передающей его на свайное основание, которая позволит исключить из работы участки буровых свай в зоне будущего помещения;
- устройство постоянных несущих конструкций под столбами арок, опирающихся на ростверки;
- выполнение «стены в грунте» по контуру подземного сооружения перед дворцом;

- устройство гидроизоляции по всей поверхности подземного сооружения.

Поскольку существование здания на разнотипном основании (в центре – сваи, в краевых зонах – фундаменты на естественном основании) недопустимо, пришлось бы выполнить также *пересадку всего здания на буроинъекционные сваи*.

Для осуществления всего комплекса работ потребовалось бы не менее 3…5 лет, поскольку в целях обеспечения сохранности дворца одновременное ведение различных видов геотехнических работ невозможно.

К выполнению отделочных работ можно приступить только по окончании работ нулевого цикла, для того, чтобы исключить их негативное влияние на отделку фасадов и помещений.

Второй вариант (компромиссный) организации входа в Константиновский дворец со стороны Нижнего парка (см. рис. 7.27) предусматривал сохранение исторических отметок в зоне гротов (абс. отм. +5,25 м БС) и организацию перехода с отметок +6,00 м БС до +7,80 м БС в зоне центральных погребов, расположенных за гротами.

В связи с тем, что вариант предусматривал минимальное заглубление, рассмотрим соотношение существующих отметок заложения фундаментов дворца и гротов и предполагаемого (по проекту) уровня чистого пола.

При обследовании было установлено, что основная подпорная стена, разделяющая гроты и погреба, имеет подошву на абс. отметке +3,75 м БС (рис. 7.28), а абс. отметка заложения подошвы фундаментов столбов дворца составляет +7,10…+7,4 м БС. Глубина заложения фундаментов поперечных стен погребов +8,50…+8,88 м БС.

Высота существующих помещений в зоне гротов достигает 6,0 м, в зоне погребов – 2,85 м, в подвале под дворцом (под тройной аркой) – 2,2...2,5 м. Рассматриваемый вариант углубления помещений (см. рис. 7.27) предполагал увеличение их высоты в зоне погребов на 2,5 м вблизи основной подпорной стены и на 70 см – вблизи фундаментов дворца (высота в этой части помещений составит 3,55 м).

При реализации 2-го варианта уровень чистого пола оказывался на 325 см выше фундаментов основной подпорной стены и только на 70 см выше подошвы фундаментов ближайших к погребам столбов дворца. Следовательно, низ конструкции силового пола оказывался лишь на 30...40 см выше подошвы этих фундаментов, что обусловливало необходимость их превентивного усиления со стабилизацией грунтов основания.

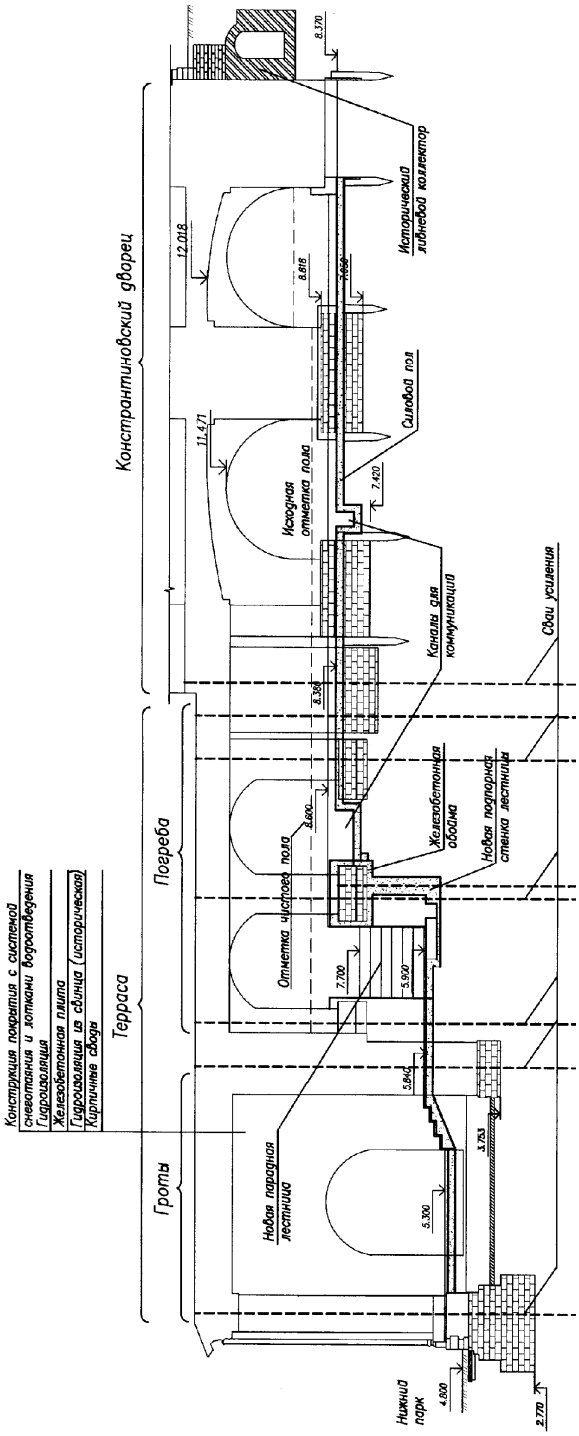


Рис. 7.27. Организация парадного вестибюля (разрез по оси симметрии дворца)

Рассматриваемый вариант требовал также усиления фундаментов поперечных стен погребов (перпендикулярных основной подпорной стене) и столбов погребов, имеющих недостаточную глубину заложения подошвы. Такое усиление возможно было выполнить с помощью буроинъекционных свай.

Усиление фундаментов дворца в зоне углубления подвальных помещений возможно посредством инъекционного закрепления массива грунта в их основании. При этом следует учесть, что нижняя часть фундаментов дворца сложена из гранитных валунов, бурение которых щадящими способами (не оказывающими динамического воздействия на конструкции и грунты) весьма затруднительно.

Комплекс геотехнических работ по 2-му варианту минимален, технология работ хорошо апробирована на исторических памятниках Санкт-Петербурга.

Явные преимущества 2-го варианта, позволяющего реализовать идею организации парадного входа из Нижнего парка и обеспечить сохранность памятника архитектуры, определили выбор этого решения для реализации на практике.

За пределами парадного вестибюля требовалось инъекционное закрепление фундаментов дворца для восстановления сплошности фундаментной кладки, а также устройство гидроизоляции.

Наиболее сложной оказалась проблема восстановления конструкций лоджий и гротов, образующих подпорное сооружение и формирующих террасу перед дворцом. Из результатов обследования следовало, что подпорное сооружение находится в аварийном состоянии (см. п.5.2). Фундаменты подпорных стен, сложенные из кирпича, были местами разрушены до состояния дресвяной массы с глинистым заполнителем. Весьма вероятно, что подобное состояние имела значительная часть сечения подпорной стены, соприкасающаяся с грунтом. К этому следует добавить, что поперечные стены западных и восточных погребов не имели фундаментов.

В этих условиях какие-либо локальные вычинки или последовательная (захватками) замена кладки стен и фундаментов были затруднены:

- общим неудовлетворительным состоянием кирпичной кладки;
- опасностью локальных обрушений в процессе вычинки;
- абсолютной недоступностью для вычинки и замены кладки подпорной стенки, граничащей с вертикальным грунтовым откосом и имеющей значительную толщину (1,8...3,2 м).

Таким образом, вариант вычинки или замены кладки не обеспечивал надежности и долговечности сооружения и был опасен на стадии производства работ.

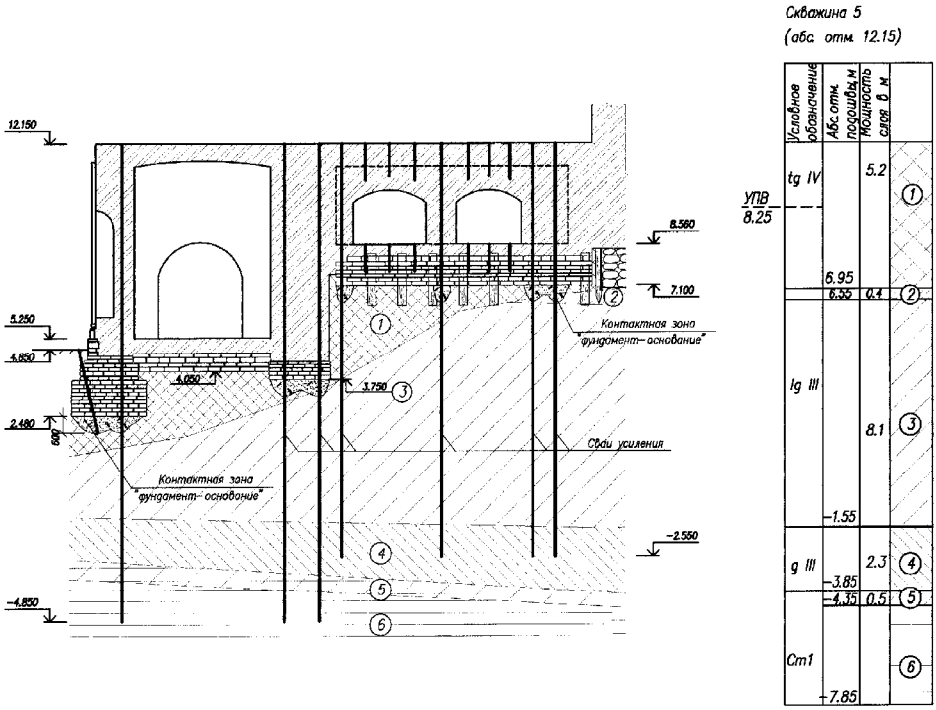


Рис. 7.28. Усиление конструкций подпорного сооружения

В рассмотренной геотехнической ситуации с учетом фактического состояния конструкций и описанного выше механизма их разрушения (см. п. 5.2) усиление должно было обеспечивать одновременное решение следующих задач:

- восстановить сплошность массива кладки и обеспечить в дальнейшем ее сохранность;
- обеспечить восприятие подпорной стенкой горизонтального давления грунта;
- организовать надежную передачу нагрузки на малосжимаемые грунты основания для исключения дополнительных осадочных деформаций, которые могут развиться вследствие разрушений подпорных конструкций и фундаментов, в том числе деревянных свай;
- устроить парадный вестибюль в центральной части погребов.

При этом усиление не должно было исказить исторический внешний вид конструкций.

В связи с повсеместным разрушением поверхностей и общим ослаблением кирпичной кладки вариант устройства бандажей, обойм и прочих наружных усилительных конструкций был также отклонен как

неэффективный, не позволяющий обеспечить надежность подпорных сооружений и искажающий их внешний вид.

Практически единственным вариантом, позволяющим решить все изложенные задачи, является инъекционное закрепление и армирование кирпичной кладки с пересадкой всего подпорного сооружения на сваи усиления, опирающиеся на прочные отложения. Инъекция кладки была необходима для восстановления ее сплошности и прочности, армирование – для ее совместной работы в пределах всей конструкции; устройство свай усиления – для передачи нагрузки на малосжимаемые грунты основания. Следует отметить, что устройство традиционных наклонных свай с уровня нижней террасы (около 4,0 м БС) было неэффективным, поскольку разрушенная кирпичная кладка фундаментов была непригодна для заделки голов буроинъекционных свай, а подпорная стенка практически недоступна для усиления. Предложенное устройство свай усиления позволяло восстановить историческую схему работы конструкций подпорного сооружения, в основании которого имелись деревянные сваи. В результате воссоздавалась историческая схема работы системы «дворец – подпорное сооружение – основание».

Моделирование усиления конструкций подпорного сооружения показывает, что при усилении буроинъекционными сваями дополнительные осадки не превышают 1 см даже при откопке грунта под подошвами фундаментов погребов (рис. 7.29).

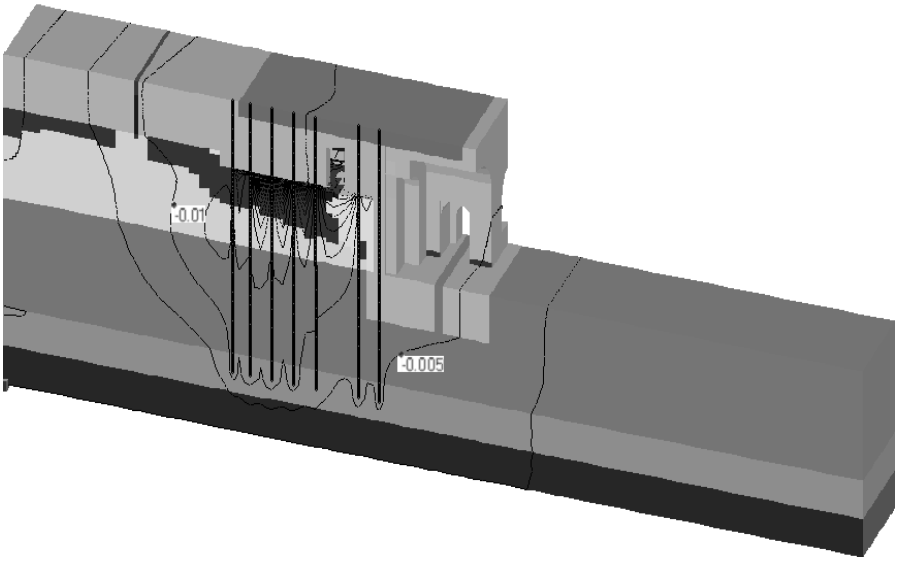


Рис. 7.29. Изолинии осадок (м) при усилении буроинъекционными сваями и откопке грунта под подошвой фундаментов погребов

Усилия в конструкциях сооружений по расчету (при условии восстановления разрушенных частей кладки) не превышают допустимых значений. Это объясняется тем, что при усилении фактически восстанавливается существовавшая ранее схема работы сооружения.

Реализация предложенной нами концепции оказалась весьма эффективной, обеспечив надежность подпорного сооружения и дворца и возможность безаварийного ведения реконструкционных работ.

Благодаря усилению подпорных сооружений армирующими элементами – сваями удалось решить вопросы насыщения погребов коммуникациями без угрозы для сохранности памятника. На фотохронике, представленной на рис. 7.30, можно проследить последовательность преображения анфилады погребов. Для размещения многочисленных сетей потребовалось выполнить понижение уровня грунта до 1,5 м ниже подошвы кирпичной кладки поперечных стен погребов. Стены «зависли» на тонких буроинъекционных сваях. Армирование свай сплошной металлической трубой исключило возможность их повреждения при углубительных работах. Лучшим свидетельством высокого качества свайных работ стало то обстоятельство, что ни один фрагмент усиленной сваями кирпичной кладки не получил сколько-нибудь заметных смещений. Выполненные в 2002 г. работы по усилению фундаментов были на тот момент беспрецедентны для отечественной практики.

Вывешивание конструкций гротов на сваи позволило организовать вход со стороны Нижнего парка с заглублением в зоне центральной лестницы более чем на 4 м. Для этого кирпичные столбы центральных погребов с помощью металлической рамы были вывешены на специально устроенных буроинъекционных сваях с трубчатым армированием, между столбами была устроена подпорная стенка из свай (рис. 7.31). О последовательности работ свидетельствуют кадры фотосъемки, представленные на рис. 7.32.

а

б

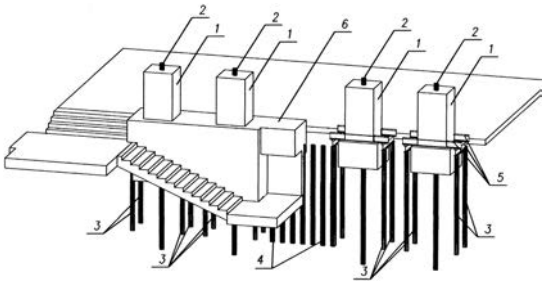
в

г

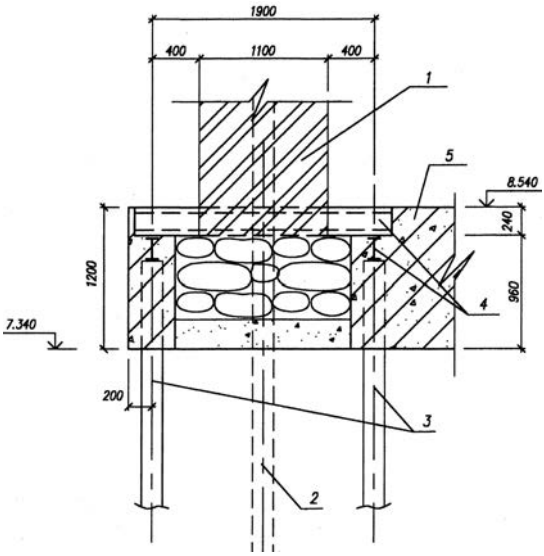
д

Рис. 7.30. Реконструкция погребов: *а* - вид анфилады погребов до начала работы; *б* - погреба после усиления буроинъекционными сваями с трубчатым армированием; вид после углубления погребов; *в* - подведение железобетонных ростверков под подошву кирпичной кладки; устройство дренажа вдоль анфилады погребов; *г* - облицовка ростверков кирпичом; *д* - устройство полов над ростверками (пространство ростверков используется для размещения коммуникаций)

а



б



в

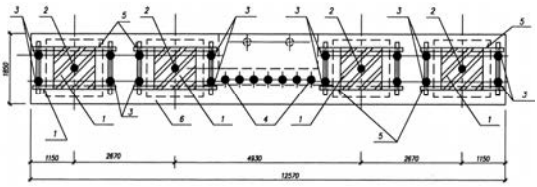


Рис. 7.31. Центральная лестница парадного вестибюля под террасой:
а - общий вид; *б* - деталь усиления столба (разрез); *в* - план усиления столбов для организации парадного входа; 1 – существующие столбы центрального погреба; 2 – сваи усиления, выполненные с поверхности террасы; 3 – сваи усиления столбов, выполненные из погребов; 4 – подпорная стенка из свай; 5 – металлическая опорная рама, введенная в кладку столба для передачи нагрузки от него на сваи усиления

а

б

в

д

г

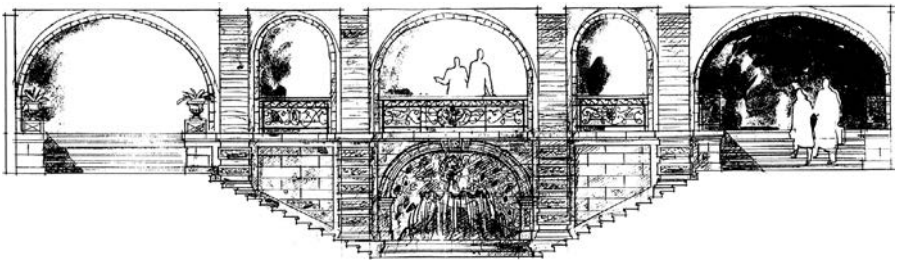


Рис. 7.32. Устройство центральной лестницы парадного вестибюля: *а* - исходное состояние; *б* - усиление столбов металлической рамой; передающей нагрузку на сваи усиления; *в* - устройство подпорной стенки из свай и армирование; *г* - эскиз декора; *д* - вид парадной лестницы до отделки

В центральном подвале под тройной аркой дворца было выполнено инъекционное закрепление бутовой кладки фундаментов столбов, устроена противокапиллярная гидроизоляция. После этого столбы откапывались примерно на 1 м, в них вводилась железобетонная плита силового пола, а затем бутовая кладка бралась в железобетонную обойму (рис. 7.33).

На поверхности террасы головы свай усиления были объединены железобетонной плитой толщиной до 150 мм, обеспечивающей совместность работы свай и передачу на них нагрузок от транспорта в случае его движения по террасе. При проектировании покрытия террасы пришлось решить весьма сложную задачу: каким образом организовать систему водоотведения в узком пространстве, ограниченном снизу уровнем кирпичной кладки сводов, перекрывающих погреба, гроты и лоджии, а сверху – историческими отметками поверхности террасы. Высота этого пространства в редких случаях доходила до 70 см, чаще же всего ограничивалась полуметром. При этом здесь надо было разместить железобетонную плиту, объединяющую головы свай усиления, которой следовало придать уклоны, необходимые для реализации новой концепции водоотведения. Следовало учесть также и толщину гранитного мощения террасы. Для исключения замерзания воды в лотках потребовалось устроить систему снеготаяния, для чего на плите был развернут лабиринт специальных пластиковых трубок для подачи теплой жидкости.

В успешном решении этих задач (помимо авторов этой книги) участвовали ведущие сотрудники института «Георeконструкция» (С.Б. Оршанский, Л.А. Глыбин, С.Г. Богов, профессор Г.И. Клиорина и др.).

Можно утверждать, что успешное восстановление Константиновского дворца, его лоджий и террасы оказалось возможным только благодаря комплексному решению всей совокупности геотехнических задач по усилению фундаментов, организации водоотведения, выполнению гидроизоляции.

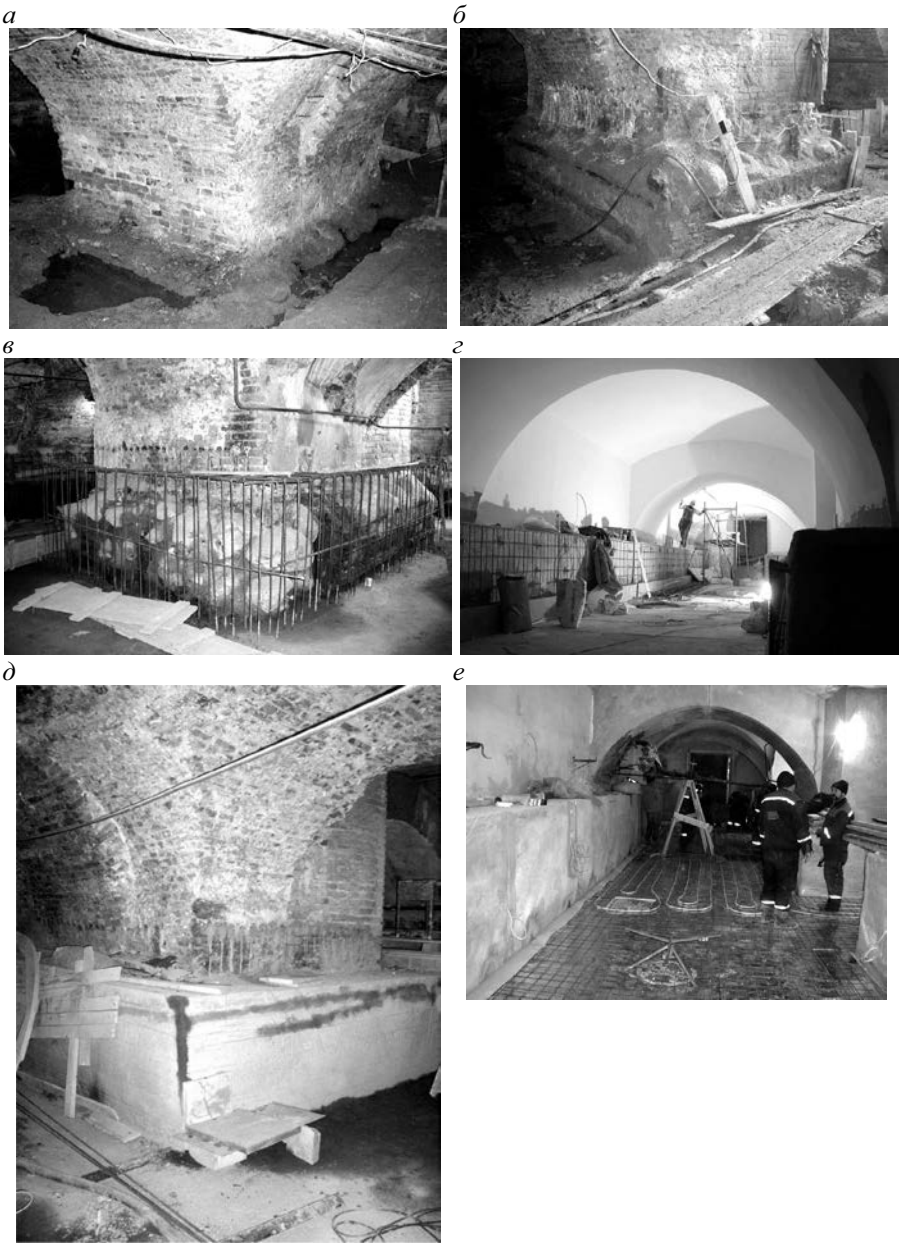


Рис. 7.33. Реконструкция подвалов дворца под тройной аркой: *а* - исходное состояние; *б* - откопка бутовой кладки после инъекционного закрепления (видны следы деревянной опалубки – «ряжа», в которую укладывались валуны при строительстве дворца); *в* - армирование обоймы силовой плиты пола и устройство противокапиллярной отсечки; *г* - обетонирование бутовой кладки; *д* - устройство теплых полов; *е* - отделочные работы

7.5. Применение струйной технологии для усиления фундаментов

Струйная технология позволяет реализовать весьма эффективный вариант усиления фундаментов: одновременно увеличить ширину подошвы и увеличить глубину заложения. Достигается это посредством устройства массива из цементногрунтового материала под подошвой фундаментов. Из всех имеющихся в настоящее время технологий инъецирования только струйная технология позволяет создавать сравнительно однородный массив закрепленного грунта.

Улучшить условия передачи нагрузок на основание можно путем создания под подошвами фундаментов здания рядов сплошных наклоненных друг к другу стенок из закрепленного грунта. Такая конструктивная схема позволяет ограничить деформации массива грунта, расположенного между создаваемыми наклонными стенками. Каждая из стенок при этом состоит из отдельных цементогрунтовых столбов, выполняемых по «козловой» схеме (рис. 7.34,*а*) и в ходе выполнения работ практически объединяется с подошвой усиливаемого фундамента. Усиление реализуется так, чтобы устраиваемые цементногрунтовые элементы оставались в несущем слое песчаных грунтов, улучшая условия передачи нагрузки от фундамента на верхние плотные слои грунта, не прорезая их. Несомненно, что такая нетрадиционная схема усиления требует надежного расчетного обоснования.

Примером реализации данного метода усиления может служить реконструкция здания, расположенного в Санкт-Петербурге, на наб. р. Карповки. Реконструкция здания связана с изменением его функционального назначения с увеличением этажности и полезных нагрузок. Трехэтажное здание имеет подвал. Оно было возведено в 1905г. с продольными несущими стенами, его ленточные фундаменты выполнены из рваного известняка на цементно-песчаном растворе на естественном основании. Глубина заложения подошвы фундаментов – 2,1 м, при ширине 1,5 м. Инженерно-геологические условия площадки характерны для центральной части Санкт-Петербурга. В основании фундаментов залегают водонасыщенные разнозернистые пески. Мощность песков ниже подошвы фундаментов варьирует от 2м до 3м. Залегающие под ними после- и позднеледниковые суглинки имеют низкие деформационные характеристики и могут способствовать развитию значительных дополнительных осадок при увеличении нагрузки без специальных мер усиления. Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 7.7.

Таблица 7.7

Физико-механические показатели грунтов основания

ИГЭ	Наименование слоя	ρ кН/м^3	w_e	e	I_L	φ град	c кПа	E МПа
1	Насыпные грунты	16						
2	Пески пылеватые	19,6	0,27	0,721	–	28	3	14,5
2а	Пески средней крупности	20	0,24	0,65	–	33	1	30
3	Супеси пылеватые, текучие	19,6	0,28	0,755	1,42	17	10	7,8
4	Суглинки тяжелые пылеватые, ленточные, пластичные	18,4	0,38	1,056	1,0	12	16	5,8
5	Супеси пылеватые	21,7	0,15	0,414	0,40	22	9	16,4
6	Супесь пылеватая с гравием, галькой, полутвердая	22,2	0,12	0,358	0	28	16	25,1

Подземные воды были вскрыты на глубине 2,0 м. Планировалась надстройка здания со значительным увеличением нагрузки (в ряде мест вдвое превышающей существующую). Соответственно и давление по подошве фундаментов значительно превышало расчетное сопротивление грунтов основания. Фактором, осложняющим реконструкцию, были выявленные при обследовании зоны разуплотнения песков основания. В рассматриваемой геотехнической ситуации была очевидна необходимость превентивного усиления фундаментов здания. Сотрудниками института «Георeконструкция» под руководством С.Г. Богова для эффективной реализации проекта реконструкции здания в условиях плотной застройки было предложено выполнить укрепление грунтов основания путем устройства сплошной стенки из наклонных цементногрунтовых столбов под подошвами фундаментов всех несущих стен. Такой метод усиления основания способствует значительному снижению абсолютных значений осадок и их неравномерности при надстройке и повышению надежности работы фундаментов. Проект усиления оснований и фундаментов здания включал два основных этапа. Первый – традиционный этап – укрепительная цементация кладки существующих бутовых фундаментов и грунтов контактной зоны «фундамент-грунт основания» пластифицированным цементным раствором. Второй этап – устройство цементногрунтовых столбов усиления диаметром 0,6 м. Столбы выполнялись в слое песчаных грунтов наклонными, в шахматном порядке. Расположение столбов назначалось так, чтобы исключить технологические осадки от подмыва. При такой схеме максимальная ширина B_1 по низу создаваемой усилительной конструкции ниже подошвы фундаментов для

внутренней продольной стены составляет более 3 м, а для наружных – более 2,5 м. Угол наклона и шаг столбов усиления назначались таким образом, чтобы создать под подошвой фундамента сплошной массив цементногрунтового материала (рис. 7.34,*г*) для улучшения условий передачи нагрузок на грунты основания. Угол наклона соседних столбов, устраиваемых с одной стороны стены, специально задавался различным, с разницей около 5° к вертикали. Для армирования цементногрунтовых столбов были применены толстостенные трубы. Через манжеты, расположенные на этих трубах, проводилась специальная опрессовка созданных цементогрунтовых столбов, для минимизации деформаций, связанных с седиментацией. Для реализации проекта потребовалось выполнить более 500 столбов.

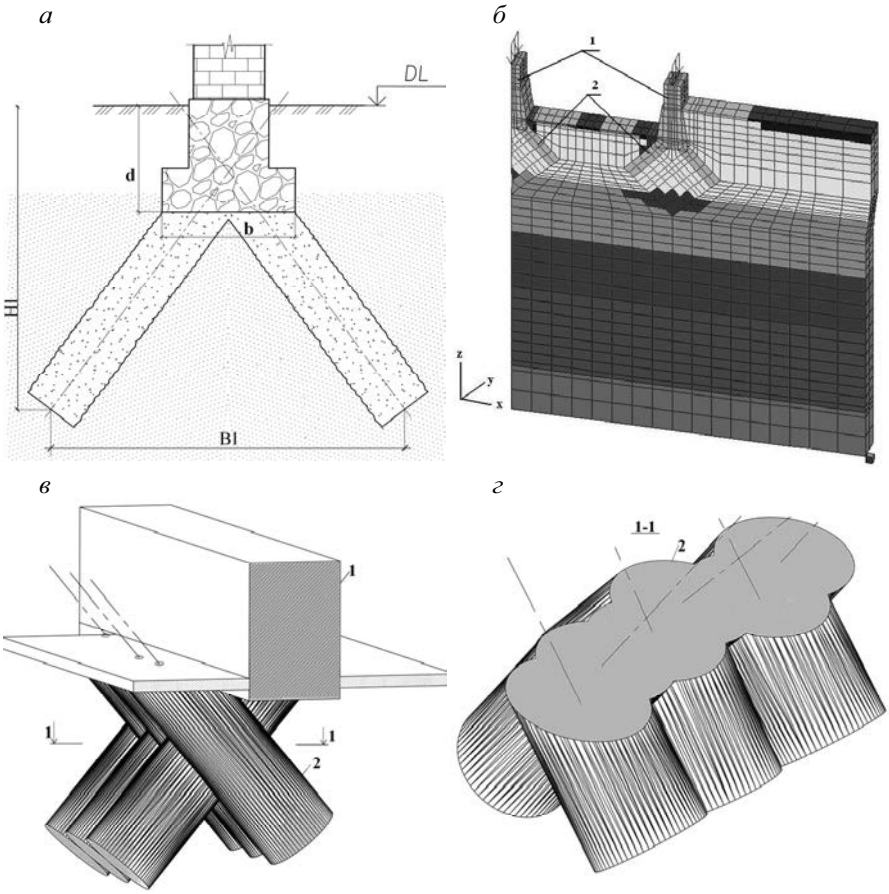


Рис.7.34. Усиление ленточных фундаментов по струйной технологии: *а*) принципиальная схема усиления; *б*) фрагмент расчетной схемы FEM-models 1 – фундамент; 2 – элементы усиления системы «фундамент – цементногрунтовая конструкция»; *в*) фрагмент усиления фундамента (1); *г*) разрез 1-1 под подошвой ленточного фундамента

На основе ранее проведенных исследований и опытных работ (Улицкий В.М., Богов С.Г., 1994) рассматривался вариант создания элементов усиления в песчаном грунте по струйной технологии по однокомпонентной технологической схеме. Для струйного закрепления грунтов на данном объекте применялся портландцемент М500 с добавкой хлористого кальция.

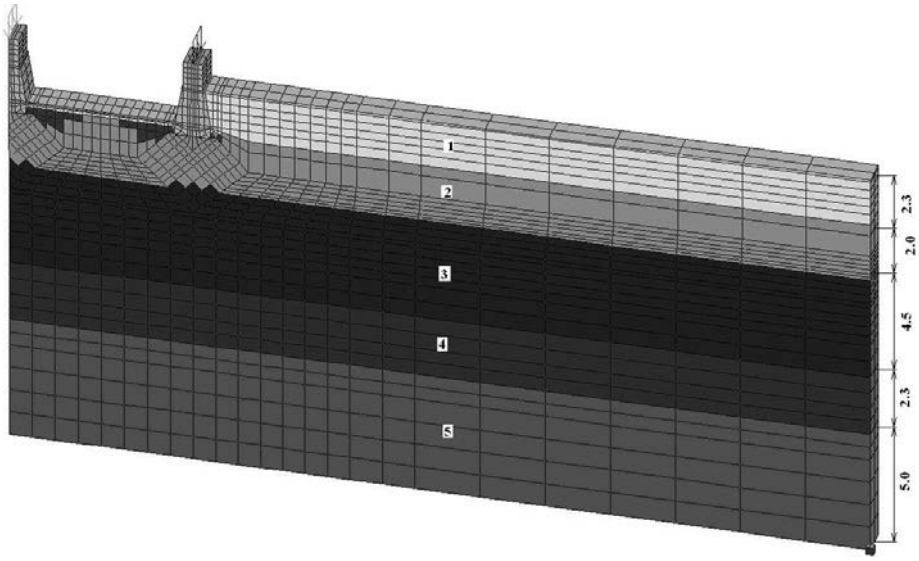
Учитывая возможность развития областей пластических деформаций, был выполнен расчет дополнительной осадки здания с использованием программного комплекса FEM-models. Численное моделирование проводилось в три этапа. На первом шаге моделировалось природное напряженное состояние массива грунта. На втором шаге воспроизводилось напряженно-деформированное состояние основания от существующих нагрузок. Третьим шагом определялось напряженно-деформированное состояние основания при увеличении нагрузок на фундаменты здания от надстройки после создания цементногрунтовых столбов усиления. Расчетная схема задачи приведена на рис. 7.35, *а*.

Величины расчетных дополнительных осадок от надстройки здания без усиления фундаментов для внутренней стены составили 55 мм, а наружной стены до 40 мм. При этом относительная разность осадок по расчету превысила 0,003, а зона взаимного влияния с дополнительной осадкой 35 мм распространилась на расстояние более, чем на 4 м, вовлекая в мульду оседания соседние здания. Величины дополнительных осадок от надстройки здания с усилением фундаментов для внутренней стены по расчету составили не более 12 мм, а наружной стены – не более 8 мм, что меньше предельно допустимых значений (рис. 7.35,*б*). При этом обеспечивается и рекомендуемая нормами предельно допустимая неравномерность осадок.

Для контроля качества усиления на объекте под руководством С.Г. Богова выполнялся комплекс работ по геотехническому сопровождению, в том числе геодезические наблюдения за осадками фундаментов самого здания и примыкающих строений (рис. 7.36). В рамках геотехнического сопровождения производился отбор проб получаемого при закреплении цементогрунтового материала, шурфованием осуществлялся контроль за созданием проектных размеров области закрепления основания. Средний диаметр созданных цементногрунтовых столбов усиления составил 0,6-0,7м.

Средние значения кубиковой прочности в возрасте 28…36 суток цементогрунтового материала, отобранного из устья устраиваемых скважин, составили 11,4 МПа (см. таблицу 7.8).

а



б

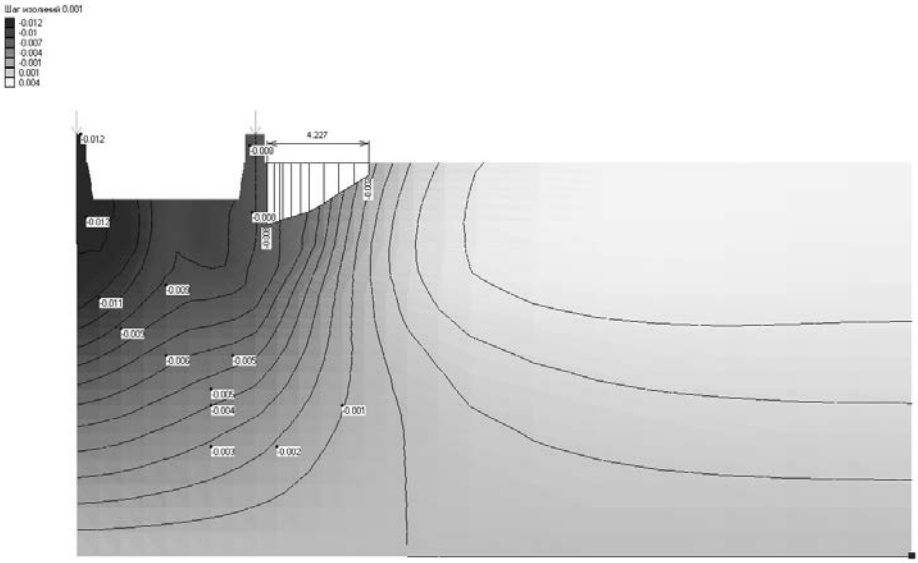


Рис. 7.35. Численное моделирование: *а*) расчетная схема: 1 – техногенный грунт; 2 – пески пылеватые; 3 – супеси текучие; 4 – суглинки ленточные пластичные; 5 – супесь пылеватая полутвердая с гравием, галькой; *б*) изолинии осадок здания при его надстройке с усилением основания устройством наклонных столбов.

Таблица 7.8

Прочность образцов цементногрунтового материала, отобранного из скважин

№ п.п.	Размер образцов, мм	Средняя плотность, г/см^3	Средняя прочность R, МПа	Средняя прочность R с k=0,95, МПа	Условие хранения
1	100×100×100	1,81	10,7	10,1	Естественная влажность воздуха, t=18-21С°
2	100×100×100	1,65	10,8	10,2	-«»-
3	100×100×100	1,75	10,9	10,4	-«»-
4	100×100×100	1,82	11,2	10,6	-«»-
5	100×100×100	1,65	16,3	15,5	-«»-
6	100×100×100	1,68	12,3	11,7	-«»-
7	100×100×100	1,48	11,7	11,1	-«»-
8	100×100×100	1,72	12,6	12,0	-«»-
9	100×100×100	1,82	11,7	11,1	-«»-
10	100×100×100	1,97	12,7	12,1	-«»-

В рамках контроля качества выполняемых работ была проведена оценка модуля упругости создаваемого на площадке композитного цементногрунтового материала. Для этого выбуривались керны ∅150 мм для лабораторных испытаний (см. таблицу 7.9). Было отмечено, что предельные величины нагрузок при сжатии для выбуренных кернов в возрасте более 28 суток в среднем превышали значения, полученные при испытании кубиков (см. таблицу 7.9). Среднее значение модуля продольной упругости цементногрунтового материала, созданного на площадке реконструкции, составило 14700 МПа, а наименьшее значение близко к 9000 МПа (см. таблицу 7.9).

Выполнение всех требований проекта и пооперационный контроль качества работ объективно позволили получить закрепление грунтов заданных размеров с необходимыми характеристиками. Ведение работ по усилению фундаментов совпало по времени со снятием нагрузки за счет разборки старых конструкций. Это выразилось в незначительном подъеме осадочных марок до 6 мм (см. рис. 7.36) за счет упругого разуплотнения. Дополнительные осадки за весь период выполнения работ не превысили 3 мм.

Таблица 7.9

Результаты лабораторных испытаний кернов цементногрунтового материала

№ п.п.	h,мм	d,мм	$N_{разруш}$ кН	R_b, МПа	E_b, МПа
1	145	142,5	237	14,86	-
2	138	142,5	247	15,49	-
3	159	142,5	305	19,12	-
4	137	142,5	405	25,39	-
5	135	142,5	437	29,66	-
6	145	142,5	202	12,67	11582
7	145	142,5	285,4	17,9	16353
8	140	142,5	193,3	12,13	8993
9	135	142,5	260,3	16,33	16269
10	163	142,5	322,5	20,23	22534
11	162	142,5	312	19,57	15056
12	157	142,5	294,9	18,5	17754
13	178	142,5	137	8,65	9731

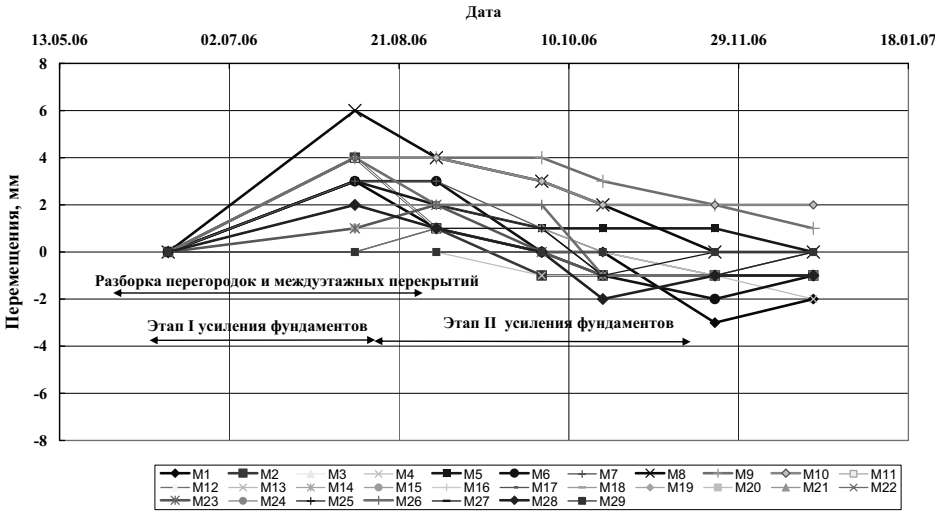


Рис. 7.36. График перемещений осадочных марок М1…М29

Таким образом, предложенный и реализованный на практике метод усиления снижает величины конечных осадок и развитие областей предельного состояния, увеличивая несущую способность грунтового основания.

8

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ГЕОТЕХНОЛОГИЙ НА МАССИВ ГРУНТА

Как мы уже обсуждали выше, применимость фундаментов мелкого заложения в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах ограничивается легкими сооружениями, а для возведения даже пятиэтажного кирпичного здания, как правило, требуются свайные фундаменты, претерпевающие существенно меньшую осадку от постоянного статического воздействия на основание.

Но, в отличие от фундаментов мелкого заложения, для свайных фундаментов может быть весьма значимой составляющая осадки от временного технологического воздействия, обусловленного применяемым методом устройства свай, на чем представляется необходимым остановиться подробнее.

До 70-80-х годов XX века в арсенале отечественного фундаментостроения имелась лишь технология забивки свай, несколько позже была разработана технология вибропогружения. Применение этих технологий в условиях плотной городской застройки всегда вызывало вполне обоснованное опасение, что нашло отражение в региональных нормах, где было введено ограничение на их использование в зоне примыкания к соседним зданиям.

В качестве альтернативы развитие получила технология вдавливания свай.

Поначалу она рассматривалась как наиболее щадящая, поскольку была свободна от динамических воздействий на основание, но со временем стали накапливаться примеры ее существенного негативного влияния на застройку.

В последние 10...15 лет на отечественном строительном рынке произошло революционное расширение спектра применяемых геотехнологий. Широкое распространение получили различные технологии изготовления свай в грунте.

При проведении исследований по апробации технологии в условиях слабых грунтов и адаптации ее к этим специфическим условиям нас будет интересовать, прежде всего, способ устройства ствола сваи, поскольку именно эта процедура оказывает наибольшее влияние на массив грунта. В табл. 8.1 приведены технологии устройства свай,

применяемые в настоящее время на российском рынке гражданского строительства. По характеру превалирующего временного технологического воздействия, оказываемого технологией устройства сваи на основание, приведенные в табл.8.1 технологии, как мы убедимся ниже, можно сгруппировать следующим образом.

Динамическое воздействие на основание оказывают:

- (А.1) забивка;
- (А.2) вибропогружение;
- (Б.3.1) выштамповывание скважины;
- (Б.3.2) уширение скважины с помощью электро-гидравлического эффекта (ЭГЭ).

Вытеснением грунта при устройстве сваи в объеме, равном объему сваи, сопровождаются:

- (А.3) вдавливание;
- (Б.2.1) вкручивание пуансона без выбуривания грунта;
- (Б.3.3) «раскатка» скважины меньшего диаметра.

Потеря устойчивости стенок скважины возможна при устройстве сваи в выбуриваемых скважинах под защитой тиксотропного раствора (Б.1.1).

Потеря устойчивости забоя скважины и извлечение избыточных объемов (перебор) грунта при бурении возможны при устройстве свай в выбуриваемых скважинах под защитой обсадной трубы (Б.1.2).

Извлечение избыточного объема грунта возможно также при использовании технологии проходного шнека (Б.2.2).

В последние годы в связи с необходимостью строительства подземных сооружений стали востребованными технологии устройства ограждений глубоких котлованов. В дополнение к освоенной в Санкт-Петербурге технологии изготовления шпунтовых стен (посредством забивки или вибропогружения металлического шпунта) потребовалось привлечение технологии устройства монолитных железобетонных стен в грунте.

Эта технология, предусматривающая откопку по захваткам грейфером под защитой бентонитового раствора, только начинает применяться в Санкт-Петербурге и нуждается в предварительном исследовании на опытных площадках для адаптации к особенностям поведения слабых глинистых грунтов и исключения перебора грунта при проходке.

Технология устройства ограждения котлованов из буронабивных свай была скомпрометирована на ряде объектов в Санкт-Петербурге (Невский пр., 57, Лиговский пр., 26 – буросекущиеся сваи, Мичуринская ул., д.6 – тангенциальные сваи) из-за неконтролируемого перебора грунта при производстве работ.

Таким образом, в аспекте влияния на массив грунта и соседнюю застройку технологии устройства ограждений глубоких котлованов могут быть разделены на две группы:

1) оказывающие динамическое влияние (забивка и вибропогружение шпунта);
2) сопряженные с опасностью перебора грунта вследствие потери устойчивости стенок или днища проходки (монолитная стена в грунте, стена из буровых свай).

Они отличаются по воздействию на грунт от аналогичных технологий устройства свай только условиями постановки задачи: плоская вместо осесимметричной.

При написании настоящей главы использованы материалы натурных исследований, выполненных институтом «Георeконструкция», которые обобщены С.Г.Боговым.

Таблица 8.1

Распространенные в гражданском строительстве технологии устройства свай

Место изготовления	Метод устройства	Разновидности метода	Примеры оборудования
А. Сваи заводского изготовления	А.1. Забивка	А.1.1 С фиксированной высотой падения молота	дизель-молоты, гидромолоты
		А.1.2 С переменной высотой падения молота	«Юнттан» и др.
	А.2 Вибропогружение	А.2.1 Высокочастотное	ВШ
		А.2.2 Высокочастотное безрезонансное	ВШ402, «Виброфонсер», «Тюнкерс» и др.
	А3 Вдавливание	А.3.1 С помощью грузовой платформы	установка треста № 101
		А3.2 Тяжелой самоходной установкой	УСВ120, УСВ120М
Б. Сваи, изготавливаемые в грунте	Б.1 Извлечение грунта из скважин	Б.1.1 Под защитой бентонитового раствора	«Franki»
		Б.1.2 Под защитой обсадной трубы	Фирм «Bauer», «Cazagrande», «Юнттан»,установка «Duble rotary»

Б. Сваи, изготавливаемые в грунте	Б.2 Вкручивание пуансона	Б.2.1 Без выбуривания грунта: (вкручиваемые сваи) а) с формированием гладкого ствола сваи б) с формированием «нарезки» на стволе сваи	Фирмы «Fundex», фирмы «Franki» (станок «Atlas»)
		Б.2.2 С частичным выбуриванием грунта (проходной шнек) а) шнек набран на всю длину сваи (технология CFA) б) шнек набирается из стыкуемых звеньев	Фирмы «Soletanche»
	Б.3 Скважина формируется специальными механизмами	Б.3.1 Выштамповывание скважины	пневмопробойник
		Б.3.2 Уширение скважины с помощью электрогидравлического эффекта	Электрогидравлический разрядник
		Б.3.3 «Раскатка» скважины меньшего диаметра	DDS

8.1. Анализ влияния технологий устройства свай, связанных с вытеснением грунта

8.1.1. Вдавливание свай

Вдавливание свай в массив грунта осуществляется за счет сообщения свае вертикального квазистатического усилия от гидродомкатов, упирающихся в платформу сваевдавливающей установки. Для развития необходимого усилия вдавливания платформу либо анкеруют в грунт, либо придают ей массивность. В Санкт-Петербурге распространение получили две установки. Одна из них, так называемая установка треста № 101 – не самоходная, обеспечивает возможность погружения свай с максимальным усилием до 2000 кН (рис. 8.1.). Основанием установки является грузовая (балластная) платформа из двух пространственных решетчатых балок, имеющих площадки для размещения съемного штучного пригруза. Свая вдавливается двумя гидродомкатами. Производительность установки – 2...3 сваи длиной 20 м в смену, что обусловлено длительностью перестановки оборудования с демонтажом и монтажом грузов.

Вторая – самоходная сваевдавливающая установка УСВ 120М

смонтирована на базе экскаватора ЭО-6122 (рис. 8.1). Она обеспечивает вдавливание свай с усилием до 1200 кН. Её реальная производительность 8...12 свай длиной 20 м в смену.

Рис. 8.1. Сваевдавливающие установки треста № 101 (верхнее фото) и УСВ120 М (нижнее фото).

При исследовании технологии вдавливания свай весьма важно остановиться на эффектах выпора ранее погруженных свай и подъема поверхности грунта, которым в геотехнической литературе посвящен ряд публикаций. Такие исследования проводились также автором настоящей главы совместно с профессором Е.М. Перлеем при участии В.В. Цыганенко на площадке строительства фондохранилища Государственного Эрмитажа на Торфяной ул. в Санкт-Петербурге.

Инженерно-геологические условия этой городской окраины аналогичны условиям центральной части Петербурга. Они характеризуются наличием 20-метровой толщи надморенных отложений, сложенных с поверхности под 0,8–2-метровым техногенным слоем песками пылеватыми средней плотности мощностью 3,4 – 3,7 м, слабыми суглинками и супесями мягкопластичными (см. рис. 8.2).

Наблюдения проводились за вдавливанием 22– и 16-метровых свай, осуществляемым в примыкании к зданию хранилища Государственного Эрмитажа, возведенного на свайных фундаментах (рис. 8.3). Сваи вдавливались установкой УСВ 120М без предварительного рыхления грунта. При вдавливании сваи фиксировались отметки голов ранее погруженных свай и положение кровли песчаных отложений с помощью грунтовых марок относительно неподвижного репера.

В результате проведенных наблюдений (см. рис. 8.5) отмечались следующие особенности взаимного влияния свай:

- при прохождении слоя песков поднятие ранее погруженных свай не наблюдается;
- при вдавливании сваи в слабый глинистый грунт поднятие ранее погруженных свай зафиксировано при прохождении первых 2 – 4 м толщи; величина поднятия незначительна (1 – 2 мм для сваи, находящейся на расстоянии 1,2 м от погружаемой);
- при внедрении сваи в плотные моренные отложения зафиксирован существенный подъем ранее размещенных свай (5 – 7 мм для сваи, удаленной на расстояние 1,2 м).

Наблюдения за смещением поверхности кровли песков по грунтовым маркам приводят к следующему заключению (см. рис. 8.4):

- при прохождении песков подъем поверхности незаметен, что свидетельствует об их уплотнении и локализации деформации в небольшой зоне вокруг сваи;
- при вдавливании в глинистые грунты образуется волна выпора, которая распространяется в ширину (до 8 м) и в высоту (до 11 мм) по мере погружения сваи (см. рис. 8.2).

Рис. 8.2. Инженерно-геологические условия опытной площадки и эпюры вертикальных смещений кровли песка при внедрении сваи: *1,2,3* – экспериментальные эпюры вертикальных смещений поверхности кровли песка при внедрении сваи соответственно на 4; 7,5 и 21 м; *4* – расчетная эпюра вертикального смещения поверхности кровли песков при внедрении сваи на глубину 21 м

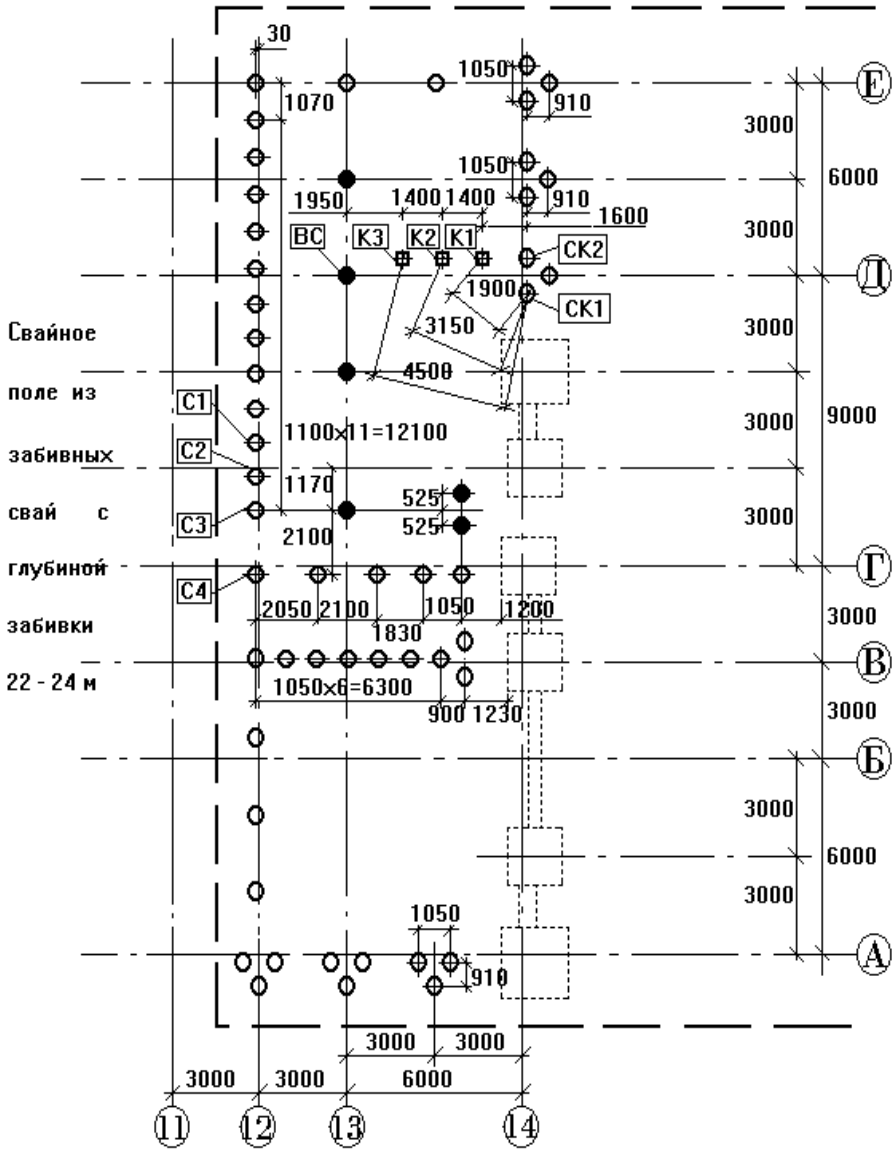


Рис. 8.3. План опытной площадки: ⊕ – сваи, возводимые способом вдавливания на глубину 22 м; ⊕ – то же на глубину 16 м; К-1- грунтовые марки; – – – – границы участка со сваями, возводимыми способом вдавливания; □ – фундаменты существующего корпуса; СК1, СК2 – вдавливаемые сваи, при погружении которых проводилось наблюдение за подъемом поверхности грунта; С1…С4 – вдавливаемые сваи, при погружении которых измерялся выпор ранее установленных свай, ВС – ранее установленная свая

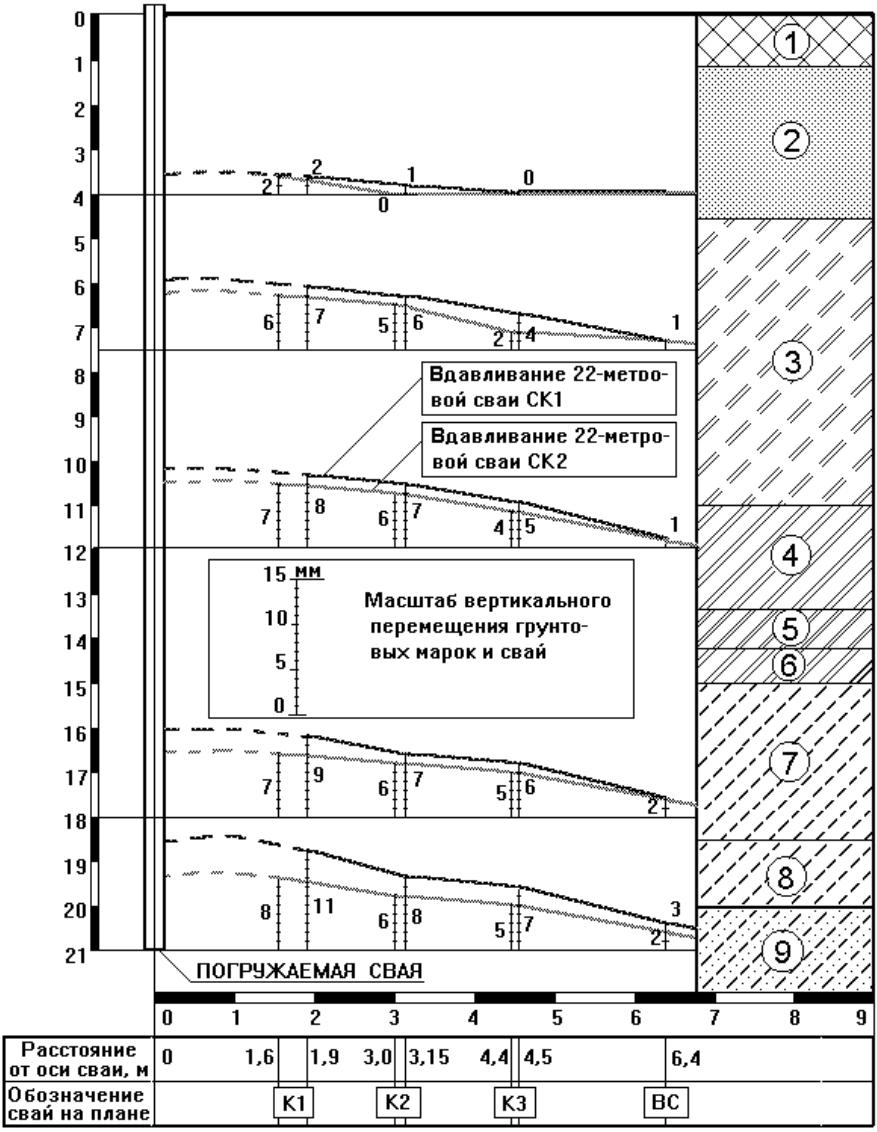


Рис. 8.4. Смещение грунтовых марок, установленных на кровле слоя 2, при вдавливании свай: вертикальная шкала отражает глубину погружения сваи от дневной поверхности; горизонтальная – расстояние от оси сваи до оси наблюдаемого объекта (К1…К3 – грунтовые марки, ВС – ранее погруженная свая)

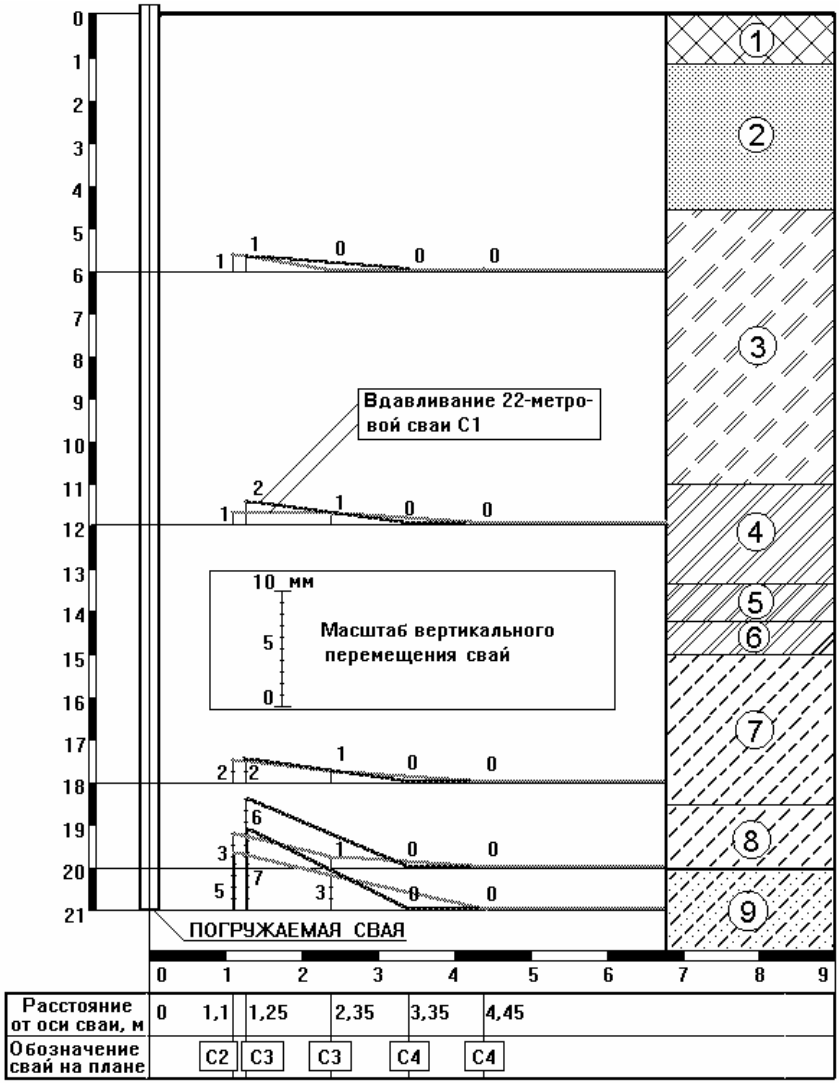


Рис. 8.5. Смещение ранее погруженных свай при вдавливании очередной сваи: вертикальная шкала отражает глубину погружения сваи от дневной поверхности; горизонтальная – расстояние от оси сваи до оси наблюдаемого объекта (сваи погружались в последовательности от С4 до С1)

В предположении осевой симметричности развития волны выпора нетрудно определить ее объем, который оказывается практически равным объему сваи, внедренной в толщу глинистых грунтов.

Сравнение экспериментально установленной эпюры вертикальных смещений поверхности кровли песков и теоретической, построенной

по результатам расчетов, свидетельствует об их удовлетворительном совпадении.

Массовое погружение свай вдавливанием в пределах свайного поля способно привести к заметным деформациям окружающей застройки, а не только к поднятию свободной поверхности и выпору ранее погруженных свай. В период вдавливания свай соседние сваи могут получить деформации подъема. Примером этого эффекта является площадка строительства здания на пер. Гривцова в районе Исаакиевской пл. Фасадная стена соседнего (через переулок) здания, находящегося на расстоянии более 10 м получила подъем на величину до 10 мм .

Для того, чтобы исключить выпор грунта при вдавливании свай и тем самым уменьшить влияние на соседнюю застройку, находящуюся в зоне риска, можно применить лидирующее рыхление грунта шнеком (осуществляемое без извлечения грунта). Влияние вдавливания свай на соседнюю застройку при использовании данного приема можно оценить по результатам геотехнического мониторинга при строительстве двух жилых домов в районе Таврического дворца. Инженерно-геологические условия обеих площадок достаточно сходны: с поверхности они образованы насыпным грунтом, под которым залегают морские пылеватые пески и супеси мощностью слоя до 5 м; ниже залегают текучепластичные суглинки и пластичные супеси, сменяемые мягко-пластическими суглинками. Кровля полутвердых моренных супесей находится на глубинах 24.0 м (площадка 1) и 27,0 м (площадка 2).

На обеих площадках вдавливание свай осуществлялось установкой треста №101: на площадке 1 погружались составные сваи длиной 32 м, а на площадке 2 – длиной 28 м. При синхронном движении штоков гидродомкратов вниз осуществлялось вдавливание сваи. При этом на площадке 1 ускорение колебаний грунта на расстоянии 1,5 м от сваи достигало 0,155 м/с^2, а на площадке 2 на расстоянии 5 м от сваи – 0,27...0,64 м/с^2 (при вдавливании свай на глубинах 4...7 м, где встречались включения из деревянных свай и остатки коммуникаций). На площадке 1 при вхождении сваи в кровлю слоя полутвердых моренных супесей происходило зависание установки на свае, а при срыве – удар всей массой 200 т о грунт. При этом на частоте 2,5...5 Гц амплитуды смещения достигали 212 мк, что повышает риск резонансных явлений в соседней застройке. В обоих случаях для снижения динамических воздействий при вдавливании эффективно применять лидерное рыхление. На площадке 2 его использование привело к снижению ускорений колебаний до 0,05...0,11 м/с^2.

В связи с малой производительностью установки треста №101 на площадке 1 установка вдавливания была заменена на УСВ 120М, при

этом сваи погружались с лидерным рыхлением. Как показали измерения колебаний, на расстоянии 5 м от места вдавливания сваи единичные всплески ускорения колебаний были зафиксированы при лидерном рыхлении (0,158 м/с^2), а при вдавливании сваи не превышали 0,06 м/с^2.

Таким образом, динамические воздействия при вдавливании свай наблюдаются при встрече сваи с труднопроходимым или плотным слоем грунта и могут быть с помощью лидерного рыхления снижены до уровня, сопоставимого с фоновым от движения городского транспорта.

На площадке 1 сваи методом вдавливания с лидерным рыхлением погружались в 20-метровой зоне примыкания к существующему зданию, в том числе непосредственно в 1,5 м от выступа здания. В совокупности с работами по откопке котлованов для ростверков и траншей для инженерных коммуникаций это привело к осадкам соседнего здания до 35 мм (рис.8.6, 8.7). Интересно отметить, что уже при вдавливании свай, до возведения здания образовалась значительная по протяженности мульда оседания (с уклоном от 0,003 на ближайших 5 м к зоне примыкания до 0,001 на следующих 15 м). Общий характер деформирования соседнего здания позволяет со всей определенностью отнести его осадки к влиянию работ по устройству свайного поля. Если в качестве допустимой границы влияния принять изолинию осадки 1,0 см, то ближайший ряд свай, погружаемых вдавливанием, следовало бы отодвинуть от здания на расстояние не менее 6 м.

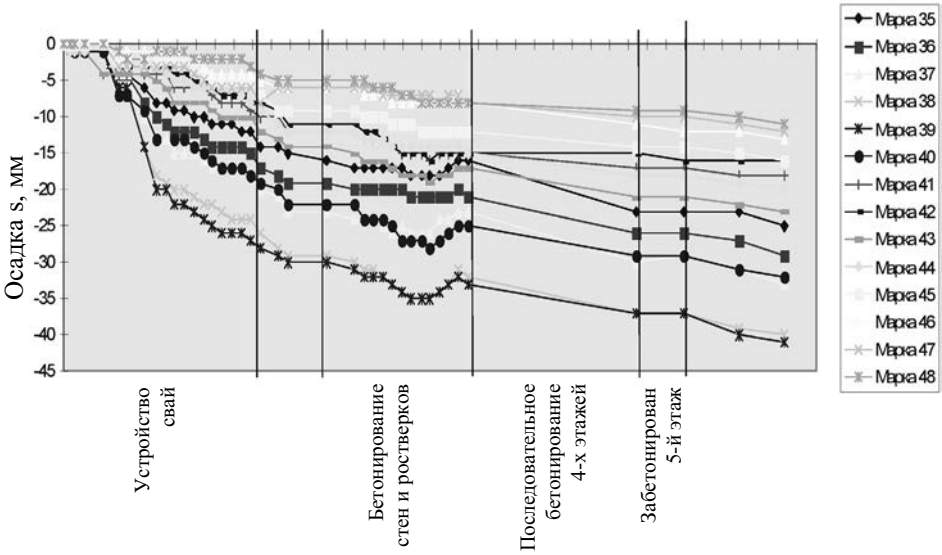


Рис. 8.6. Развитие осадок дворового фасада соседнего здания при строительстве нового на площадке 1 (положение марок указано на рис. П.1.1)

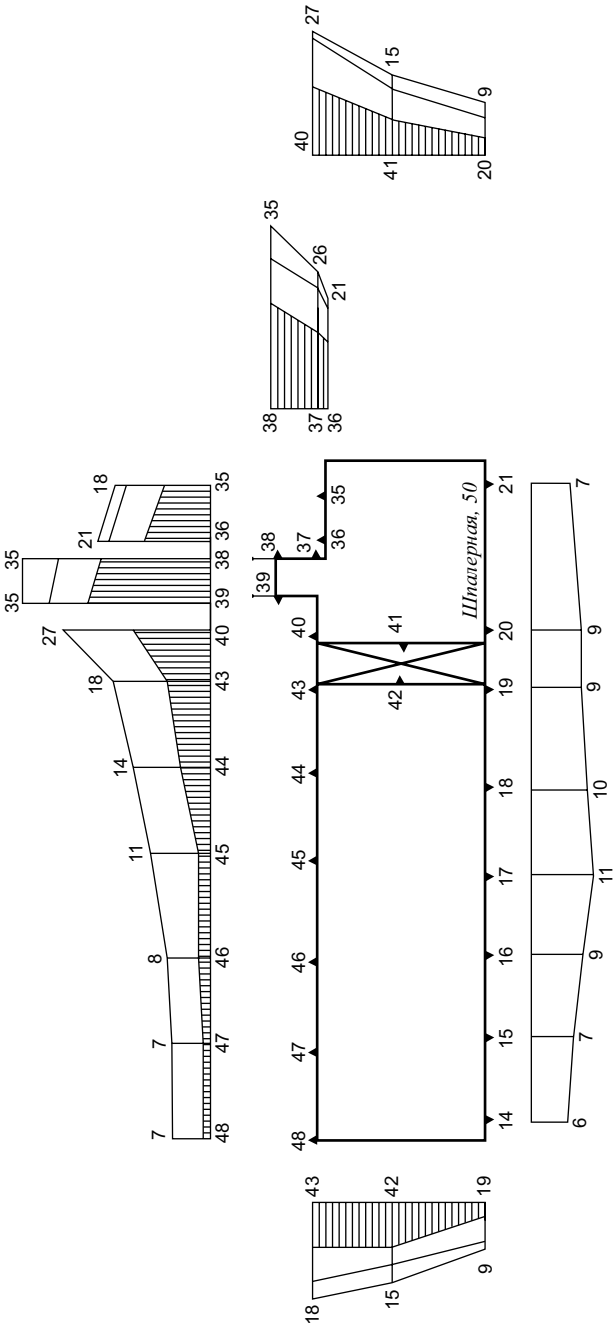


Рис. 8.7. Эпюры осадок соседнего здания
при строительстве нового на площадке 1

На площадке 2 ближайший ряд вдавливания свай был отнесен на 4,5 м от межевой стены соседнего здания, а в зоне непосредственного примыкания были предусмотрены буровые сваи под защитой глинистого раствора. «Чистоту эксперимента» в данном случае нарушило погружение методом вдавливания ряда металлического шпунта типа «Ларсен IV». Шпунт погружался на глубину до 10 м между осями А и В и 6 м между осями В и Ж. Перед началом его погружения барой была прорезана штраба глубиной до 1,5 м. Шпунтовый ряд предназначался для защиты существующего здания от прокладки канализационного коллектора на глубине 2,5 м (при глубине заложения фундаментов межевой стены 2,3 м). Подрядчиками была предпринята попытка приспособить гидравлический молот «Юнттан» для вдавливания шпунта длиной 6 м. При вдавливании шпунта ускорения колебаний межевой стены только по вертикальной составляющей достигли 0,31 м/с^2, что вдвое превышало допустимое значение.

Применение лидерного рыхления позволило снизить параметры колебаний, но в некоторые моменты ускорения все же достигали 0,21 м/с^2. Установка «Юнттан» была заменена на УСВ 120М, оборудованную захватом для погружения шпунта (рис. 8.8). При его вдавливании ускорения колебаний составили 0,04...0,06 м/с^2, а единичные пики – 0,14 м/с^2, что ниже допустимых значений по ТСН 50-302-2004. В результате описанной выше попытки погружать шпунт не приспособленным для этого оборудованием с применением лидирующего рыхления межевая стена дома № 4 получила дополнительные осадки 10...17 мм (рис. 8.9). В течение последующих 2-х месяцев развитие осадок не происходило, а при устройстве свай (буровых под защитой глинистого раствора в примыкании к дому № 4 и вдавливаемых на расстоянии 4,5 м от здания и далее) произошел прирост осадок межевой стены еще на 6...13 мм.

Таким образом, отдаление зоны вдавливания свай на расстояние 4,5 м от существующего здания и замена технологии (на устройство буровых свай под глинистым раствором в зоне примыкания) позволили снизить прирост осадок межевой стены. Зона влияния технологии вдавливания, ограниченная изолинией дополнительных осадок 10 мм, распространилась на расстояние 6...8 м от последнего ряда вдавливаемых свай.

Следует отметить, что приведенные для двух описанных выше объектов дополнительные осадки соседних зданий, вызванные вдавливанием свай, нельзя рассматривать как конечные. На данных площадках были возведены здания и поэтому невозможно выделить из общей осадки ту ее часть, которая обусловлена только влиянием вдавливания на грунты основания. В качестве «чистого эксперимента» та-

кого рода может быть рассмотрена площадка между домами № 11 и № 15 по ул. Вс. Вишневского на Петроградской стороне в Санкт-Петербурге.

Рис. 8.8. Вдавливание шпунта вдоль межевой стены существующего дома на площадке 2

Возведение 7-этажного жилого дома № 13 предполагалось осуществить между 6- и 7-этажными зданиями, построенными в начале прошлого столетия на ленточных бутовых фундаментах. Фундаменты встраиваемого здания – свайные. Погружение свай было выполнено в 1992 г. В 20-метровых зонах примыкания к существующим зданиям сваи были погружены вдавливанием, за их пределами – забивкой. В примыкании к одному из домов с 1992 г. существовал котлован глубиной 1,0 м. Площадка, на которой возводилось здание, характеризуется залеганием под техногенным слоем мощной толщи слабых глинистых отложений. Кровля моренных суглинков находится на глубинах 11–12 м от поверхности. В начале 1996 г. в связи с изменением проекта, обусловившим увеличение нагрузки на сваи, а также неудовлетворительным состоянием соседних зданий возникла необходимость проведения геотехнического анализа сложившейся ситуации. В рамках этой работы было установлено, что при устройстве свайного поля примыкающие к площадке здания получили осадки до 20 мм (рис.8.10), приведшие к раскрытию трещин шириной до 15 мм и существенному снижению пространственной жесткости зданий. К 1996 г. осадки зданий не стабилизировались и достигли величины 29 мм.

Таким образом, в течение трех лет после вдавливания осадки соседнего здания развивались со скоростью до 3 мм в год. Такая скорость развития осадок не может быть отнесена к «фоновой», порождаемой интенсивным движением транспорта, поскольку на ул. Вс. Вишневского движение минимально.

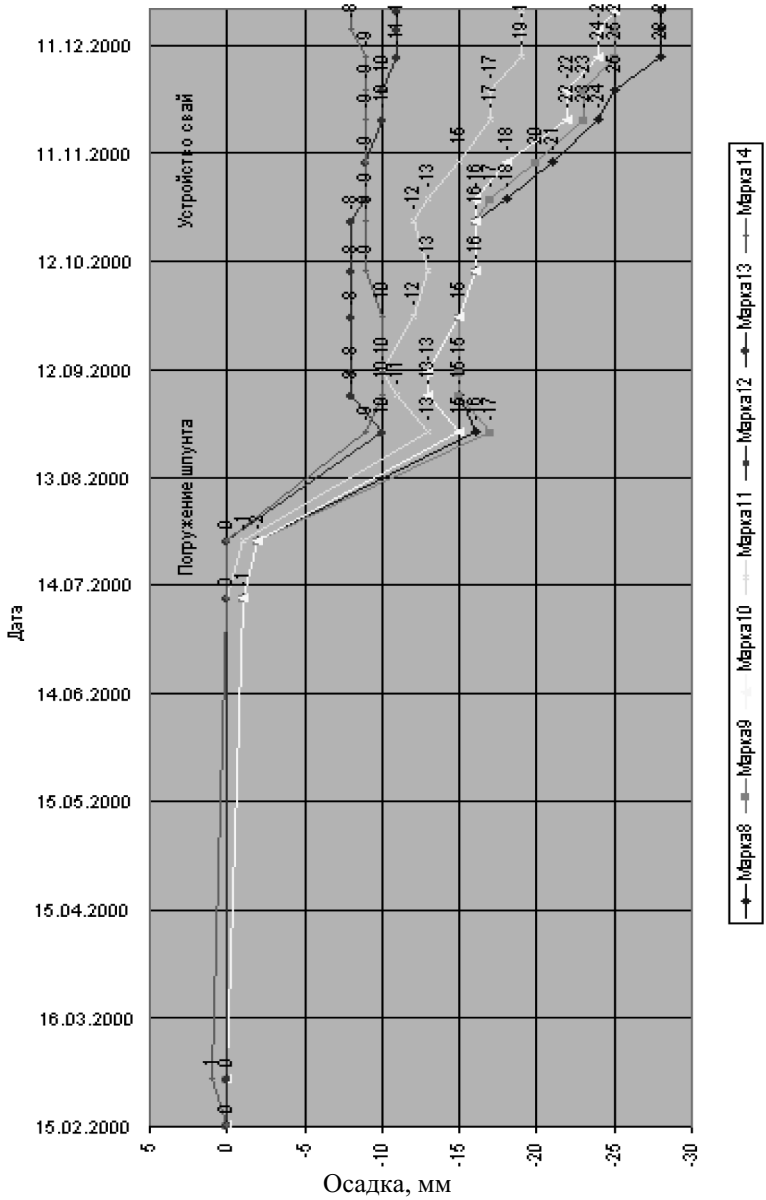


Рис. 8.9. График осадок межевой стены существующего дома на площадке 2

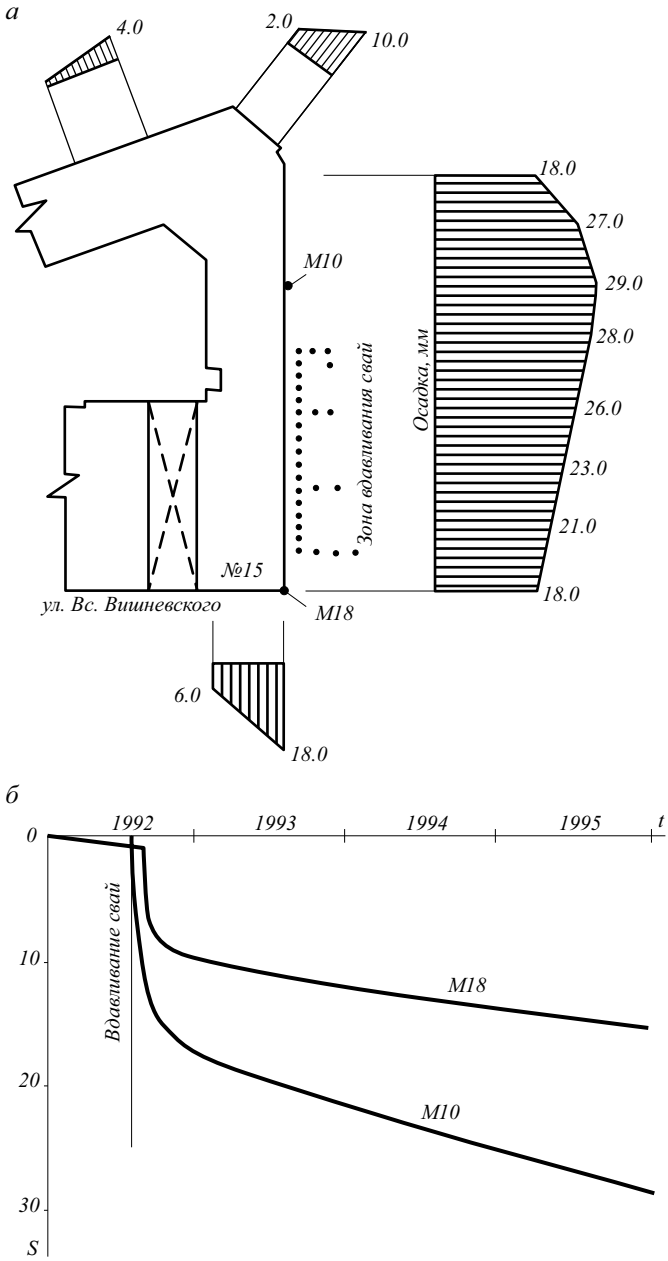


Рис. 8.10. Влияние вдавливания свай на соседние здания на ул. Вс. Вишневского в Петербурге: *а* – план площадки и эпюра осадок д. № 15; *б* – график изменения во времени осадок д. № 15

Как показывают наблюдения, лидирующее рыхление позволяет не только облегчить вдавливание свай и исключить возникновение динамических воздействий, но и избежать поднятия поверхности массива грунта. Однако оно способствует развитию осадок соседней застройки (механизм этого эффекта будет рассмотрен ниже в п. 8.2.3, посвященном устройству буронабивных свай, изготавливаемых с помощью шнека).

Следует отметить, что влияние данной технологии на грунты основания не сводится только к вытеснению грунта при вдавливании или, напротив, перебору грунта при лидирующем рыхлении. Реальная картина деформирования существенно сложнее. Она свидетельствует о том, что оба эти воздействия приводят к деформациям последействия, способным развиваться длительное время. Их причиной является расструктуривание грунта в основании соседней застройки при технологическом воздействии, что инициирует развитие их дополнительных осадок. Механизм расструктуривания и сопровождающее его изменение механических характеристик глинистых грунтов нуждается в дополнительном исследовании, выходящем за рамки настоящей работы. Здесь же можно констатировать, что сведением к минимуму влияния технологических воздействий можно добиться снижения, если не исключения, эффекта расструктуривания грунта. В части, касающейся технологии вдавливания, следует сделать вывод о том, что её влияние на грунты основания для инженерно–геологических условий Санкт–Петербурга ограничивается зоной порядка 10…12 м; в случае лидирующего рыхления выпор не наблюдается, осадки же проявляются в зоне 6…8 м.

8.1.2. Сваи, изготавливаемые в грунте вкручиванием пуансона или «раскаткой» скважины.

В Санкт-Петербурге в настоящее время применяются следующие технологии изготовления свай в грунте, в которых формирование ствола осуществляется посредством принудительного вытеснения грунта: Fundex, Atlas, DDS. Все они обладают высокой производительностью (например, порядка 10 свай в смену диаметром 500 мм и глубиной 20 м).

Одноименная технология фирмы «Fundex» (рис. 8.11) и технология «Atlas» фирмы «Franki» (рис. 8.12) предусматривают формирование ствола сваи без выемки грунта путем погружения пуансона в виде гладкой металлической трубы с теряемым коническим башмаком. Погружение пуансона осуществляется крутящим усилием. Установка «Atlas» способна также создавать дополнительное вертикальное уси-

лие. После погружения пуансона на проектную отметку башмак освобождается. Далее по технологии «Atlas» внутри пуансона устанавливается арматурный каркас и подается бетонная смесь. По мере укладки бетонной смеси пуансон извлекается, что сопровождается вращательным движением, благодаря которому ребордой большого диаметра, имеющийся на конце пуансона, в грунте выполняется «нарезка». В результате формируется свая с боковой поверхностью периодического профиля, что по замыслу авторов технологии, способствует повышению её несущей способности в осадочных грунтах с относительно высокими механическими характеристиками.

Технология «Fundex» отличается тем, что по мере укладки бетонной смеси пуансон извлекается без вращения и ствол сваи формируется гладким. Следует обратить также внимание на такую особенность технологии, которую отражает рис. 8.11: бетонная смесь сбрасывается в скважину через ее верх и падает на дно под действием собственного веса. Такой способ бетонирования не допускается действующими нормами, поскольку с неизбежностью обусловливает расслоение бетонной смеси.

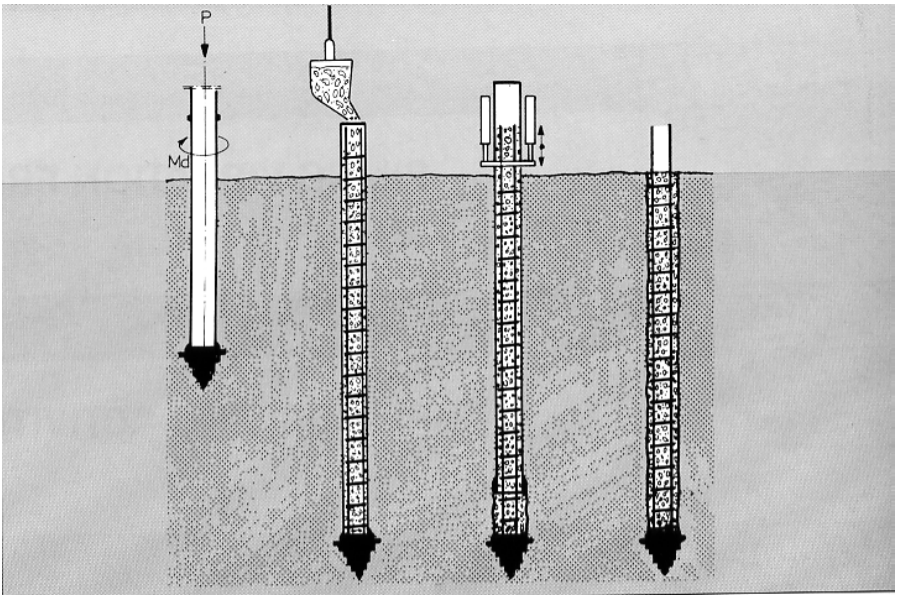


Рис. 8.11 . Устройство свай по технологии «Fundex»: последовательно – вкручивание пуансона в виде трубы с теряемым башмаком, размещение каркаса и бетонирование, извлечение пуансона

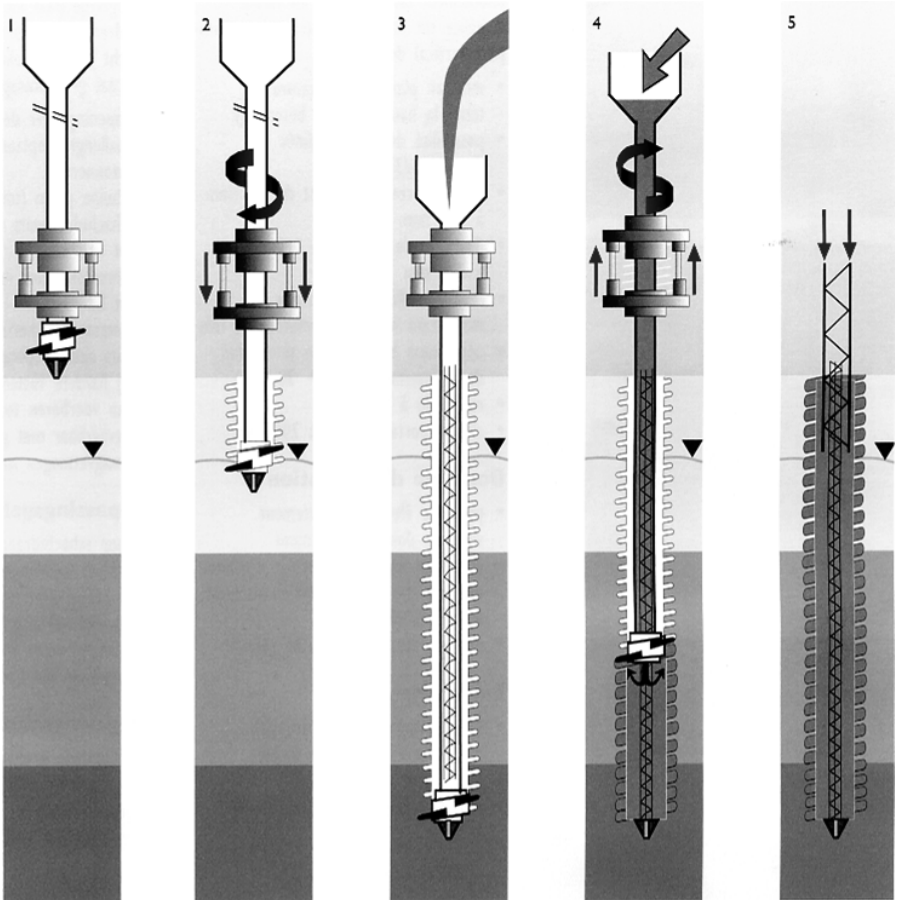


Рис. 8.12. Устройство свай по технологии «Atlas»: 2 – вкручивание пуансона с возможностью создания вертикального усилия; 3 – размещение внутреннего арматурного каркаса внутри пуансона; 4 – бетонирование по мере вывинчивания пуансона; 5 – погружение наружного арматурного каркаса.

Технология DDS (рис. 8.13) заключается в погружении в предварительно изготовленную лидерную скважину диаметром 350…400 мм специального оборудования («раскатки»), с помощью которого формируется скважина диаметром до 620 мм. После этого скважина заполняется бетонной смесью и в нее погружается арматурный каркас.

Исследование технологии «Fundex» выполнялось нами на площадке строительства многофункционального комплекса в районе Казанского собора в Санкт-Петербурге (рис. 8.14, площадка 3), возводимого на месте разобранного 3-этажного здания.

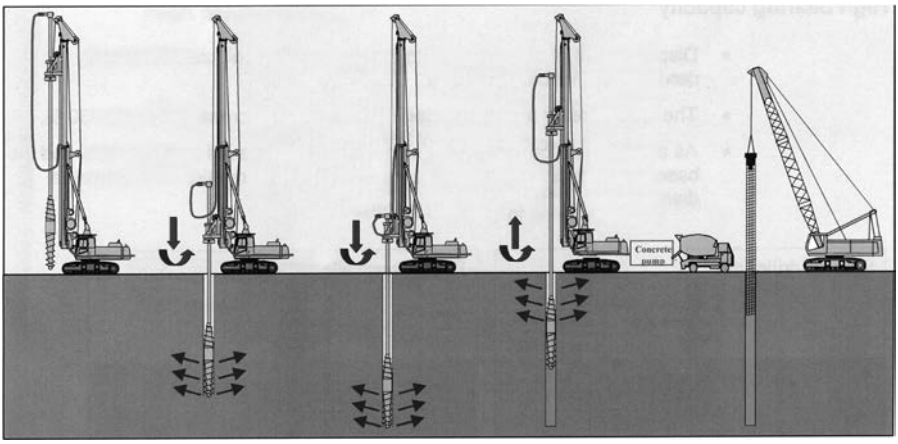


Рис. 8.13. Устройство сваи по технологии «DDS»: 1,2,3 – формирование скважины; 4 – извлечение «раскатки» по мере заполнение скважины бетоном; 5 – погружение арматурного каркаса

Инженерно-геологические условия площадки характеризуются залеганием под насыпным слоем толщиной до 2,2 м озерных и морских песков мелких и средней крупности мощностью 5...7 м, подстилаемых суглинками мягкопластичными мощностью до 4,5 м. Ниже по разрезу залегают мягкопластичные озерно-ледниковые ленточные и слоистые суглинки (мощность этих слоев 6,5 м), под которыми на глубине 19,6 м от поверхности находится кровля моренных супесей. В пределах верхних 3,4 м они имеют пластичную консистенцию, а с глубины 27 м - твердую. Подземные воды безнапорного горизонта вскрыты на глубинах 2,0...2,2 м от поверхности.

Длина свай составляла 30 м, диаметр – 520 мм. Сваи изготавливались по технологии «Fundex». Сваи по ближайшей оси располагались на расстоянии 0,8 м от межевой стены соседнего жилого дома. Всего было изготовлено 153 сваи.

Изготовление свай осуществлялось весьма быстро: с 24.03.04 по 12.04.04, т.е. 153 сваи были изготовлены всего за 19 дней. Наиболее интенсивно сваи погружались по оси вдоль примыкания к соседнему зданию. Сваи выполнялись в направлении к межевой стене соседнего здания (по мере освобождения строительной площадки). При этом свайный куст изготавливался либо в течение одного дня, либо в течение двух смежных суток.

Таким образом, при производстве работ были нарушены те правила, которыми обычно руководствуется при устройстве свайного поля методом вдавливания.

а) *б*)

Рис. 8.14. Изготовление свай по технологии «Fundex»:
а – общий вид установки; *б* – изготовление свай у межевой стены соседнего дома на площадке 3

Развитие процесса изготовления свай в направлении «к соседнему зданию» спровоцировало соответствующее движение волны выпора. Интенсивное ведение работ не позволяло к моменту изготовления новой сваи достичь релаксации напряжений в массиве грунта, вызванных устройством предыдущих свай. В результате основание соседнего здания претерпело деформации выпора. Межевая стена поднялась на 30 мм, а зона влияния волны выпора распространилась более чем на 30 м (рис. 8.15).

По окончании процесса устройства свайного поля сразу стали развиваться дополнительные осадки соседнего здания (рис. 8.16), что свидетельствует о расструктуривании грунта в его основании при технологическом воздействии, которое инициировало осадки последействия под влиянием собственного веса.

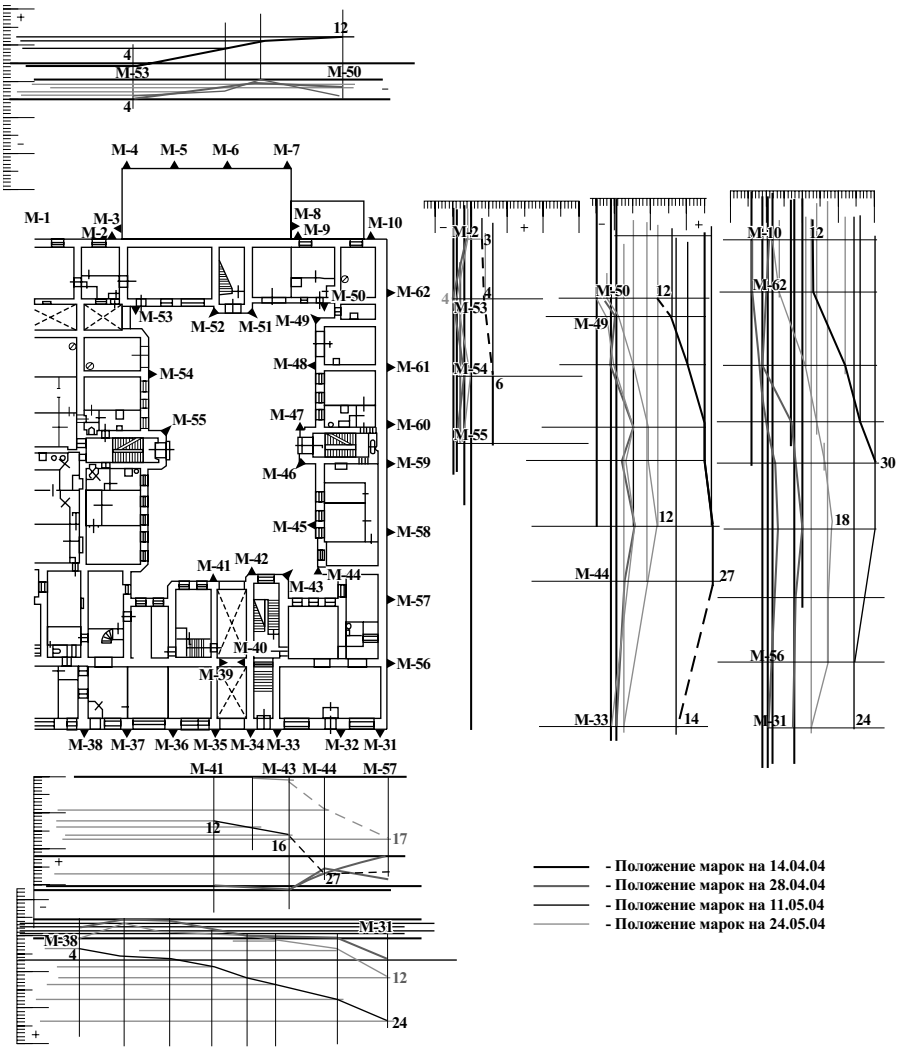


Рис. 8.15. Вертикальные деформации подъема (выпора) жилого здания на площадке 3. При устройстве свайного поля по технологии «Fundex» (сваи устраивались в примыкании к межевой стене, на которой установлены геодезические марки М–56 … М-62).

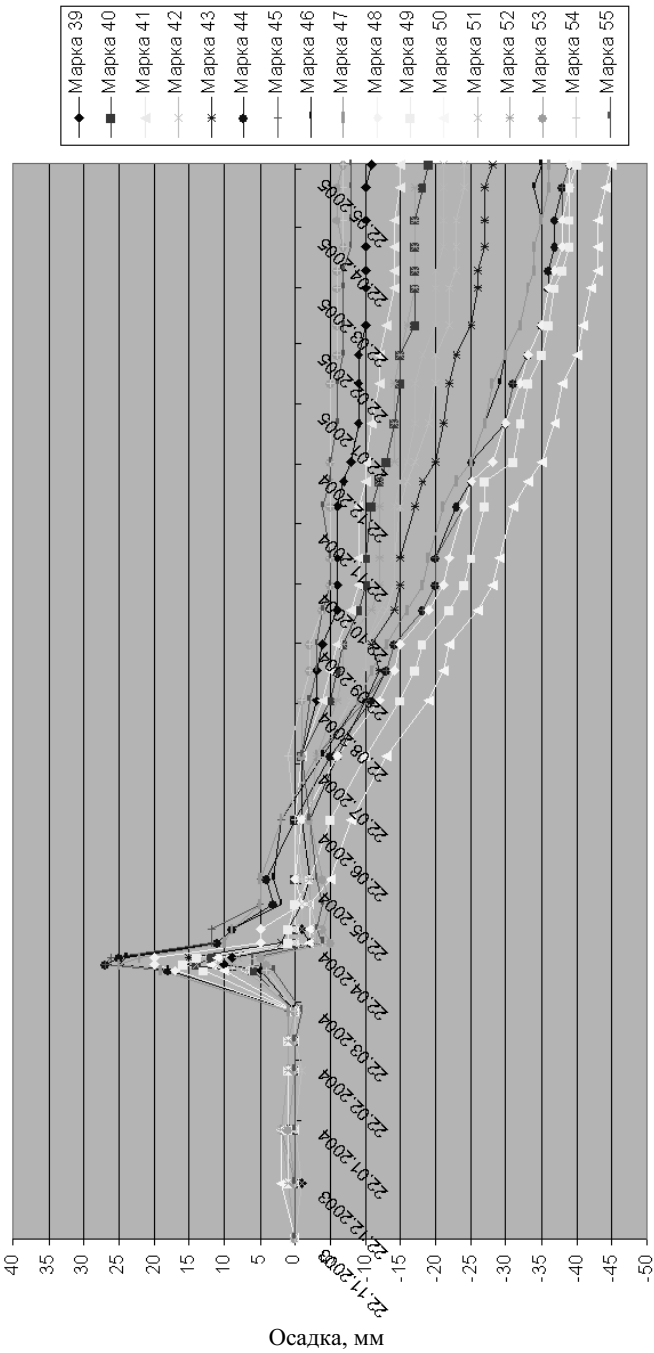


Рис. 8.16. Развитие осадок соседнего дома на площадке 3
(по геодезическим маркам, расположенным во дворе здания)

Всего за месяц осадки здания вышли на «нулевую» отметку, снивелировав подъем при выпоре; в течение следующего месяца наблюдалось выполаживание кривой развития осадок, сменившееся приростом в течение интенсивного возведения конструкций. По окончании строительства осадки достигли 43 мм и продолжали развиваться со скоростью около 1 мм в месяц. При этом собственные осадки нового здания достигли 30 мм и продолжали нарастать с той же скоростью. Следовательно, к моменту окончания строительства осадки, равные 13 мм, можно отнести на счет «последействия», связанного с расструктуриванием грунта основания при устройстве свайного поля и инициированием осадок грунта под действием нагрузки от существующей застройки.

Исследования технологии «Atlas» проводились на двух площадках в Центральном районе Санкт-Петербурга (площадки 4, 5).

Инженерно-геологические условия площадки строительства апартамент-отеля и бизнес-центра на площадке 4 характеризуются залеганием под насыпным слоем мощностью до 2,5 м морских песков пылеватых и средней крупности общей мощностью до 2,7 м, подстилаемых озерно-ледниковыми текучепластичными и мягкопластичными суглинками общей мощностью до 7,4 м. Ниже с глубины около 12 м от поверхности залегают моренные суглинки, верхние 2,5 м которых имеют мягкопластичную консистенцию, ниже – тугопластичную, а с глубины 17,5 м – полутвердую.

В обоих случаях свайное поле устраивалось в непосредственном примыкании к соседней застройке (на расстоянии порядка 1,5 м от межевых стен) (рис 8.17). Сваи по технологии «Atlas» устраивались диаметром 520 мм; длина свай на площадке 4 составила 20 м, а на площадке 5 – 22 м. В период устройства свайного поля соседняя застройка получила осадки 5…14 мм (на площадке 4) (рис. 8.19) и до 23 мм (на площадке 5).

а *б*

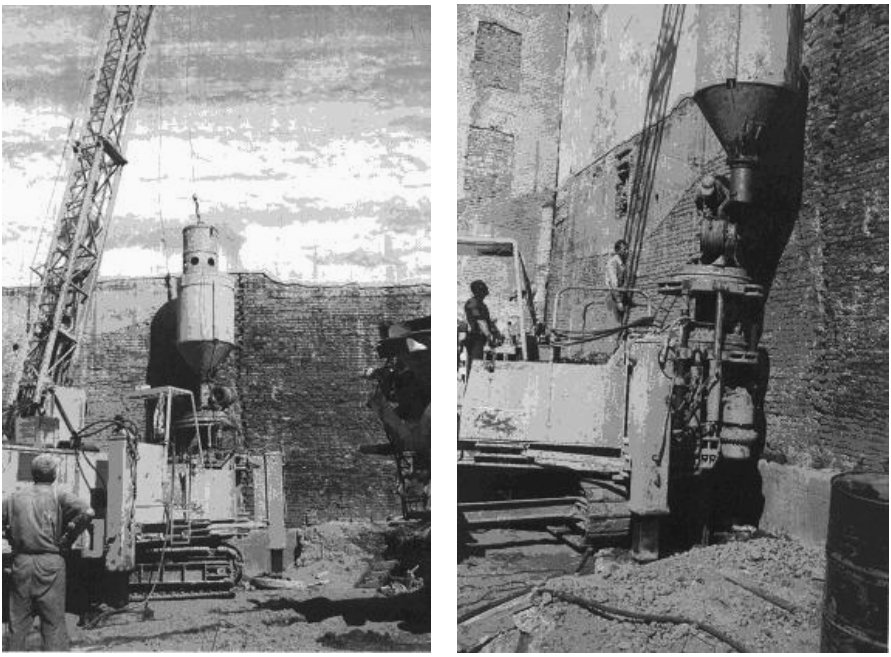


Рис. 8.17. Применение технологии «Atlas» на площадке 5:
а – общий вид установки; *б* – изготовление свай у межевой стены соседнего здания

Благодаря непрерывному контролю за соблюдением требований технологического регламента по очередности изготовления свай (мониторинг проводился сотрудниками института «Геореконструкция») удалось избежать подъема соседних зданий при выполнении свайного поля. Не отмечалось и каких-либо динамических воздействий на основание при устройстве свай.

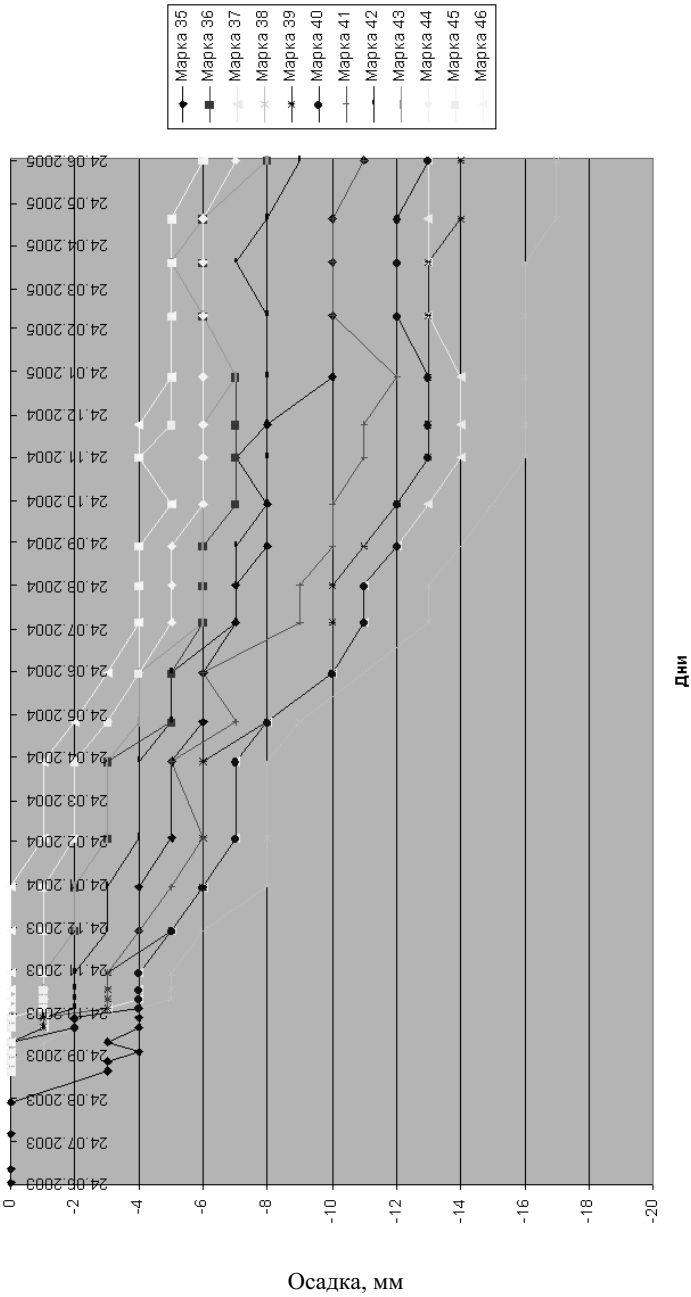


Рис. 8.18. Развитие осадок соседнего дома на площадке 4

Наблюдение за влиянием технологии DDS было организовано при строительстве торгово-бытового комплекса на Петроградской стороне (площадка 6) (рис.8.19). Инженерно-геологические условия площадки представлены (сверху вниз) техногенным слоем толщиной 2,8 м, морскими песками пылеватыми мощностью 2,8 м, озерно-ледниковыми суглинками текучими и текучепластичными общей мощностью около 9,0 м, которые подстилаются моренными супесями пластичными; кровля полутвердых и тугопластичных моренных суглинков находится на глубине 15,6 м от поверхности.

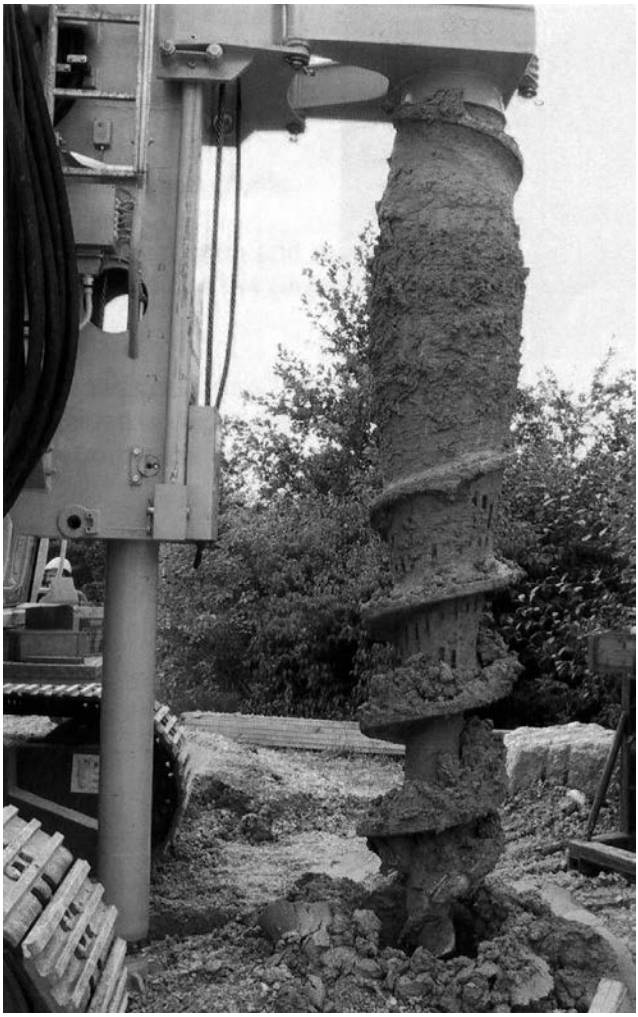


Рис. 8.19. Устройство сваи по технологии DDS.

Свайное поле состоит из свай диаметром 620 мм длиной 20 м, общее количество свай 123 штуки. Проектом было предусмотрено изготовление выбуриваемых свай под защитой обсадной трубы станками фирмы «Bauer». Для ускорения работ внутренняя часть свайного поля (52 сваи) была выполнена по технологии DDS (лидерная скважина устраивалась диаметром 350 мм). При устройстве свай по этой технологии был отмечен выпор грунта, приведший к поднятию межевой стены соседнего дома на 3...4 мм. В дальнейшем развитие получили осадки, достигшие к маю 2005 г. для межевой стены дома 17 мм (рис. 8.20). Заметим, что сравнительно небольшая величина выпора обусловлена не только удалением свай DDS от соседней застройки на 4…6 м, но и наличием лидерной скважины, значительно снижающей объем вытесненного при «раскатке» грунта. Естественно, что лидерная скважина, изготавливаемая с помощью шнека, может оказывать влияние на состояние массива грунта и соседнюю застройку. Это влияние будет рассмотрено ниже в п. 8.2.3.

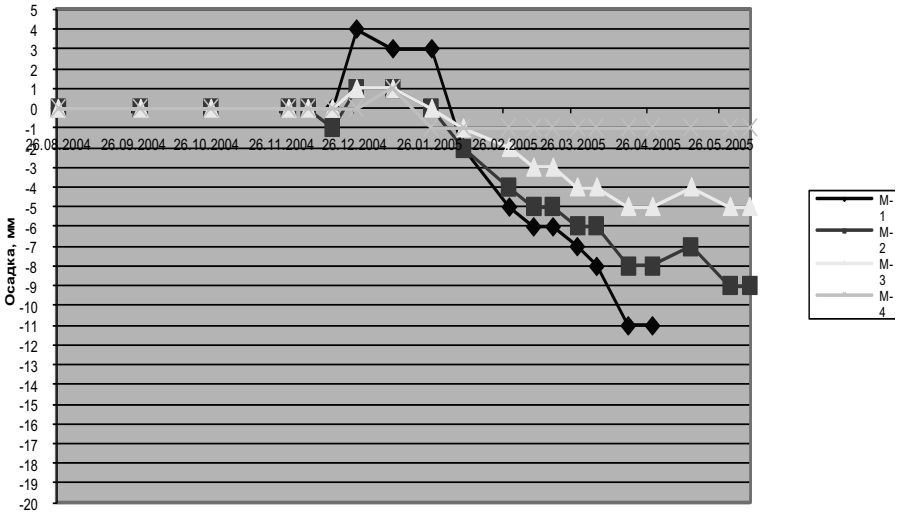


Рис. 8.20. Развитие осадок соседнего дома, примыкающего к строящемуся зданию на площадке 6

8.1.3. Рекомендации по снижению негативных эффектов при применении технологий, связанных с вытеснением грунта

Как мы убедились, всем технологиям, в которых формирование ствола сваи осуществляется посредством вытеснения грунта, свойственны сходные эффекты:

1 – перемятие грунта, приводящее к его расструктуриванию, что снижает его прочностные характеристики и провоцирует развитие

осадок существующих зданий преимущественно за счет деформаций формоизменения;

2 – подъем поверхности грунта, а при направленном движении фронта свайных работ в сторону существующего здания – подъем этого здания;

3 – выпор ранее изготовленных свай при формировании новой сваи.

Для вдавливаемых свай последний эффект может быть устранен путем добивки (додавливания) свай, получивших выпор. Для свай, изготовленных в грунте, эффект выпора устранить добивкой невозможно из-за более высокого сопротивления по боковой поверхности вследствие неровной боковой поверхности сваи. В качестве возможной меры может быть предложено инъекционное закрепление забоя скважины цементным раствором. Для этого в свае должна быть при ее изготовлении заложена инъекционная трубка. Эффект выпора опасен для «свежих», только что замоноличенных свай: несхватившийся ствол сваи может получить разрушение от изгибных и растягивающих усилий при изготовлении соседней сваи.

В рамках предложенной упруговязкопластической модели возможно рассмотреть эффекты подъема поверхности грунта и соседних зданий, в процесс которого могут быть вовлечены и ранее изготовленные сваи. Эффект последействия, обусловленный премятием грунта и выражающийся в инициировании дополнительных осадок массива грунта и соседней застройки нуждается в дальнейшем дополнительном исследовании, которое выходит за рамки настоящей книги.

Все эти эффекты являются следствием того, что при изготовлении последующей сваи не произошло рассеяние напряжений от предыдущей. Как показывает опыт проведения работ по геотехническому мониторингу при практической деятельности целесообразно руководствоваться следующим эмпиричесим правилом: изготовление новой сваи в пределах 5–метровой зоны вокруг ранее изготовленной начинать не ранее чем через трое суток. Таким образом, минимизировать влияние этих высокопроизводительных технологий можно, существенно снизив их интенсивность. Очевидно, что такая рекомендация неудобна для геотехнических фирм-подрядчиков.

Альтернативным решением может быть применение лидерных скважин под защитой глинистого раствора или лидерного рыхления диаметром 1,2 диаметра ствола сваи. В этом случае можно добиться ограничения дополнительных осадок соседнего здания в пределах 10 мм, выполняя сваи в непосредственном примыкании к нему. Эти же мероприятия позволяют практически исключить выпор ранее погруженных свай.

8.2. Анализ технологий устройства свай, связанных с извлечением грунта

8.2.1. Устройство буровых свай

Формирование ствола сваи посредством бурения скважины может осуществляться под защитой тиксотропного раствора либо обсадной трубы. Этот класс технологий не должен оказывать существенных динамических воздействий на массив грунта и не связан с вытеснением грунта из объема сваи. Следовательно, эти технологии позволяют избежать развития избыточных напряжений в грунте со всеми вытекающими позитивными последствиями: они не приводят к поднятию поверхности грунта и соседних зданий, выпору ранее изготовленных свай. Однако они не гарантируют исключения эффекта избыточного извлечения грунта из скважины, который может спровоцировать развитие осадок существующей застройки.

Этот эффект может проявиться при опережающей выработке грунта или потере устойчивости забоя скважины, пробуриваемой под защитой обсадной трубы, либо при потере устойчивости стенок скважины, пробуриваемой под защитой тиксотропного раствора.

Технология изготовления свай в грунте под защитой обсадной трубы с извлечением грунта из нее является одной из наиболее распространенных и хорошо апробированных как в мировой, так и в отечественной практике. Эта технология заключается в статическом вдавливании звеньев гладкой обсадной трубы, нижнее из которых имеет режущую кромку, сопровождающемся знакопеременным вращением (рис. 8.21). Выборка грунта изнутри трубы осуществляется набором шнеков или ковшей-желонок. Оборудование для этой технологии выпускается многими ведущими производителями геотехнического оборудования – «Bauer», «Cazagrande», «Kato», «Benoto», «Junttann» и др. В гражданском строительстве в Санкт-Петербурге успешно применяются станки фирм «Bauer» и «Cazagrande», в транспортном – «Kato» и «Benoto».

Технология позволяет изготавливать сваи высокого качества и высокой несущей способности и поэтому перспективна для сложной реконструкции в условиях центральной части города. Однако ее применимость в условиях Санкт-Петербурга была поставлена под сомнение авариями трех зданий, примыкающих к гостинице “Невский Палас” на Невском пр., и здания, соседствующего с новым жилым комплексом на Малой Дворянской ул. В обоих случаях примыкающая застройка получила аварийные деформации в процесс устройства стенки из буровых свай большого диаметра.

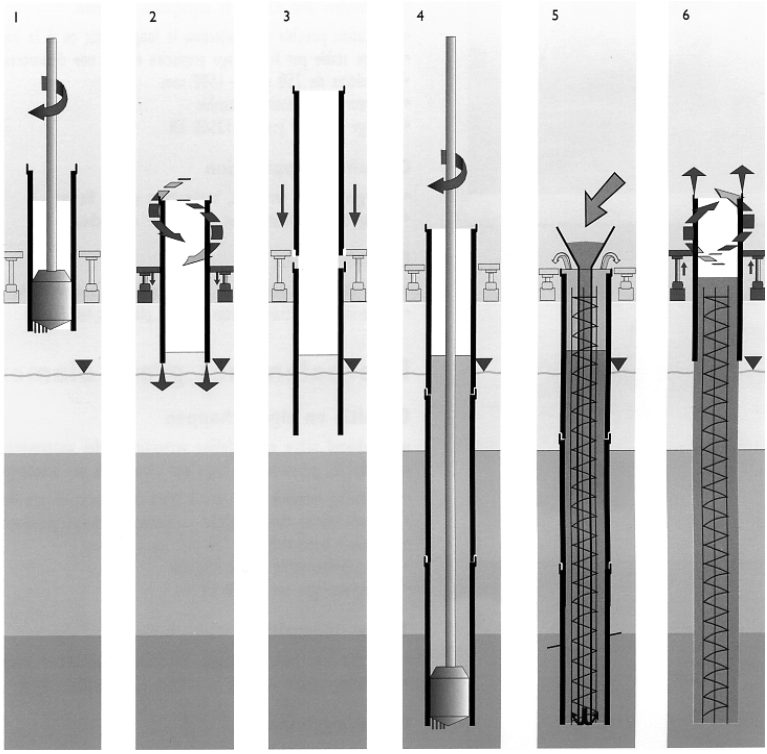


Рис. 8.21. Технология устройства сваи под защитой обсадной трубы: 1–2 – погружение обсадной трубы статическим вдавливанием со знакопеременным вращением; 3 – наращивание обсадной трубы новым звеном (внутри трубы сохраняется «пробка» грунта); 4 – извлечение грунта до проектной отметки (под защитой воды или глинистого раствора); 5 – погружение арматурного каркаса; 6 – извлечение звеньев обсадной трубы.

Осадки произошли вследствие наплывания слабого грунта в скважину и его выработки, в результате чего объем извлеченного грунта оказался существенно больше объема скважины. Исследование влияния этой технологии на грунты основания было выполнено институтом «Георeконструкция» в 1995 г. при реконструкции д. №23 по ул. М. Морская. В процессе исследований были выявлены негативные динамические воздействия на основание, которые наблюдались в следующие моменты изготовления сваи.

А – при проходке насыпного слоя, в котором встречались препятствия (старые фундаменты);

Б – при извлечении первых (нижних) звеньев обсадной трубы (за счет большой присоединенной массы грунта);

В – при нарушении технологии (при поддергивании обсадной тру-

бы с помощью лебедки и троса на фазе извлечения, ударе бетона о забой скважины и т.п.).

Превышения допустимых динамических воздействий по пунктам А и Б были локальны во времени, по пункту В – наблюдались периодически на протяжении всего процесса извлечения трубы. Превышения допустимого уровня ускорения колебаний в технологические моменты А и Б неизбежны при любой технологии изготовления буронабивных свай под защитой обсадных труб, превышения по пункту В устранимы при соблюдении технологии.

Помимо контроля за параметрами динамических колебаний на площадке осуществлялся постоянный контроль за поддержанием внутри обсадной трубы целика («пробки») грунта выше обреза трубы при проходке слабых глинистых грунтов. Как показали расчетные исследования, выполненные В.Н. Парамоновым (1998), наличие грунтовой «пробки» является необходимым условием обеспечения устойчивости забоя скважины в слабых глинистых грунтах, особенно учитывая стойкое нежелание отечественных подрядчиков выполнять такую обязательную процедуру, как заполнение скважины водой или бентонитовым раствором (см. рис. 8.21, поз. 4)

Проведенный на данном объекте непрерывный мониторинг за изготовлением рабочих свай позволил оперативно регулировать производственный процесс и обеспечить сохранность прилегающей застройки. В результате после изготовления на объекте 120 свай, в том числе 40 свай на расстоянии 1-2 м от межевых стен соседних зданий, осадки последних составили в среднем 5 мм, наибольшие осадки отдельных марок не превысили 8 мм. Такой результат, впервые достигнутый в Петербурге в 1995 г. при устройстве буронабивных свай большого диаметра на данной площадке, доказывает, что данная технология может оказаться щадящей по отношению к соседним зданиям при постоянном геотехническом мониторинге.

Дальнейшие события на площадке показали, что проведение мониторинга необходимо не только при выполнении сложных технологических операций, но и на простейших этапах работ нулевого цикла, например, при устройстве ростверков. Отказ от мониторинга и постоянного геотехнического контроля привел к принятию ряда необоснованных решений: устройству выработок под ростверки непосредственно у межевых стен соседних зданий ниже подошвы их фундаментов, откачке грунтовых вод из выработок, виброуплотнению щебеночной подготовки под ростверки. При этом постоянный динамический фон от работающей техники в 2–3 раза превышал допустимый уровень колебаний. В результате осадки соседних зданий достигли 47 мм, здания получили существенные деформации (рис. 8.22).

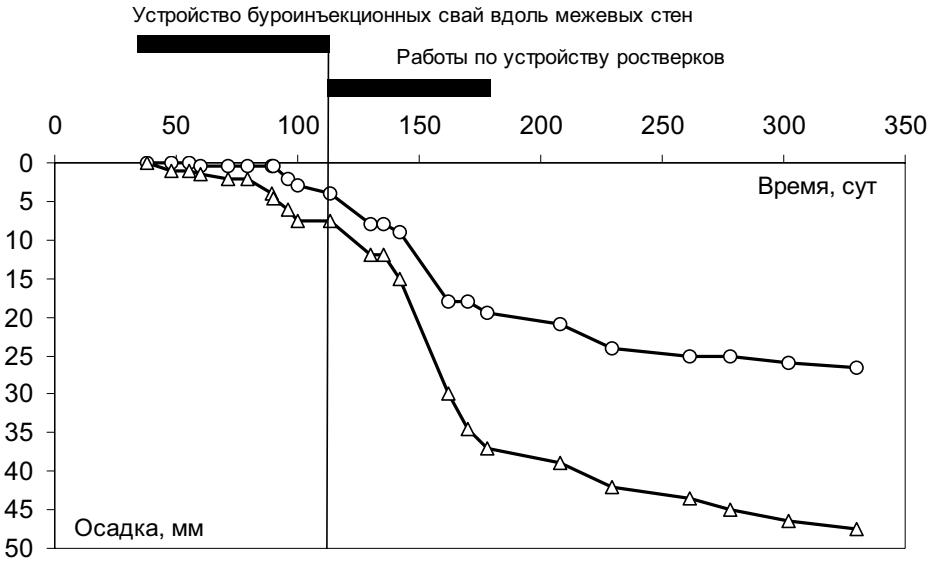


Рис. 8.22. График осадки во времени соседнего здания при производстве работ нулевого цикла на ул. М. Морская, д.23.

Таким образом, рассматриваемый тип технологии изготовления свай поддается отладке на предмет минимизации ее влияния на окружающую застройку.

Примером, подтверждающим этот тезис, является строительство гостиницы в Адмиралтейском районе Санкт-Петербурга (площадка 7) в непосредственном примыкании к соседней застройке. Инженерно-геологические условия территории характеризуются следующим напластованием: под насыпным слоем толщиной 1,5...3,2 м залегают озерно-морские пылеватые пески толщиной слоя 2,5...4,3 м, под ними – озерно-ледниковые текучие и текучепластичные суглинки мощностью 7,0...10,5 м, подстилаемые с глубины 13,1...16,0 м моренными суглинками мягко- и тугопластичными. Кровля кембрийских глин находится на глубине 24,8...28,1 м, верхние 1,7...5,8 м дислоцированы, ниже глины имеют твердую консистенцию. Подземные безнапорные воды вскрыты на глубинах 1,3...2,5 м.

На объекте было спроектировано свайное поле из свай диаметром 620 мм и преимущественной длиной 22,5 м. Работы выполнялись станками Bauer и Cazagrande. Интенсивность работ достигла 6 свай в сутки, но не более одной сваи в сутки в 5-метровой зоне примыкания к соседним зданиям.

Как показали результаты измерения осадок к моменту окончания свайных работ (ноябрь 2002 г.) межевые стены соседних зданий полу-

чили осадку 9…17 мм (рис. 8.23). Дальнейшие осадки соседних зданий происходили в процессе возведения нового здания. Его собственные осадки к концу сентября 2003 г. достигли 16...26 мм, причем у межевых стен порядка 20 мм. К этому же времени осадки межевых стен соседних зданий достигли 28...38 мм. Такой результат, очевидно, не может рассматриваться как положительный (поскольку было допущено превышение допустимых значений осадки – 20 мм). При проектировании следовало выбрать такую конструкцию свайных фундаментов, осадка которых составляла бы не более 10-15 мм. Тем не менее, вклад технологии устройства свай в процесс развития осадок в данном случае был сравнительно невелик: его можно оценить величиной не более 10...15 мм. В рассматриваемом примере невозможно сделать однозначный вывод о наличии или отсутствии деформаций «последействия», которые могут продолжаться после изготовления свай и обусловлены расструктуриванием грунта, поскольку непосредственно за изготовлением свайного поля последовало возведение здания.

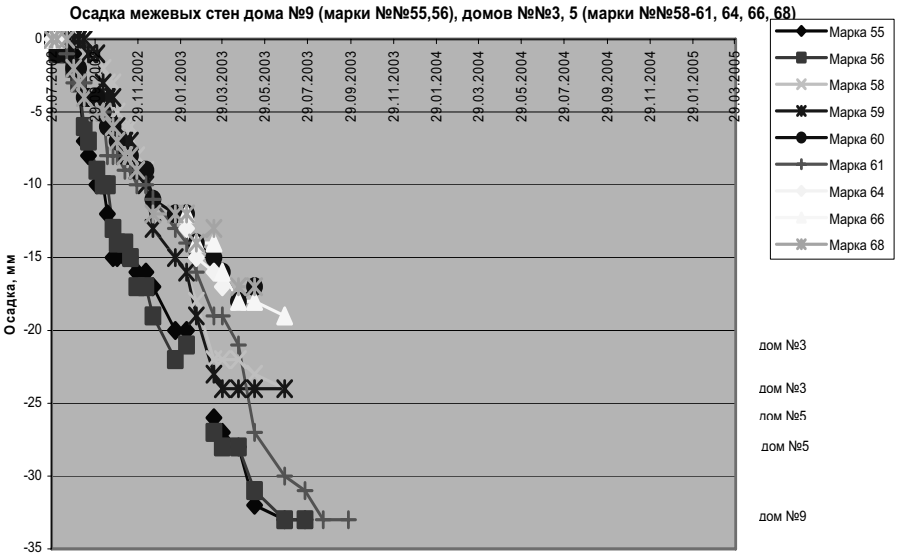


Рис. 8.23. График развития осадки межевых стен соседних зданий при строительстве дома на площадке 7.

На площадке строительства другого жилого дома, расположенного недалеко от Исаакиевского собора в Санкт-Петербурге (площадка 8) нам представилась возможность наблюдать за осадками окружающей застройки в течение двух лет после устройства свайного поля и сплошной плиты-ростверка. Инженерно-геологические условия территории характеризуются залеганием под насыпными грунтами мощ-

ностью порядка 2 м и песками пылеватыми и мелкими мощностью до 3 м значительной толщи (более 15 м) слабых озерно-ледниковых суглинков, подстилаемых моренными тугопластичными суглинками.

Новые конструкции возводились на сваях длиной 20 м, преимущественно диаметром 620 мм (105 штук), устраиваемых под защитной обсадной трубы станком Bauer. Изготовление свай выполнялось после разборки фундаментов снесенных зданий (в результате чего соседние дома получили осадки до 10 мм). Устройство свай осуществлялось с сентября 2001 г. по февраль 2002 г. Осадки межевых стен соседних зданий к этому моменту достигли 16...30 мм и 15...20 мм (рис. 8.24, 8.25).

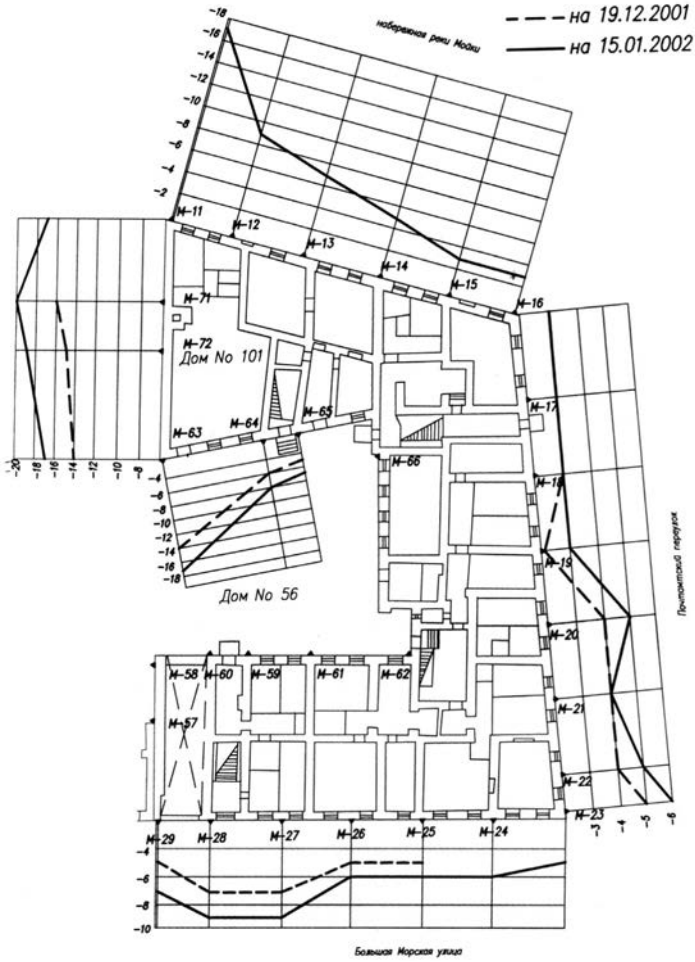


Рис. 8.24. Схема расположения осадочных марок на стенах соседнего жилого дома на площадке 8. Эпюры осадок, мм

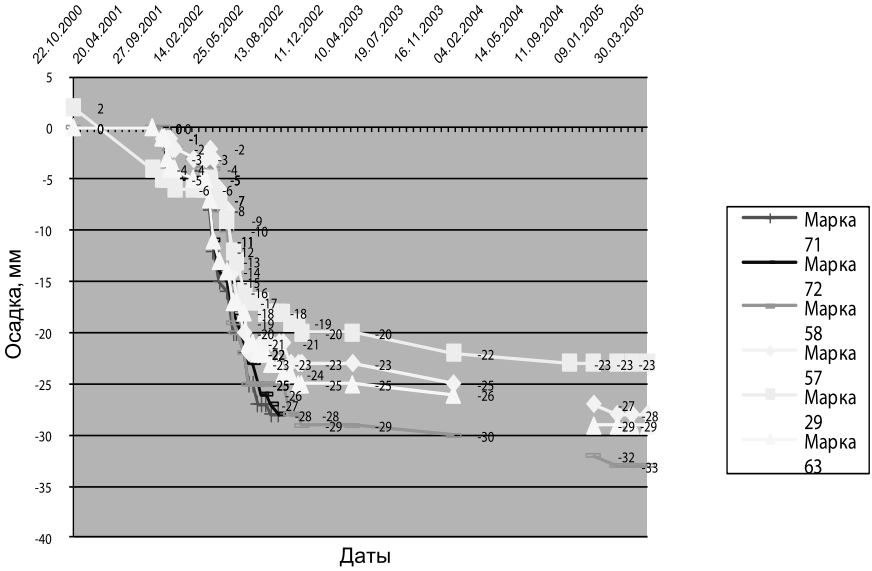


Рис.8.25. График развития осадок межевых стен соседнего дома на площадке 8

После этого в феврале-марте была устроена сплошная плита ростверка, и строительство было законсервировано. Однако прекращение работ не сопровождалось прекращением осадок. Они развивались по затухающей кривой и к концу 2002 г. их прирост составил около 10 мм.

Таким образом, в последнем случае имеет место расструктуривание грунта вследствие избыточного извлечения (перебора) грунта из скважины, для которого характерны деформации «последействия», происходящие вследствие развития вязкопластических деформаций формоизменения.

Избыточное извлечение грунта из скважины происходит вследствие отсутствия контроля за соблюдением «грунтовой пробки» внутри обсадной трубы. Поступлению слабого грунта внутрь трубы из затрубного пространства способствует эффект «насоса», в котором роль поршня играет рабочий орган, разрабатывающий грунт: после его вхождения в забой скважины в момент начала его извлечения происходит вакууммирование грунта.

Для того, чтобы исключить негативное воздействие данной технологии на массив грунта и соседние здания (ограничив их осадки величиной не более 5...10 мм), необходимо тщательно контролировать наличие «грунтовой пробки» внутри обсадной трубы, высота которой подбирается расчетом по методике, предложенной В.Н. Парамоновым

(1998) с учетом конкретных механических свойств слоев грунтового напластования и эффекта вакуумирования при извлечении рабочего органа. Уменьшить высоту пробки можно при разработке грунта с заполнением обсадных труб водой или глинистым раствором.

8.2.2. Устройство скважин под защитой тиксотропного раствора

Анализируя технологию устройства скважин под защитой тиксотропного раствора, следует, прежде всего, отметить, что в Санкт-Петербурге под нею часто подразумевают изготовление сваи под защитой так называемого «бурового» раствора (т.е. воды, замутненной при соприкосновении со стенками скважины) или же, в лучшем случае, глинистого раствора, приготовленного из местной кембрийской глины со структурирующими добавками (цементом). Этот раствор не обладает теми тиксотропными свойствами, которыми обладают бентонитовые глины, широко применяемые в зарубежной геотехнической практике. Применение бентонитовых растворов требует развитого хозяйства по их приготовлению, подаче в выработку, сбору и регенерации.

Естественно, что содержание бентонитового хозяйства повышает стоимость свай. Поэтому ряд подрядных организаций в нашей стране специализируется на изготовлении свай в скважинах, заполняемых водой. Как уже отмечалось, опасность этой псевдотехнологии состоит в том, что она не может гарантированно обеспечивать устойчивость стенок скважины даже при соблюдении непрерывного цикла операций по бурению скважины и ее заполнению бетонной смесью. В то же время технология не оказывает существенного влияния на массив грунта и соседние здания.

В качестве примера использования технологии изготовления свай в выбуриваемых скважинах под защитой «бурового раствора» рассмотрим строительство жилого дома у Таврического сада в Санкт-Петербурге (площадка 9). Инженерно-геологические условия площадки 9 аналогичны соседней с ней площадки 2.

Сваи длиной 26 м и диаметром 450 мм располагались по свайному полю с шагом около 3,5 м. Минимальное расстояние от ряда свай до межевых стен соседних зданий составляло 2,0 м (рис. 8.26). Как показывают геодезические наблюдения, в процессе выполнения свай осадки межевых стен соседних зданий не превысили 3...5 мм.

Рис. 8.26. Изготовление свай под защитой «бурового раствора» на площадке 9

Следует также отметить, что технология не оказывает существенного динамического влияния на окружающую застройку.

При изготовлении свай вблизи межевой стены соседнего дома ускорения колебаний не превышали 0,08 м/с^2.

Таким образом, рассматриваемая технология оказывает минимальное воздействие на соседнюю застройку, и, казалось бы, является наилучший из рассмотренных выше. Однако данное положительное свойство полностью нивелируется негарантируемым качеством изготовления свай, о чем свидетельствует испытания на сплошность.

Испытания проводились по методике ITS, которая позволяет установить фактическую длину свай в грунте и выявить имеющиеся дефекты буровых свай: разрывы бетонирования, включения грунта в тело сваи, «шейки» – сужение ствола свай меньше проектного диаметра. Дефекты ствола могут способствовать развитию коррозии арматуры и бетона, являться концентраторами напряжений, провоцирующими перенапряжения в стволе. Сваи с существенными дефектами ствола являются группой риска в связи с возможным дефицитом их несущей способности по материалу сваи.

Как показывают результаты испытаний на сплошность, большин-

ство протестированных свай имеют дефекты в виде уменьшения сечения сваи на глубинах 15...20 м (рис. 8.27), т.е. они приурочены к нижней части толщи слабых глинистых отложений.

Аналогичные результаты были получены нами почти на всех площадках, где тестировались сваи, изготовленные по данной технологии. Например, на одной из них дефект сваи диаметром 450 мм и длиной 25 м фиксировался в интервале глубин 15...17 м, т.е. в слое текучих суглинков.

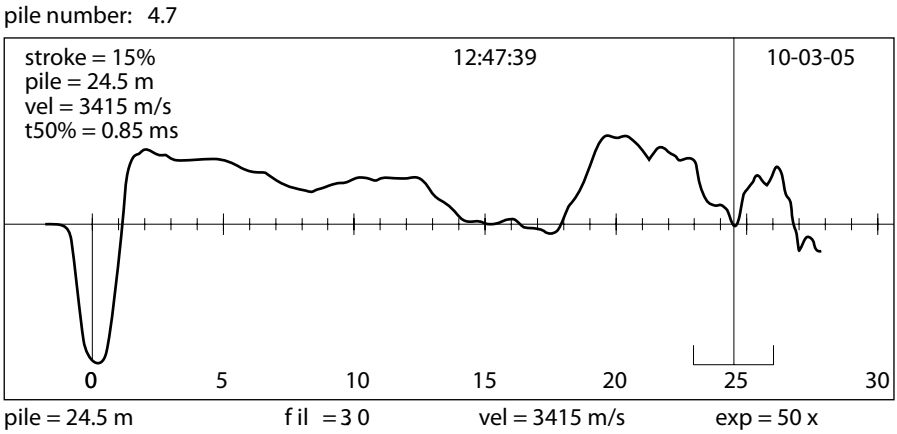


Рис. 8.27. Тестирование свай на сплошность на площадке 9

8.2.3. Сваи, устраиваемые по технологии «проходного шнека»

Технология изготовления свай в грунте с помощью «проходного шнека» заключается в погружении в грунт шнека с помощью вращательного усилия без извлечения грунта (рис. 8.28). Штанга шнека имеет сквозное отверстие, через которое после достижения шнеком проектной отметки заложения пяты сваи осуществляется подача бетонной смеси. Шнек извлекается по мере бетонирования скважины.

В Санкт-Петербурге распространение получила разновидность технологии, в которой для формирования ствола сваи в грунте используется проходной шнек, набираемый из звеньев по мере бурения скважины.

Другая разновидность этой технологии известна под аббревиатурой CFA (Continue Flight Auger). Она заключается в проходке скважины (без извлечения грунта) длинномерным шнеком, набранным на всю глубину проходки (рис. 8.29).

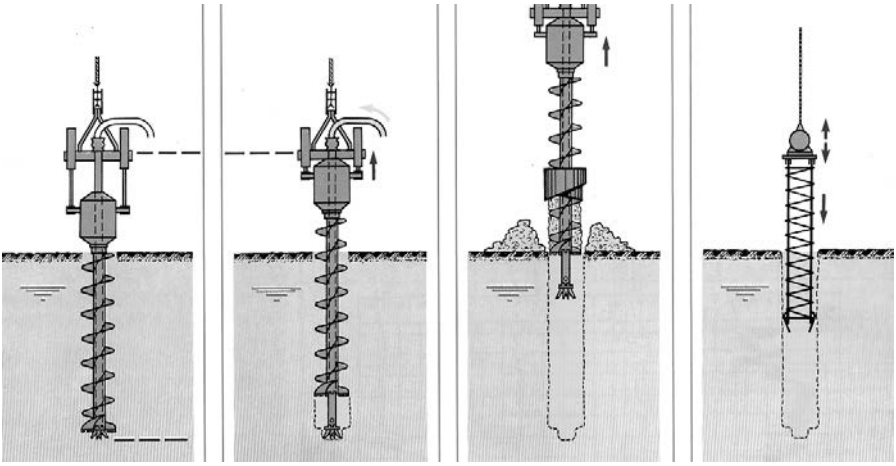


Рис. 8.28. Устройство свай по технологии «проходного шнека»: 1 – погружение шнека вращением на проектную глубину; 2 – освобождение отверстия для нагнетания бетонной смеси; 3 – бетонировнаие скважины по мере подъема шнека; 4 – вибропогружение арматурного каркаса

По достижении проектной отметки через полый ствол шнека, который приподнимают на высоту 15 см для высвобождения бетонолитной трубы, под давлением подается литая бетонная смесь. По мере подачи бетонной смеси шнек извлекается из скважины.

Как показывает проведенный нами анализ практики применения технологии «проходного шнека» в условиях распространения слабых глинистых грунтов, она должна удовлетворять следующим требованиям:

1. Проходка скважины должна осуществляться при условии согласования скоростей вращения и поступательного движения таким образом, чтобы повороту на 360^0 соответствовало погружение шнека на один виток.

2. Критерием соблюдения безопасного режима проходки является равенство объемов шнека и выбуренного шлама при погружении шнека.

3. Проходка скважины должна осуществляться без отрыва долота шнека от забоя. Не допускается выполнять обратное вращение шнека, подъем шнека без заполнения скважины бетоном, повторные проходки.

4. Заполнение скважины бетоном должно начинаться с опрессовки забоя, поскольку данная технология не позволяет удалить шлам с забоя скважины.

5. При заполнении скважины бетоном технология предусматривает поддержание избыточного давления, превышающего природное боко-

вое давление. В то же время в интервалах залегания слабых глинистых грунтов избыточное давление в бетоне должно быть минимальным.

6. Отношение объема фактически уложенного бетона к теоретическому объему скважины не должно превышать 1,20. Очевидно, что данное условие относится ко всем сваям, изготовленным в грунте, но особенно актуально для данной технологии.

Как мы увидим ниже, условия, отмеченные выше под номерами 1,2 и 5 особенно важны для минимизации воздействия технологии на массив грунта и соседние здания.

Рис. 8.29. Общий вид установки «CFA» с многолопастным шнеком.

Особенностью рассматриваемой технологии является весьма узкий «спектр» безопасных режимов проходки. Если вращение запаздывает по отношению к поступательному движению шнека (при одном полном обороте шнек погружается более, чем на один виток), формирование проходки осуществляется с эффектом вдавливания. Это может проявляться в технологии CFA, где шнек набран на всю высоту проходки и его масса оказывает вдавливающее усилие. Очевидно, что это усилие по мере погружения шнека в грунт снижается. Если же вращение опережает погружение шнека, то по поверхности взаимодействия шнека и грунта возникают дополнительные ориентированные вертикально усилия, приводящие к восходящему движению грунта по лопастям шнека (наподобие транспортировки воды с помощью спирального винта Архимеда). Единственным безопасным режимом проходки является внедрение шнека в режиме «нарезки резьбы», когда одному повороту на 360^0 соответствует погружение шнека на один виток.

Пусть с помощью шнековой колонны высотой 30 м требуется выполнить сваю на глубину 25 м, при этом слабые глинистые грунты распространяются на глубину до 20 м, а ниже находятся более прочные моренные отложения.

Шнек с диаметром 250 мм и тремя витками лопастей на 1 м длины имеет массу 0.15 т/м, а вес вытесняемого грунта равен 0,14 т на метр длины шнека. Близость этих значений позволяет отметить, что при погружении на 20 м, давление от собственного веса шнека на забой снижается на 2/3 (по отношению к началу его внедрения в грунт), дальнейшее его внедрение с некоторой глубины оказывается возможным только за счет крутящего момента. В условиях относительно однородного по механическим свойствам грунтового напластования этому содействовал бы эффект «защемления» шнека в грунте. Но «защемление» шнека в слабом глинистом грунте может оказаться недостаточным для его внедрения в более прочную морену. В этом случае шнек будет вращаться на месте, а слабый грунт по его лопастям начнет поступать на поверхность в объеме, превышающем объем скважины.

В массиве грунта при этом возникают растягивающие напряжения, приводящие к расструктуриванию слабых глинистых отложений, переходу их в жидкообразное состояние в зоне, окружающей шнек.

При нагнетании литой бетонной смеси в среду, частично уже утратившую свойства твердообразного тела, ствол сваи будет оплывать даже под собственным весом. Если же нагнетание проводить под избыточным давлением, то этот эффект может проявиться еще сильнее, в результате приводя к значительному перерасходу бетона.

Инструментальные наблюдения за технологией CFA проводились

на площадке строительства транспортно-коммерческого центра высокоскоростных магистралей на Лиговском пр., 24-42 в Санкт-Петербурге (площадка 10).

К сожалению, эта технология не прошла предварительной апробации в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга, предложенные нами технологические испытания проведены не были. Это имело, как мы увидим ниже, самые серьезные последствия.

Геологический разрез площадки в пределах выполненных изысканий представлен техногенными отложениями мощностью 1,5...2,4м, залегающими под ними морскими пылеватыми песками средней плотности и плотными, мощностью 2...3 м, с глубины 4,5...5,5 м разделенными 2-метровым слоем текучей супеси. С глубин 9...10 м залегают морские и озерные отложения, представленные переслаивающимся пластичными супесями и текучепластичными суглинками общей мощностью до 10 м. Ниже под частью площадки бурением выявлены текучие суглинки мощностью до 8 м. Кровля твердой моренной супеси находится на глубине 24...26 м. Грунтовые безнапорные воды встречены на глубине около 2,0 м от поверхности.

Проектом было предусмотрено устройство фундаментов из свай диаметром 620 мм до абсолютной отметки –16,5 м (25 м от поверхности). По результатам статических испытаний длина свай была увеличена на 3 м (до абс. отм. -19,5 м). Сваи устраивались по технологии CFA.

Как показали измерения параметров колебаний, технология CFA не оказывает заметных динамических воздействий на массив грунта и соседние здания. Ускорения колебаний составляют не более 0,02 м/с^2.

Как показали наблюдения, при погружении шнека на поверхность по его лопастям вытеснялся грунт в объеме, в 2...3 раза превышающем объем шнека. Это явление было обусловлено сложностью выбора оптимального шага лопастей шнека, который позволял бы проходить разнородные грунты (пески, слабые суглинки и прочные моренные отложения) в режиме «нарезания резьбы».

При бурении морены скорость поступательного движения шнека заметно снижалась, режим проходки приближался к «вращению на месте». В результате по лопастям шнека происходил вынос избыточных объемов слабого грунта. Как уже отмечалось выше, этот фактор приводит к возникновению в грунте растягивающих напряжений, способствующих локальному расструктуриванию грунта вокруг скважины. Последующая операция – бетонирование при максимальном давлении 0,9 МПа (и средних давлениях 0,4...0,5 МПа) привела к возникновению в массиве сжимающих напряжений, почти на два порядка превышающих структурную прочность слабого глинистого грунта и,

соответственно, к прогрессирующему его расструктуриванию. При обеих операциях слабый глинистый грунт претерпевал деформации формоизменения. Поэтому нагнетание бетона под давлением не восстанавливало status guo, свойственный грунту до погружения шнека, а лишь усугубляло ситуацию.

Тщательное заполнение скважин бетоном, выполняемое с целью обеспечения сплошности свай, препятствовало релаксации напряжений в массиве грунта, о чем свидетельствует следующий факт. Изготовление каждой последующей сваи в кусте требовало возрастающих затрат времени на проходку морены. Пропорционально затраченному времени возрастал объем закачанного в скважину бетона. При теоретическом объеме скважины около 8 м^3 (при диаметре 0,62 м и длине 24 м) в первую скважину в кусте закачивали 10...12 м^3 бетона, в последнюю – 20...25 м^3 (а в нескольких случаях в скважину было уложено около 50 м^3 бетона).

Изменение свойств грунтов при устройстве CFA-свай было отмечено при анализе результатов статического зондирования (CPT), проведенного до изготовления свай на площадке в 1997 г., сразу же после устройства свай в кусте в 1998 г. и через год после завершения свайных работ (в 1999 г.). Для наглядности на рис. 8.30 приведено совмещение графиков для трех разных моментов времени и близких точек зондирования. При совмещении учитывалось изменение абсолютной отметки дневной поверхности в процессе производства работ на площадке.

Сравнение результатов зондирования показывает следующее. В процессе производства свайных работ практически все слои грунта претерпели снижение сопротивления зондированию:

- в песках сопротивление зондирования уменьшилось в ряде случаев до 50% от исходного;
- слои слабых глинистых отложений получили относительно небольшое по абсолютной величине уменьшение сопротивления зондированию, но в процентном отношении это снижение достигало 20...50% (слои 5,6,8,10);
- в моренных отложениях отмечалось снижение сопротивления зондированию в 1,2...2,0 раза по сравнению с первоначальным состоянием (слои 11, 12).

Таким образом, сравнение результатов испытаний 1997 и 1998 годов однозначно свидетельствует о негативном влиянии технологии CFA на свойства грунтов основания.

Собственно, идея использования CPT для анализа воздействия процесса изготовления CFA-свай на массив грунта не нова (см., например, исследования W.F. Van Impe, 1988, 1991; Van Wellle, 1979;

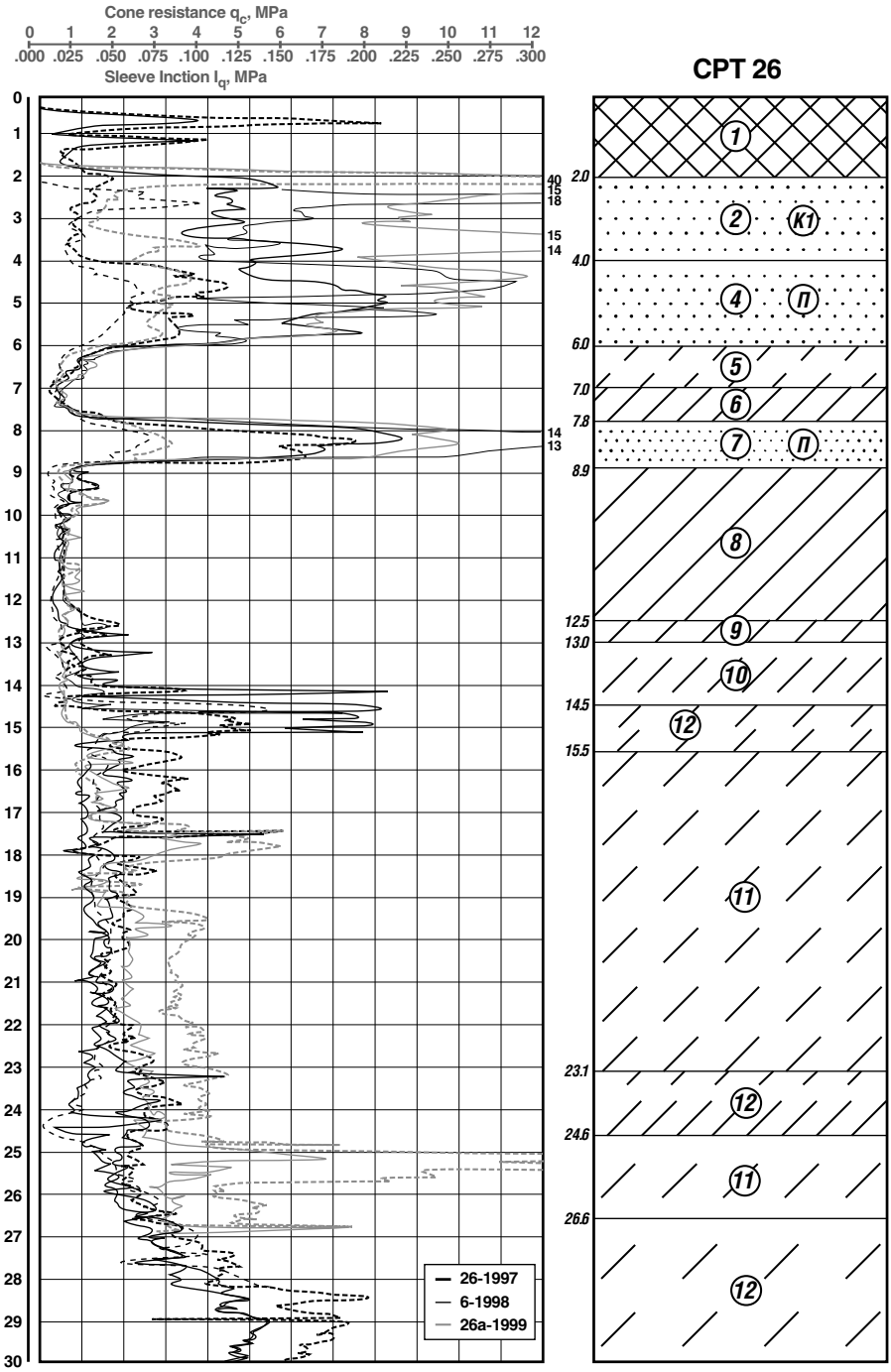


Рис. 8.30. Результаты статического зондирования.

De Beer, 1988). В частности, из публикаций профессора W.F. Van Impe следует, что при изготовлении CFA-свай можно ожидать существенного (в несколько раз) снижения сопротивления зондированию в песках и незначительно – в слабых глинистых грунтах (рис. 8.31).

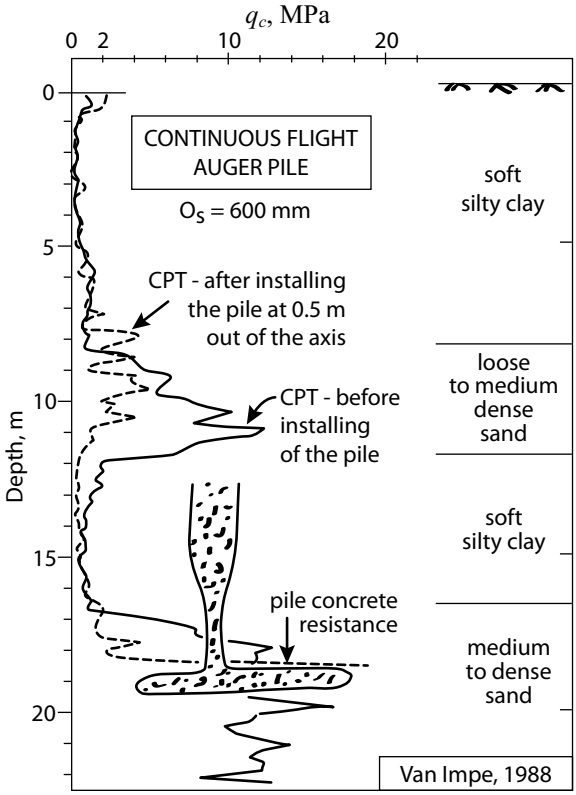


Рис. 8.31. Исследования профессора W.F. Van Impe (1988 г.), посвященные изменению сопротивления статическому зондированию при устройстве CFA-свай.

Результаты проведенных нами изысканий в целом подтверждают эти выводы.

В 1999г., почти через год после завершения работ по изготовлению CFA-сваи, свойства глинистых грунтов, в основном, восстановились как в слабых глинистых отложениях, так и в морене. Отмеченный факт является следствием процесса тиксотропного восстановления нарушенной структуры грунта. В существенно меньшей степени произошло восстановление свойств песчаных отложений: сопротивление зондированию в 1999 г. возросло по отношению к 1998 г не более, чем на 10%.

Масштабы влияния CFA-свай на массив грунта и рядом расположенные здания можно проиллюстрировать следующими фактами.

CFA-сваи выполнялись на расстоянии не менее 20 м от межевой стены дома № 44 по Лиговскому пр. Этот дом представляет собой 6-7-этажное кирпичное здание, состоящее из четырехугольных корпусов, в которых заключены дворы и «перемычки», соединяющие корпуса между собой.

До устройства свай на расстоянии 9…15 м от межевой стены вдоль нее было устроено шпунтовое ограждение из шпунта Ларсен IV длиной 12 м, погружаемого высокочастотным вибратором, и под его защитой – пионерный котлован глубиной 1,5 м. За этот период (с 10.02.98 по 19.07.98) прирост осадок здания не превысил 15 мм.

Осадок здания не наблюдалось до конца августа 1998 г., когда было завершено изготовление CFA-свай. 17.09.98 все работы на площадке были приостановлены по экономическим причинам. В сентябре 1998 г. появились осадки здания, развивающиеся со скоростью 0,5 мм/сут.

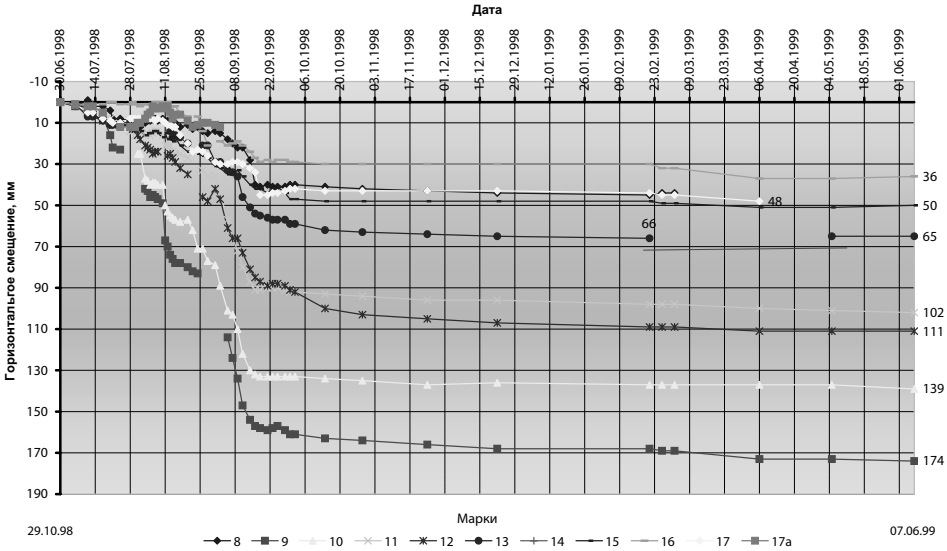


Рис. 8.32. Горизонтальные смещения шпунта, установленного вдоль межевой стены д. №44

К октябрю 2000 г. осадка межевой стены достигла 55 мм.

С июля 1998 г. наблюдались осадки и горизонтальные подвижки шпунтового ограждения, выполненного вдоль межевой стены здания (рис. 8.32). Максимальное горизонтальное смещение верха шпунта к 30.09.98 достигло 168 мм при отсутствии сколько-нибудь существен-

ного котлована. Сравнение графиков позволяет установить, что развитие осадок здания (рис. 8.33) коррелирует с подвижками шпунта. В целом развитие интенсивных деформаций массива грунта корреспондируется по времени с периодом изготовления CFA-свай.

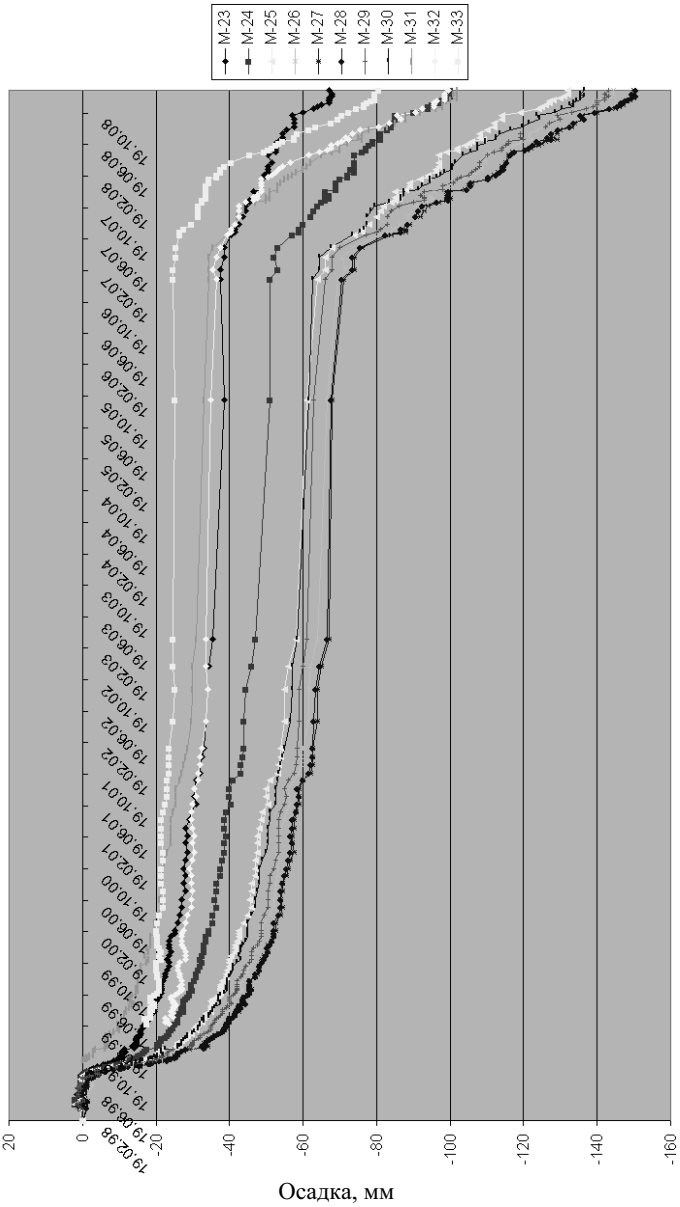


Рис. 8.33. График развития осадок дома №44 по Лиговскому пр. от двух этапов строительных работ.

В дальнейшем развитие осадок межевой стены дома № 44 по Лиговскому пр. происходило по медленно затухающей кривой и к 2005 г. достигло 87 мм при средней скорости деформирования от 10 мм в год в 2000 г. до 5 мм в год в 2004 г. К моменту возобновления строительства в 2007 г осадки достигли 70 мм (см. рис. 8.33), что было обусловлено масштабным расструктуриванием грунта вследствие применения CFA технологии изготовления буронабивных свай. По результатам выполненного нами в 2007 г. натурного эксперимента (см. гл. 9) было установлено, что шпунтовое ограждение в данной геотехнической ситуации не позволяет обеспечить безопасность дома Перцова при устройстве котлована глубиной 8 м на расстоянии 10 м от здания. К сожалению, на практике откопка котлована выполнялась в шпунтовом ограждении с оставлением грунтовых берм, которые не обеспечили в должной мере безопасности примыкающего здания. В процессе откопки дополнительные осадки дома Перцова возросли еще на 8 см и достигли в сумме 15 см.

Еще одним свидетельством масштабности влияния технологии CFA-свай на массив грунта является осадка свайного поля на участке первой очереди строительства (рис. 8.34, 8.35). После устройства свай, откопки котлована на глубину 7 м от поверхности и устройства ростверков, т.е. в условиях разгрузки основания, свайное поле в течение первых 6 месяцев с момента приостановки работ на площадке получило осадки (!) до 10…15 мм, а к 2000 г. достигло 14…24 мм.

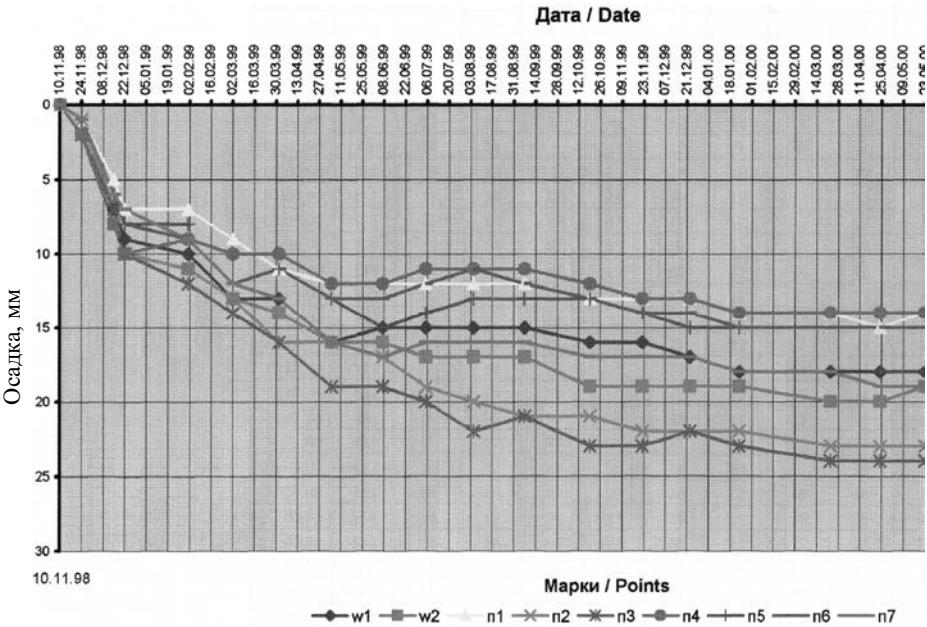


Рис. 8.34. График зависимости осадки во времени для плиты фазы 1.

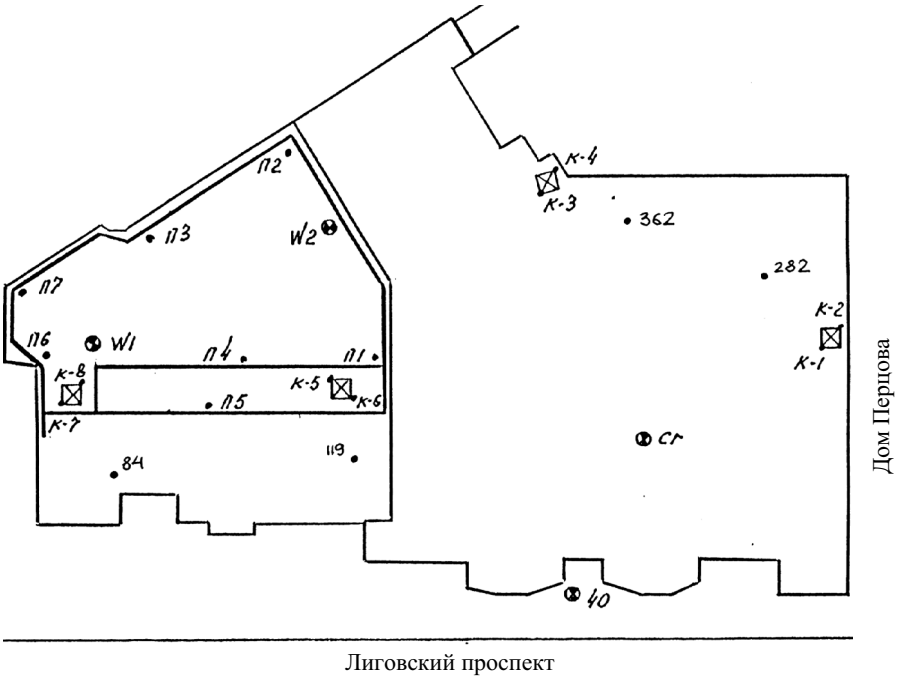


Рис. 8.35. Схема расположения марок на плите днища фазы 1 и фундаментах кранов

Нельзя не упомянуть также и о том, что применение CFA-технологии послужило причиной разрушения двух зданий, которые планировалось сохранить и включить в комплекс новых строений. Применение CFA-технологии началось с самого ответственного участка – ограждающей стены котлована у домов №26 и №30 по Лиговскому пр. (рис. 8.36), который предполагалось затем реконструировать с сохранением исторических интерьеров. Последствия не замедлили сказаться: осадки дома №27 на четвертый день работы скачкообразно увеличились на 50 мм. В течение последующих двух месяцев развитие осадок продолжалось по затухающей кривой (рис. 8.37). Предложенные нами меры по спасению зданий приняты не были. Попытка устройства нескольких CFA-свай вблизи здания привела к лавинообразному прогрессированию осадок на 70… 90 мм за пять дней. Столь значительный прирост осадок перечеркнул возможность сохранения здания. Здание было разобрано в момент, когда его осадки достигли 225 мм (рис. 8.38).

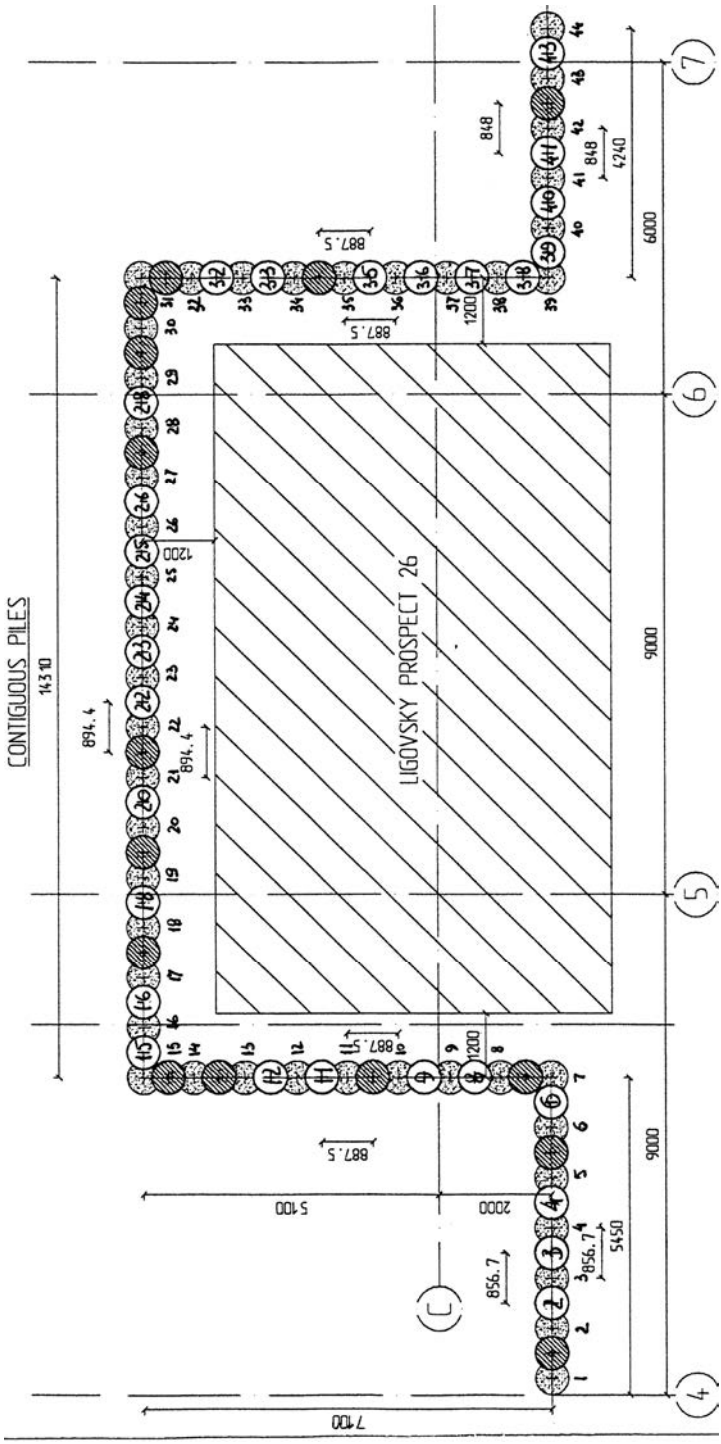


Рис. 8.36. Схема расположения стены из секущихся буровых свай, изготавливаемых по технологии CFA

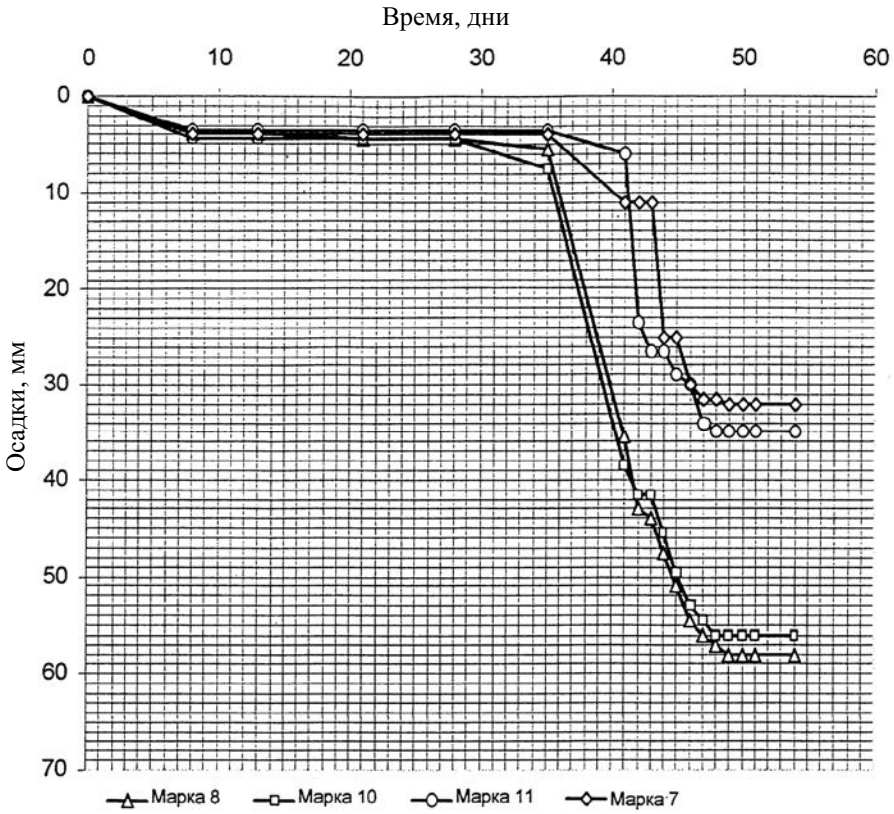


Рис. 8.37. Развитие осадок дома №26.

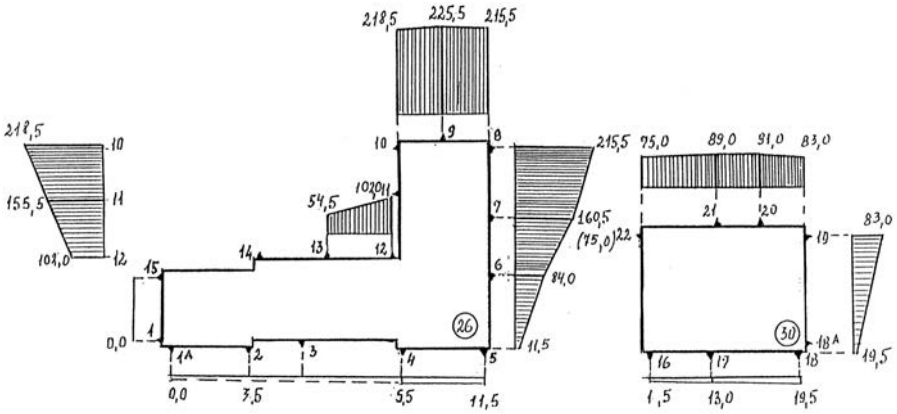


Рис. 8.38. Схема расположения марок и реперов.
Эпюра перемещений в мм за период с 18.02.98 г. по 29.06.98 г.

Проведенные нами исследования позволили установить, что для придания CFA-технологии статуса щадящей в грунтовых условиях центральной части Санкт-Петербурга необходимо внести следующие коррективы в стандартную технологию:

- соотнести вращательное и поступательное движение шнека таким образом, чтобы повороту на 360° соответствовало его погружение на один виток (для выполнения этого требования необходимо рассчитать шаг лопастей шнека, угол их наклона к оси, скорости вращательного и поступательного движений);
- для проходки прочных моренных отложений обеспечить создание вертикального усилия;
- бетонирование осуществлять при минимальном давлении, обеспечивающем нормальную транспортировку бетона (0,1 МПа);
- рассмотреть возможность замены литой бетонной смеси на более жесткие и соответствующего изменения системы ее транспортировки к забою скважины.

К сожалению, эти предположения не могли быть реализованы без кардинального изменения стандартного оборудования. Единственным доступным средством регулирования процесса устройства свай и обеспечения безопасности окружающих строений оставался отказ от применения CFA-технологии в зонах примыкания к существующим зданиям, что и было реализовано на практике.

8.2.4. Моделирование влияния технологий, связанных с извлечением грунта с помощью упруговязкопластической модели

Как мы убедились, анализируя влияние на окружающую застройку технологий изготовления буровых свай с извлечением грунта, для них характерна общая черта, которая заключается в избыточном извлечении грунта из скважины. При использовании обсадной трубы избыточное извлечение происходит из-за потери устойчивости забоя скважины, это явление можно предотвратить путем опережающего погружения обсадной трубы по отношению к забою скважины (с сохранением грунтовой «пробки»). В дополнение к этому может быть использовано заполнение обсадных труб водой или глинистым раствором. Подбор параметров (высоты грунтовой «пробки», плотности раствора) может быть выполнен по методике, предложенной В.Н. Парамоновым (1998).

Для того, чтобы избежать перебора грунта при устройстве свай под защитой глинистого (бентонитового) раствора, очевидно, имеется меньше возможностей управления процессом: варьировать можно только плотностью раствора. При этом раствор плотностью более 1.2

т/м^3, как показывает опыт, уже вызывает проблемы при его замещении бетонной смесью (трудно избежать их перемешивания).

Технология CFA (проходного шнека) в наименьшей степени адаптируема к сложным инженерно-геологическим условиям. На практике невозможно для многослойного основания, сложенного глинистыми грунтами различной консистенции, подобрать параметры шнека (угол наклона лопастей, их шаг), которые обеспечивали бы проходку в режиме «нарезания резьбы» (погружение на 1 виток при повороте на 360°). Для проходки твердых грунтов, подстилающих слабые отложения, необходимо создание вертикального усилия, что не предусмотрено технологией. Поэтому при использовании данной технологии неизбежно избыточное извлечение грунта в процессе изготовления свай.

Моделирование воздействия этого класса технологий на массив грунта и соседнюю застройку, исходя из изложенного, можно осуществить, задавая величину перебора грунта, наблюдающуюся в реальности. Величину перебора грунта представляется целесообразно определять в процессе технологических испытаний на опытной площадке. Требования о проведении технологических испытаний для технологий, не апробированных на территории Санкт-Петербурга, нашло отражение в последней редакции территориальных норм ТСН 50-302-2004.

В качестве примера моделирования данного вида технологического воздействия с использованием упруговязкопластической модели рассмотрим геотехническую ситуацию, связанную с изготовлением свай по технологии CFA на площадке у Московского вокзала.

На данной площадке исследования технологии проводились, к сожалению, уже в ходе ее массового применения, когда были разрушены дома № 26 и 30 по Лиговскому пр. и был зафиксирован многократный перерасход бетона при изготовлении свай. Суммарное воздействие геотехнологии выразилось в подвижке шпунтового ряда, расположенного в 10 м от межевой стены дома №44 по Лиговскому пр. Наличие наблюдений за горизонтальным перемещением шпунта позволяет задать интегральную величину смещения по фронту всего свайного поля со стороны дома № 44, не занимаясь вычислением вклада в перебор грунта каждой сваи. По результатам наблюдений смещение шпунта вдоль межевой стены дома №44 составляло от 45 мм до 174 мм, среднее перемещение составляло около 10 см. Именно эта величина была принята нами в расчете в плоской постановке (рис. 8.39).

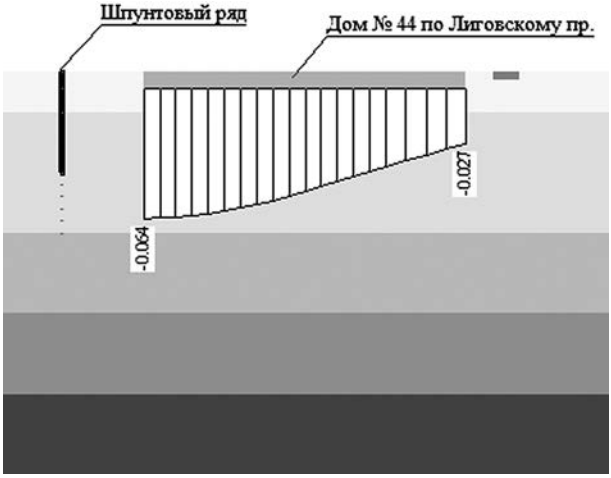


Рис. 8.39. Расчетная эпюра конечных осадок (м) дома № 44 по Лиговскому пр.

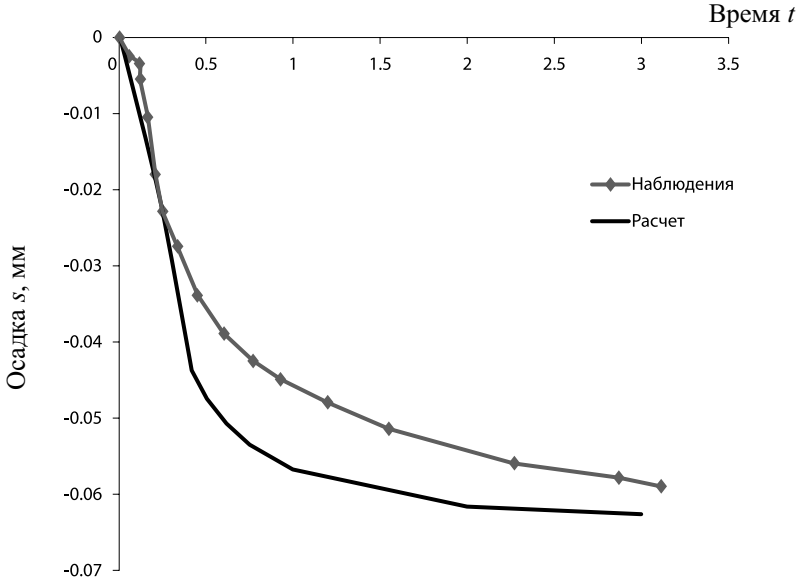


Рис. 8.40. Сопоставление расчетного и наблюдаемого развития осадок во времени межевой стены дома №44 по Лиговскому пр.

По результатам расчета можно убедиться, что перебор грунта, заданный в расчете горизонтальным смещением шпунта на 10 см, обусловливает развитие осадок соседнего здания по трапециевидной

эпюре с максимальным значением 64 мм, что хорошо согласуется с данными наблюдений. Следует отметить, что расчетный график развития осадок во времени также удовлетворительно совпадает с наблюдавшимся в реальности (см. рис. 8.40).

По аналогии с данным расчетом могут быть выполнены оценки влияния технологий данного класса на соседнюю застройку, если по результатам технологических испытаний определен процент перебора грунта при изготовлении одиночной сваи.

Здесь открываются широкие возможности по оптимизации технологических режимов изготовления свай и их влияния на соседнюю застройку.

9

ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

9.1. Влияние строящихся зданий на подземные сооружения

Современный город – это живой организм, растущий ввысь, вширь и вглубь. В постперестроечное время экстенсивное развитие города («вширь»), характерное для советского периода истории, сменилось интенсивным освоением пустующих участков городской территории. В Санкт-Петербурге такие участки до сих пор остаются свободными в зонах наклонных тоннелей метрополитена, над канализационными коллекторами большого диаметра. Очевидно, что застройка этих участков является неизбежной. Недопустимо, чтобы трассы подземных коммуникаций «проявлялись» в городской застройке в виде пустырей, зон расположения невыразительных временных сооружений.

Непременным условием строительства над подземными сооружениями является обеспечение их сохранности. Поэтому при застройке этих территорий необходима оценка влияния строящихся зданий на подземные коммуникации и сооружения. Институтом «Геореконструкция» разработана методология такой оценки и выполнено более сотни расчетов (Парамонов В.Н. и др., 2006).

9.1.1. Методологические основы оценки взаимного влияния городской застройки и подземных сооружений

При возведении нового здания в зоне возможного риска для существующих подземных сооружений следует рассматривать следующие техногенные факторы:

1 – изменение статических условий работы подземного сооружения при откопке котлована (временное статическое воздействие);

2 – увеличение статической нагрузки на основание (постоянное статическое воздействие);

3 – изменение гидрогеологических условий площадки при строительстве и после его окончания (временные и постоянные гидрогеологические воздействия);

4 – воздействие на основание при применении различных геотехнологий (временные технологические воздействия).

Очевидно, что при строительстве зданий без развитых подземных объемов факторы 1 и 3 практически не проявляются.

Снизить влияние постоянных статических воздействий на существующие подземные сооружения можно путем:

- облегчения проектируемого здания;
- передачи нагрузок на основание за пределами зоны риска для подземного сооружения (устройство своего рода «моста» над подземным сооружением);
- устройства «плавающего» фундамента.

Эффективное решение достигается только в двух последних случаях.

Снижение технологического воздействия возможно при использовании щадящих геотехнологий, не приводящих к расструктуриванию грунтов и возбуждению колебаний основания.

При устройстве подземных коммуникаций и сооружений в зоне возможного риска для существующей застройки необходимо учитывать:

1 – изменение статических условий работы основания (например, в случаях перебора грунта при закрытой проходке подземных коммуникаций);

2 – изменение свойств грунтов основания при применении технологий временного закрепления грунта (замораживание и последующее оттаивание);

3 – динамические воздействия на основание в процессе строительства;

4 – динамические воздействия на основание при эксплуатации.

Увеличение размеров поперечного сечения горизонтальной или наклонной проходки приводит к повышению риска, обусловленного перебором грунта. К сожалению, применяемые в настоящее время технологии проходки в большинстве случаев не позволяют исключить осадки поверхности, которые могут быть весьма значительными (например, порядка 10 см при проходке горизонтального тоннеля метрополитена). При проходке наклонного тоннеля используют замораживание грунта. Оттаивание массива грунта вызывает в условиях Санкт-Петербурга осадки нагруженной поверхности, которые иногда достигают нескольких десятков сантиметров. Сохранение существующей застройки в этой ситуации возможно только при ее превентивном усилении.

При проектировании зданий на территориях, где в дальнейшем предполагается подработка, целесообразно предусматривать меро-

приятия, обеспечивающие снижение чувствительности зданий к неравномерным осадкам (разделение деформационными швами на блоки с увеличением пространственной жесткости каждого блока).

Современные проходческие щиты для устройства тоннелей метрополитена или микротоннелей канализационных коллекторов, как показывают проведенные нами измерения, как правило, не оказывают значительного динамического воздействия на основание (за исключением случаев встречи с препятствием). Вибрационное воздействие от движения поездов может быть исключено эффективной виброизоляцией.

Расчетный прогноз влияния каждого из перечисленных факторов и их совокупности на существующую застройку и подземные сооружения является, вероятно, наиболее трудной геотехнической задачей.

Сложность выполнения прогнозов обусловлена необходимостью рассмотрения пространственных задач, поскольку расчетные схемы, адекватные реальной ситуации, можно представить только в трехмерном изображении. Очевидно, что упрощенные модели основания (использующие различного рода коэффициенты постели) здесь совершенно неприменимы.

Для оценки размеров зон риска при применении геотехнологий, оказывающих статическое и динамическое воздействие на основание, нами применяется модель упруговязкопластической среды, реализованная в библиотеке моделей программного комплекса FEM-models. Влияние промерзания и оттаивания грунта при устройстве подземных сооружений можно оценить с помощью криологической модели, также содержащейся в библиотеке программного комплекса.

Остановимся на рассмотрении одного из перечисленных выше факторов – на изменении статических условий работы основания, которое оказывается решающим при выборе проектного решения.

9.1.2. Оценка влияния проектируемого здания на комплекс сооружений метрополитена глубокого заложения

Традиционно наиболее сложными и ответственными с точки зрения выбора проектного решения и соответствующих расчетных обоснований являются случаи, когда предполагаемые пятна застройки располагаются непосредственно над наклонными ходами станций метрополитена и другими подземными сооружениями, а также вблизи канализационных и коммуникационных коллекторов, водопроводных и электрических сетей и т. д. Такие случаи строительства относятся к третьей, наивысшей, геотехнической категории сложности.

В нашей практике геотехнических расчетов по определению взаимного влияния проектируемых зданий и подземных сооружений

метрополитена только за последние годы можно назвать несколько объектов, характеризующихся повышенной сложностью и ответственностью в отношении расчетов и проектирования, среди которых:

жилой комплекс в Петроградском р-не Санкт-Петербурга, ул. Б. Зеленина, 10 (у ст. метро «Чкаловская»);

коммерческий центр «Сенная площадь» (у ст. метро «Сенная»);

торговый комплекс «Сенной рынок», Московский пр. д. 4–6 (у ст. метро «Сенная»);

торговый комплекс в кв. 12 Шувалово–Озерки Выборгского р-на Санкт-Петербурга (у ст. метро «Озерки»).

Для перечисленных объектов характерно расположение пятен застройки непосредственно над сооружениями метрополитена. По объему и сложности решаемой задачи можно выделить расчетное обоснование строительства жилого комплекса у станции метро «Чкаловская».

Проектируемое здание жилого комплекса у станции метро «Чкаловская» состоит из трех разноэтажных секций, разделенных деформационными швами (рис. 9.1, 9.2).

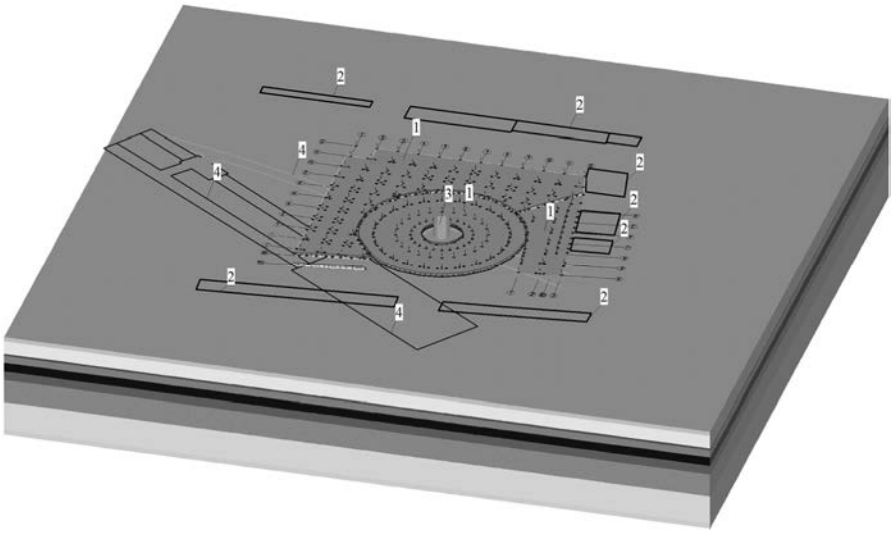


Рис. 9.1. Расчетная схема проектируемого комплекса зданий у станции метро «Чкаловская»: *1* – проектируемые секции комплекса; *2* – примыкающие здания; *3* – вентиляционная шахта метрополитена; *4* – проекции подземных сооружений метрополитена

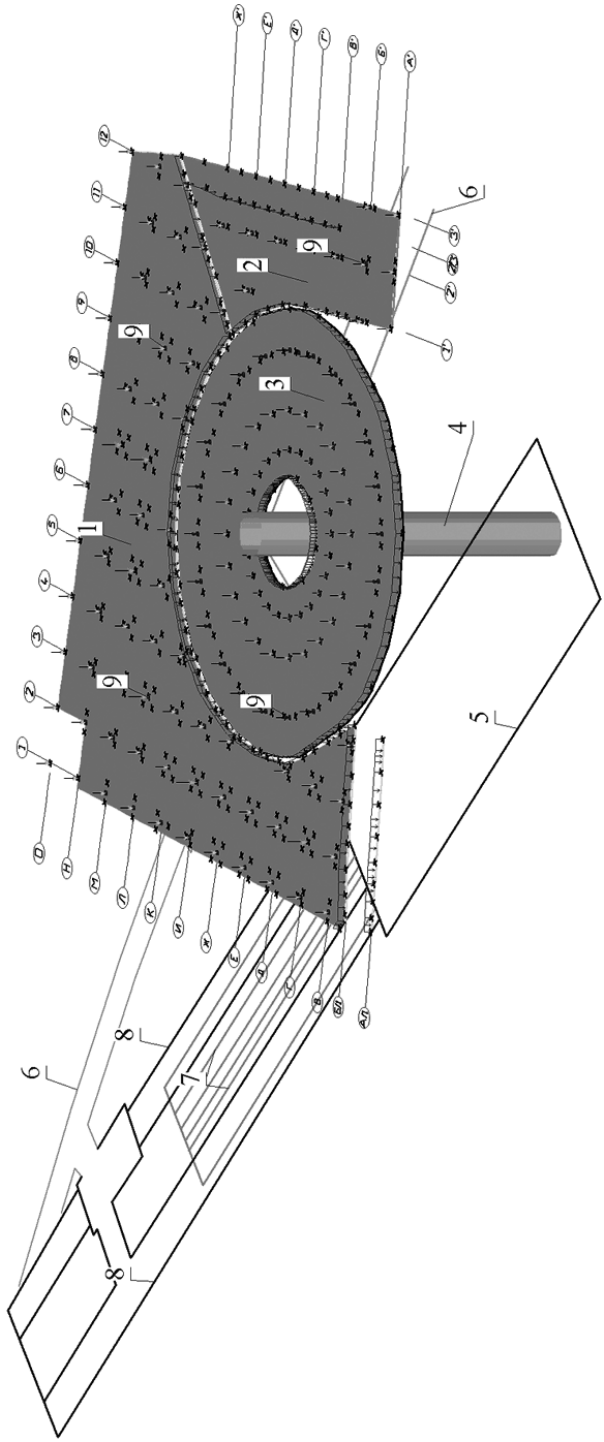


Рис. 9.2. Фрагмент расчетной схемы строительства комплекса зданий у ст. метро «Чкаловская» совмещенный с ситуационным планом: *1* – жилая 10-этажная часть здания; *2* – офисная 4-этажная часть здания; *3* – гаражная 3-этажная часть здания; *4* – вертикальная вентиляционная шахта метрополитена; *5* – проекция подземной станции; *6* – проекция горизонтального вентиляционного тоннеля станции; *7* – проекция наклонного хода станции; *8* – проекция горизонтальных путевых тоннелей; *9* – куст свай с нагрузкой на ростверк

Участок, занимаемый проектными объемами комплекса зданий, составляет в плане приблизительно 75×90 м. В центральной части комплекса располагается трехэтажное круглое в плане здание гаража, в центре которого – вертикальная вентиляционная шахта метрополитена диаметром ≈ 6 м. Левая, 10-этажная, часть здания – жилая, правая, 4-этажная – предназначена под офисные помещения. Основной объем зданий сгруппирован вокруг гаражной части. Проектом предусматривается возведение зданий в монолитном железобетонном каркасе. Наибольшая нагрузка на колонну равна 870 т. Фундаменты под несущие конструкции – тяжелонагруженные, с различной степенью нагружения. Дополнительное эквивалентное (расчетное) давление по плите составляет: в гаражной части – 72 кПа, в 10-этажной жилой части – 140 кПа; в 4-этажной офисной части – 103 кПа.

Исследование геотехнической ситуации на данном объекте интересно тем, что в зону влияния нового строительства попадает целый комплекс подземных и надземных сооружений метрополитена: вестибюль станции и наклонный ход, подземная станция, основные транспортные тоннели станции (два горизонтальных тоннеля), горизонтальный вентиляционный тоннель станции и вертикальная вентиляционная шахта.

Кроме того, в зону влияния проектируемого здания попадают примыкающие существующие здания, которые, по предварительным данным, относятся к 3 категории технического состояния согласно ТСН 50 – 302–2004 (для них дополнительные осадки не должны превышать 2 см, их неравномерность – 0,001, крен – 0,002).

Среди основных факторов риска, которые могли привести к развитию деформаций проектируемого комплекса, существующих зданий и подземных сооружений метрополитена, можно выделить:

1. Наличие в основании мощной толщи сравнительно слабых глинистых отложений (до 17…18 м). Эти грунты обладают повышенной чувствительностью к нарушению природной структуры, приводящему к увеличению их деформируемости и снижению прочностных характеристик.

2. Значительную величину дополнительных давлений под пятном застройки (до 150 кПа), различную высоту секций здания, существенные размеры комплекса в плане и наличие примыкающей соседней застройки, относящейся к 3 категории технического состояния. Дополнительное давление от проектных нагрузок в этом случае, очевидно, необходимо передать на прочные малосжимаемые грунты, находящиеся на глубине 20…26 м от поверхности. Такая ситуация заранее предопределяла выбор свайного варианта фундамента под проектируемое здание, опирающегося на плотные малосжимаемые верхнепро-

терозойские отложения.

3. Дополнительное нагружение обделки подземных сооружений станции метро «Чкаловская». Чтобы удовлетворить требование по допустимым дополнительным осадкам соседней застройки обычно варьируют длину свай. Увеличение длины свай в данном случае приводит к возрастанию доли дополнительного давления на подземные сооружения метрополитена. Поэтому выбор оптимальной длины свай в подобных ситуациях должен осуществляться не только с учетом осадок и кренов проектируемого комплекса и соседней застройки, но и величин дополнительных давлений на подземные сооружения, а также исходя из недопустимости деформаций обделки и нарушения ее гидроизоляции в случаях, когда подземные сооружения попадают в пределы сжимаемого массива грунта под проектируемым зданием. С учетом приведенных условий длина свай под жилой комплекс была выбрана таким образом, чтобы расстояние от проектных отметок острия свай до верха обделки наклонного хода станции составляло 14…17 м, до верха обделки конструкций станции – 24…27 м, а до верха обделки горизонтальных конструкций тоннельных путей и вентиляционного хода – 29…33 м.

Ввиду большой площади застройки следовало ожидать, что рассеяние напряжений по глубине будет незначительным, поэтому дополнительное вертикальное давление от расчетных нагрузок на конструкцию обделки наклонного хода составит порядка 60…75 кПа.

Расчетная схема здания без учета жесткости надземных конструкций приведена на рис. 9.1. На рис. 9.2 изображен фрагмент расчетной схемы, совмещенный с ситуационным планом. На рис. 9.3 показаны изолинии осадок секций комплекса. Глубина сжимаемой толщи в основании свай выбиралась из условия $0{,}2\sigma_{zg} = \sigma_{zp}$ и согласно численному расчету оказалась равной 10 м. Наибольшая расчетная осадка комплекса зданий (6 см) наблюдалась в центре загружаемой площади.

Для сравнения отметим, что осадка отдельных наиболее нагруженных ростверков здания, вычисленная методом послойного суммирования с учетом влияния одного ряда окружающих ростверков, равна 4 см при мощности сжимаемой толщи 7 м. Различия между величинами осадок, вычисленных инженерными методами и численным расчетом, обусловлены наиболее полным учетом взаимного влияния всех фундаментов в случае численного расчета. Абсолютная величина и относительная неравномерность осадок для конструкций секций проектируемого здания по численному расчету не превысили допустимых величин (осадка – 10 см, относительная неравномерность – 0,0018). Дополнительные осадки примыкающих существующих зданий не превысили 2 см.

При ширине котлована более 10 м определять осадки сооружений по СНиП 2.02.01 следует без учета веса извлеченного грунта. Результаты такого расчета приведены на рис. 9.3. Однако упомянутое замечание будет справедливо лишь для фундаментов на естественном основании (*при вычислении осадки*). В случае свайного фундамента с глубиной заложения острия порядка 25 м от дневной поверхности, опирающегося на малосжимаемые грунты основания, разуплотнение грунтов несущего слоя невозможно при снятии нескольких верхних метров грунта даже на значительной площади. Кроме того, наклонный ход не попадает в сжимаемую толщу под свайным основанием проектируемого здания. Следовательно, при определении дополнительных давлений на обделку подземных сооружений метрополитена следует учитывать вес вынутого грунта. Вычисленная таким образом величина дополнительных давлений на обделку наклонного хода не превысила 55…60 кПа (6,5 % от природного давления на данной глубине), что вполне приемлемо.

Рассматриваемая геотехническая ситуация усложнялась попаданием вертикальной шахты в зону влияния нового строительства. Вертикальная шахта диаметром 6 м выполнена из составных ребристых чугунных тюбингов (с толщиной стенки 3 см), соединенных высокопрочными болтами. Для определения возможных усилий, возникающих в конструкциях шахты, был выполнен дополнительный расчет, в котором шахта моделировалась сплошными оболочечными элементами с эквивалентной жесткостью. На ствол шахты передавались дополнительные касательные напряжения, обусловленные развитием осадок соседних свай, расположенных по внутреннему диаметру гаражной части, которые составляли по расчету ~ 1,5 см (см. рис. 9.3). Это приводило к развитию значительных сил отрицательно направленного трения, стремящихся неравномерно изогнуть ствол шахты и продавить ее в горизонтальный вентиляционный тоннель (рис. 9.4). Согласно предварительным расчетам с учетом ряда упрощающих допущений, касающихся сплошности ствола и его заделки в неподатливое основание, средние дополнительные вертикальные усилия в стволе составляли порядка 30 т/м, что делало реализацию такого проекта недопустимой.

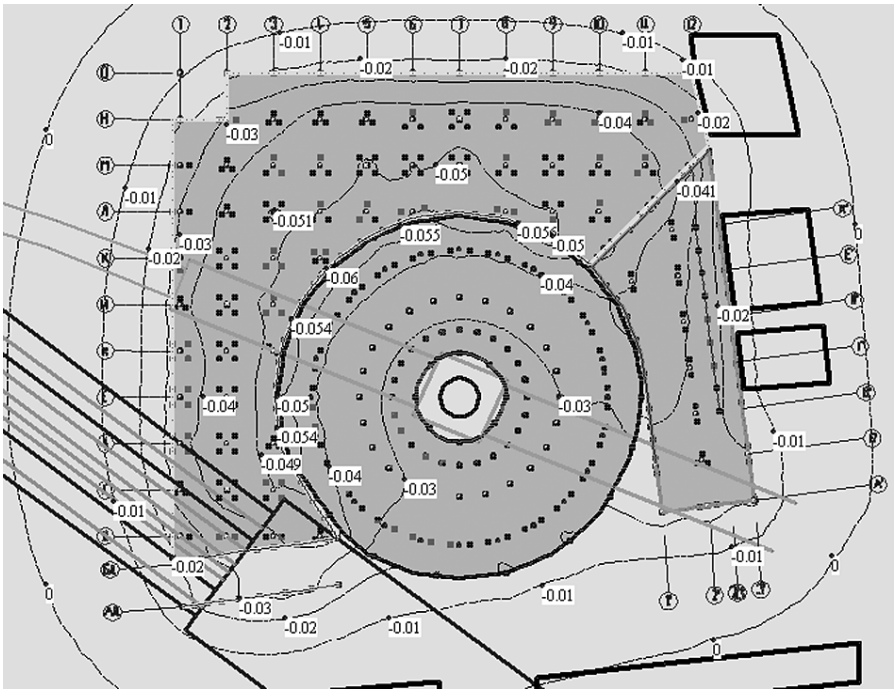


Рис. 9.3. Изолинии осадок (м) проектируемого комплекса зданий

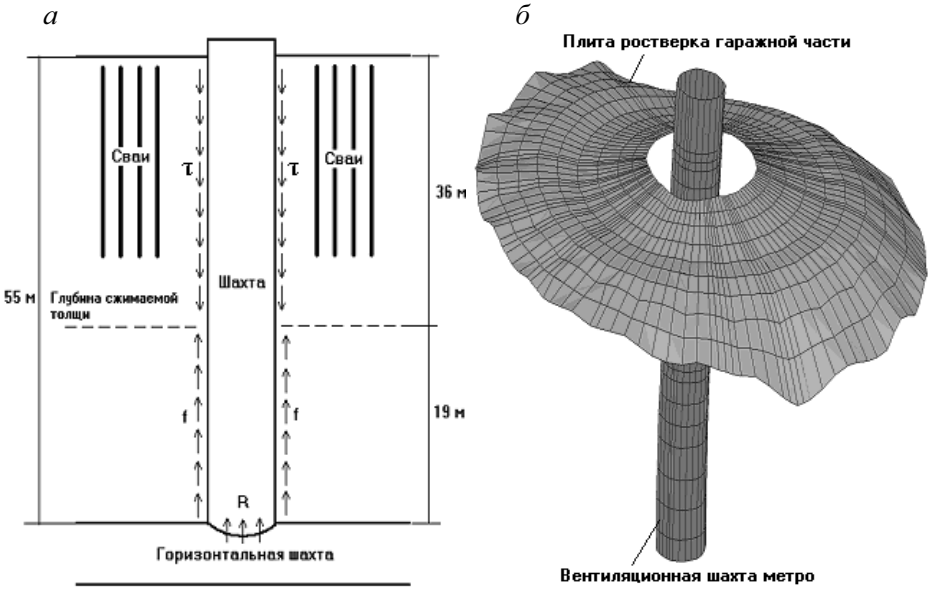


Рис. 9.4. Расчетная схема к определению негативных воздействий на вентиляционную шахту (*а*); деформированная схема гаражной части и вентиляционной шахты станции (*б*) (масштаб деформаций увеличен)

Учитывая податливость ствола шахты, можно было ожидать, что часть дополнительных напряжений снимется за счет его бокового трения о грунт на участке ниже глубины сжимаемой толщи, а часть передастся на опорные конструкции. Однако с течением времени основная часть дополнительной нагрузки, приходящейся на ствол, перейдет на конструкции горизонтальной шахты (в узле сопряжения), чего нельзя допускать.

Для минимизации уровня сил негативного трения, приходящихся на вертикальную шахту, необходимо обеспечить расположение ствола шахты за пределами массива деформируемого грунта. В данном случае проектировщикам было рекомендовано увеличить глубину заложения гаражной части комплекса, т. е. создать подземный этаж глубиной 3,5 м относительно отметки планировки, а под основные несущие конструкции гаража предусмотреть устройство свай. В этом случае вес вынутого грунта (70 кПа) был равен величине дополнительного давления по плите гаража от проектных нагрузок. Поскольку под основные несущие конструкции гаража (колонны) устраиваются свайные фундаменты, глубина сжимаемой толщи в основании свай будет минимальной. В этом случае вертикальная вентиляционная шахта не попадает в зону влияния проектируемой гаражной части здания, а величина дополнительных вертикальных усилий в конструкциях шахты составила порядка 4…5 т/м, что обусловлено влиянием примыкающих жилой и офисной частей комплекса.

Отметим, что увеличение глубины заложения ростверков гаража до 3,5 м приводит к снижению величин дополнительных давлений на другие подземные сооружения метрополитена (рис. 9.5, 9.6), которые по расчету составили до 38…55 кПа для верха обделки наклонного хода (на глубине 40 м), до 45…50 кПа – для верха обделки станции (на глубине 50 м), до 45…50 кПа, для верха обделки тоннелей путей (на глубине 55 м), до 55…60 кПа – для верха обделки вентиляционной шахты (на глубине 55 м).

На примере данного объекта была рассмотрена ситуация, когда целый комплекс подземных сооружений станции метрополитена, включая наклонный ход, попадал в зону влияния проектируемого объекта. Однако в этом случае здание в плане «касалось» вертикальной проекции наклонного хода лишь углом и расстояние от проектного острия свай до верха обделки наклонного хода составляло порядка 14…17 м, что обеспечивало значительное снижение рисков возможных деформаций обделки и нарушения ее гидроизоляции вследствие попадания обделки наклонного хода в сжимаемый массив грунта под зданием.

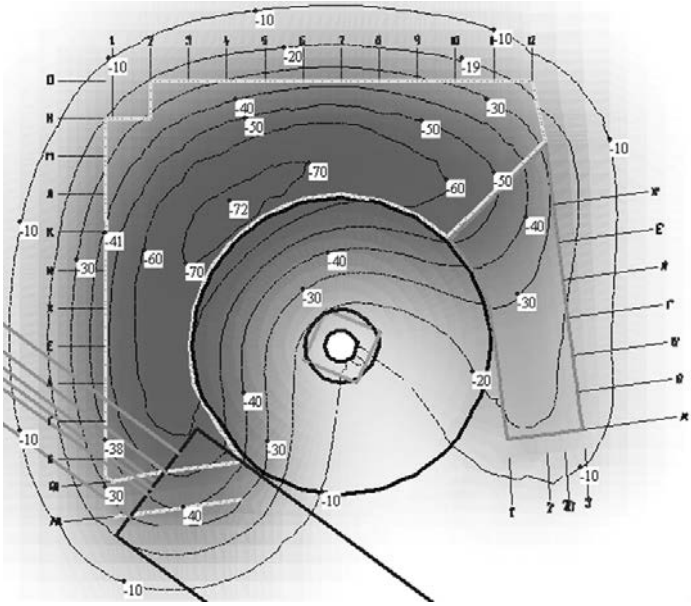


Рис. 9.5. Изолинии дополнительных вертикальных напряжений (кПа) на глубине 40 м от проектных нагрузок с учетом веса вынутого грунта

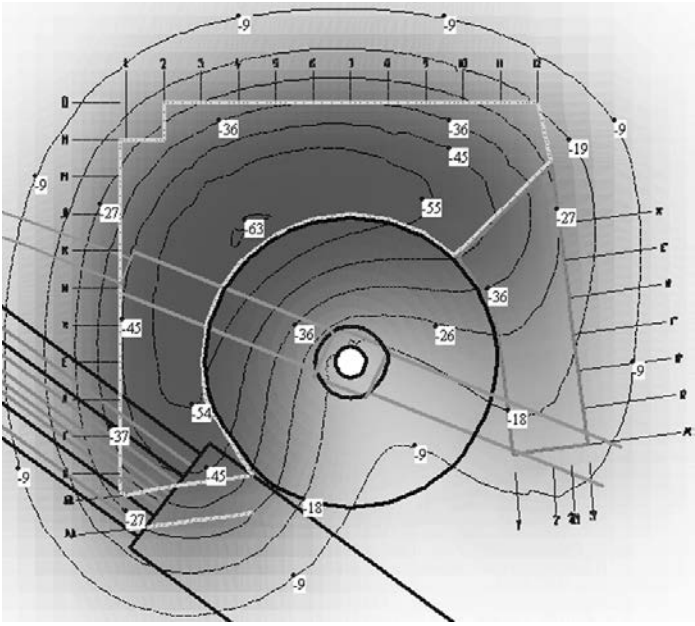


Рис. 9.6. Изолинии дополнительных вертикальных напряжений (кПа) на глубине 50 м от проектных нагрузок с учетом веса вынутого грунта

9.1.3. Оценка влияния проектируемого здания на подземные сооружения, попадающие в сжимаемую толщу

Во многих случаях снизить нагрузки на подземные сооружения путем устройства «плавающих» фундаментов проектируемых зданий невозможно из-за близости подземных сооружений к поверхности.

При строительстве торгово-бытового комплекса в квартале 12 Шувалово–Озерки Выборгского района г. Санкт-Петербурга пятно застройки располагалось непосредственно над наклонным тоннелем станции метро «Озерки». Ось тоннеля практически совпадала с осью симметрии проектируемого здания. Проектируемый объект представлял собой в плане $^3/_4$ круга с наружным диаметром ~ 80 м, высотой в 3 этажа с подвалом. Здание решено в монолитном железобетонном каркасе с внутренним регулярным шагом колонн по сетке 5,7×5,7 м. Дополнительное давление под плитой проектируемого здания составило ~ 135 кПа. Проектом предполагалось устройство подземной части по всей площади застройки здания. Дополнительное давление с учетом веса вынутого грунта в этом случае составило ≈ 60 кПа. Практически под всем пятном предполагаемой застройки на глубину до 25...33 м залегают малосжимаемые песчаные отложения с модулем деформации 25...42 МПа, которые могли являться надежным основанием для самого здания.

При устройстве фундаментной плиты глубина сжимаемой толщи в основании сооружения составляет в среднем 16 м (расчет с учетом веса вынутого грунта). Таким образом, в деформационную зону влияния проектируемого здания попадает часть конструкций обделки наклонного хода станции. Согласно расчетам, дополнительное давление на отдельные участки обделки тоннеля может составить порядка 18…25% от природного. Поэтому в данной геотехнической ситуации наиболее безопасным являлось возведение здания на свайном фундаменте с передачей нагрузки от центральной части, находящейся над наклонным ходом, на примыкающие площади посредством устройства мостовых пролетных конструкций (рис. 9.7–9.9). Расстояние между осями внутренних свай (в мостовой конструкции), согласно проекту, составило ~16,6 м. Под опору проектировалось 2 ряда свай ∅ 620 мм с расстоянием между осями 1,62 м. Сваи объединены плитой коробчатого сечения. Таким образом, расстояние от наиболее приближенной сваи до обделки тоннеля составляло ~3,75 м.

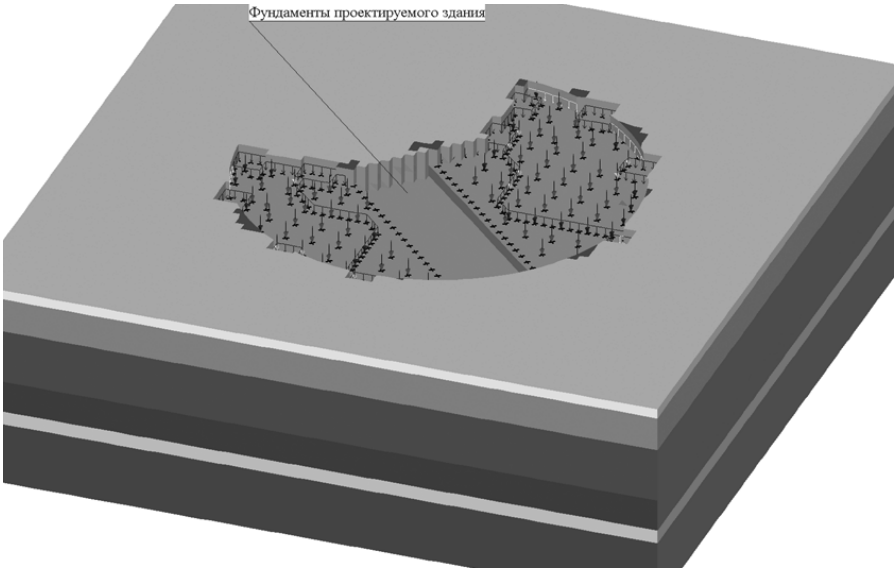


Рис. 9.7. Расчетная схема – устройство здания торгового комплекса на свайных фундаментах у ст. метро «Озерки»

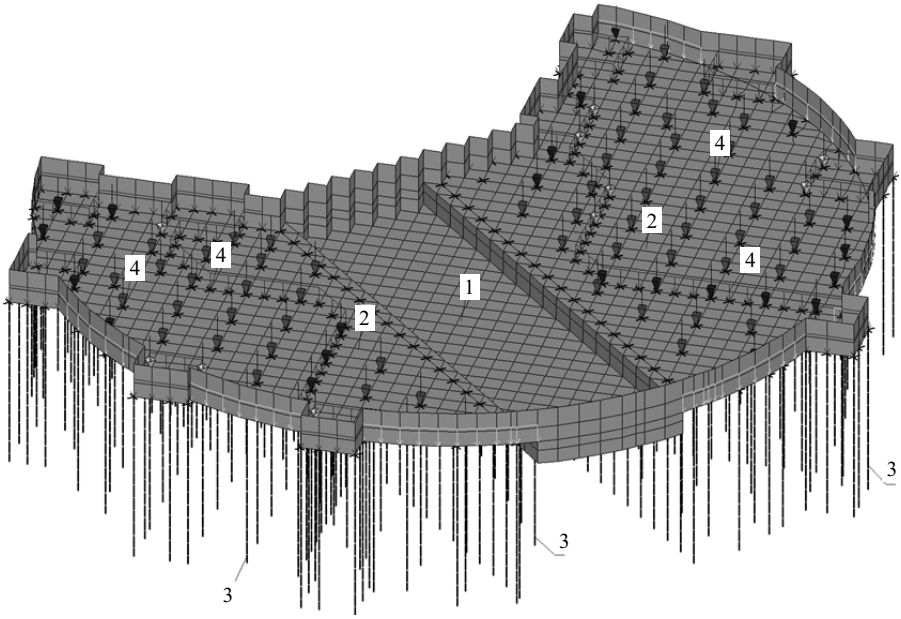


Рис. 9.8. Фрагмент расчетной схемы с конструкциями свайного фундамента за пределами расположения мостового пролета (длина свай составляет 17 м): *1* – мостовой пролет – 16 м; *2* – плитный ростверк – 350 мм; *3* – сваи диаметром 620 мм, длиной 17…32,5 м; *4* – кусты свай с нагрузкой на ростверк

Расчеты показали, что при выбранной длине свай (острие свай располагалось ниже геометрической оси тоннеля) максимальные осадки (3..3,5 см), как и следовало ожидать, получают наиболее нагруженные зоны по обеим сторонам от мостового пролета (рис. 9.9, 9.10). При этом вертикальные смещения наклонного хода по расчету составили до 0,5…1 см. Дополнительное давление на наклонный ход, по данным расчета, составило до 25…30 кПа (~8 % от природного).

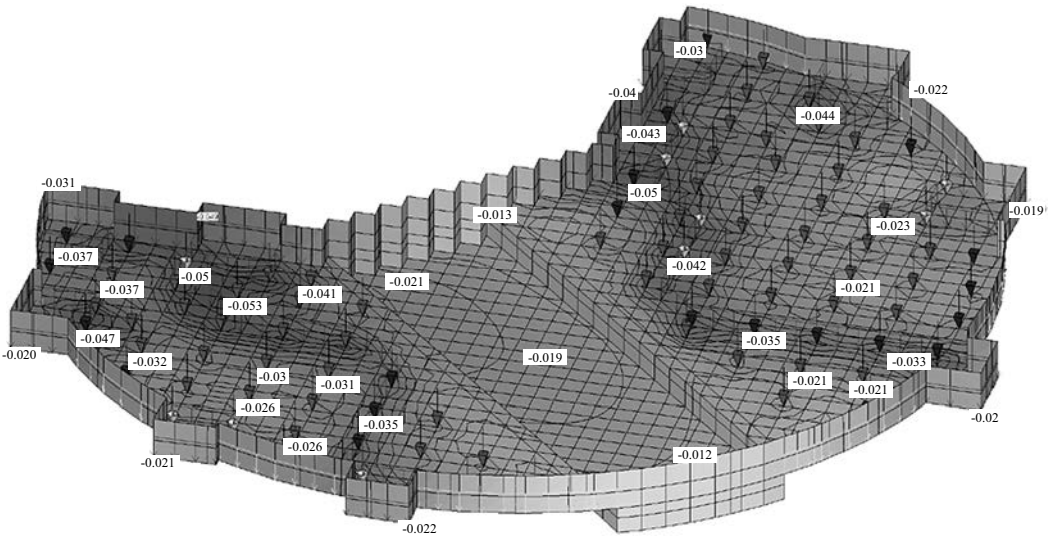


Рис. 9.9. Изолинии осадок (м) фундамента торгового комплекса у ст. метро «Озерки»

Другой подобный проект – строительство коммерческого центра на участке, расположенном за зданием вестибюля станции метро «Сенная площадь». Каркасное здание с размерами в плане 93×66 м планировалось устроить на сваях. Под территорией проектируемого объекта расположен наклонный ход станции метро «Сенная площадь».

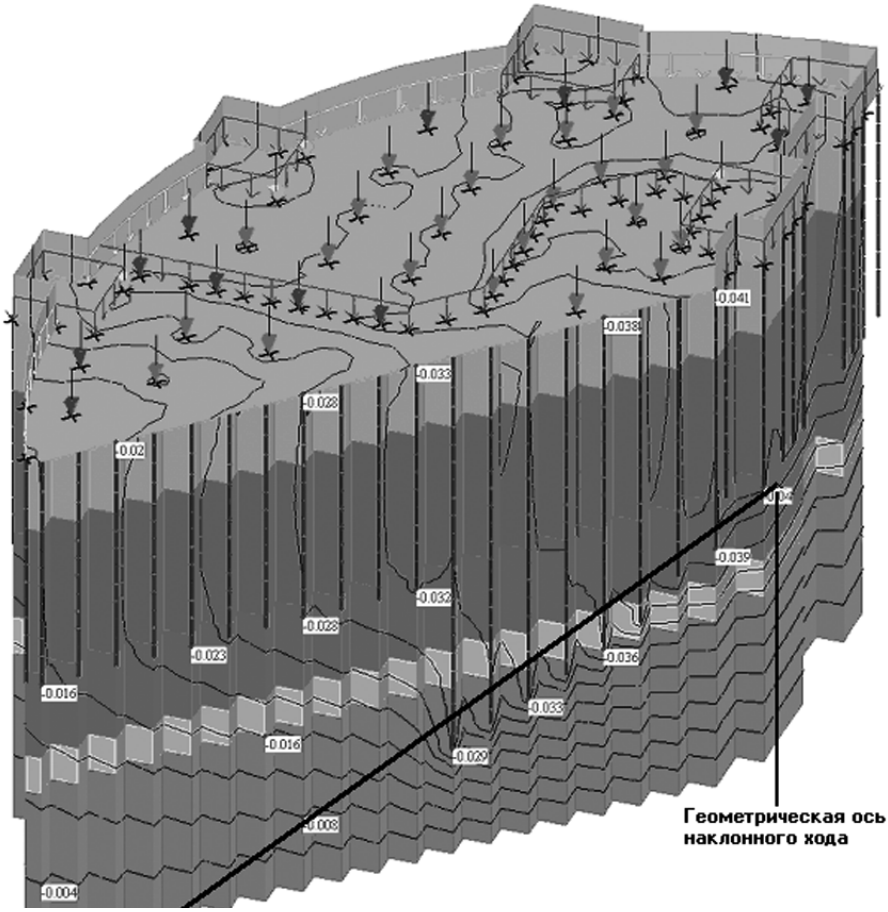


Рис. 9.10. Изолинии осадок (м) фундаментов под мостовой пролет от расчетных нагрузок

На рис. 9.11 приведены изолинии осадок основания. Как показывают расчеты, наибольшая осадка проектируемого здания составила 4 см (по центру здания) и 1,5 см – по краям. Осадка поверхности над наклонным тоннелем составила 2,5 см, вертикальное смещение тоннеля – до 5 мм (рис. 9.11, 9.12).

Во всех рассмотренных случаях обращалось особое внимание на тот факт, что в зонах, где залегают четвертичные отложения и отмечены горизонты грунтовых вод, строительство подземных сооружений осуществлялось методом замораживания грунта. Механические характеристики грунтов после оттаивания ниже, чем в исходном (природном) состоянии.

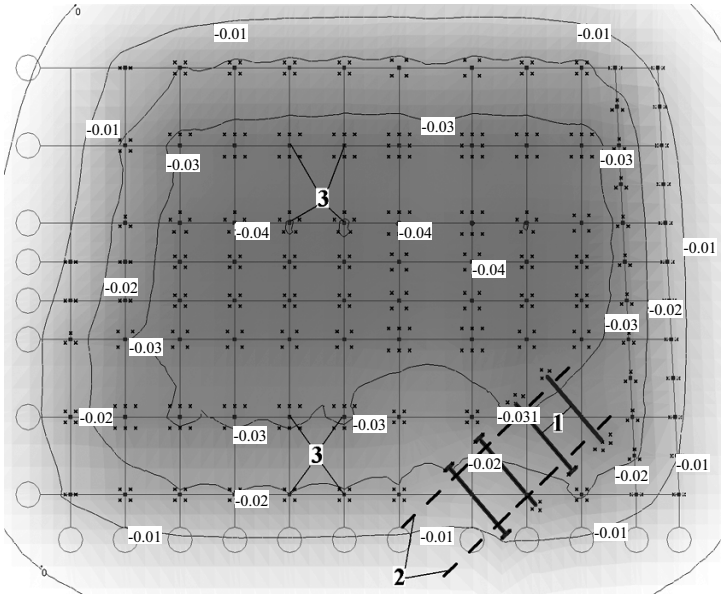


Рис. 9.11. Изолинии осадок (м) фундаментной части здания коммерческого центра у вестибюля ст. метро «Сенная площадь»: *1* – мостовые пролеты; *2* – контур проекции наклонного хода; *3* – кусты свай с нагрузками на ростверк

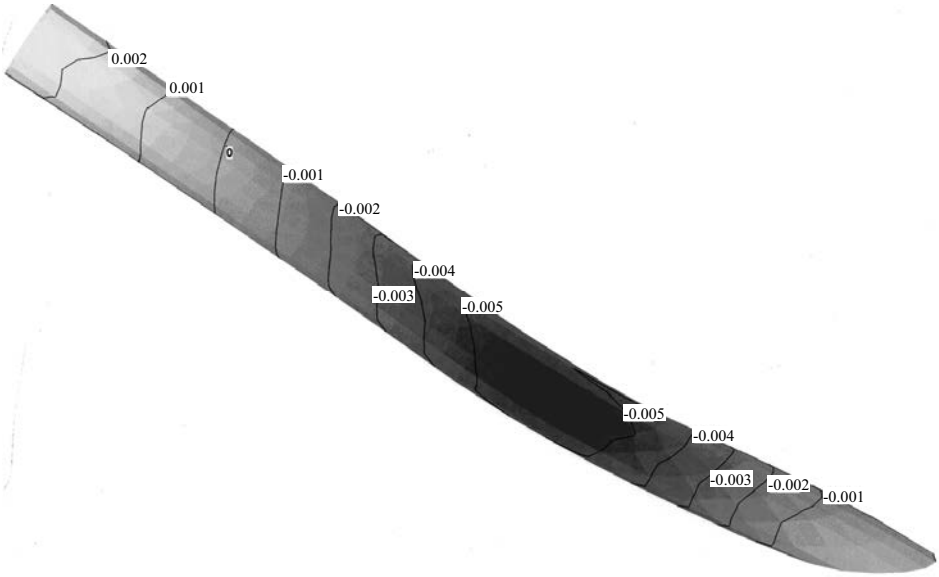


Рис. 9.12. Деформированная схема и изолинии осадок (м) наклонного хода ст. метро «Сенная площадь»

9.1.4. Пример оценки взаимного влияния проектируемого здания и подземного сооружения

Объектом, при проектировании которого пришлось столкнуться практически со всем спектром основных проблем реконструкции исторических городов, являлось строительство торгового комплекса Сенного рынка. Проектируемый объект представлял собой разноэтажное здание (5…8 этажей) с монолитным железобетонным каркасом с размерами в плане 40×210 м и возводился на существующем подземном сооружении постройки начала XX в. Последнее представляло собой подвал, заглубленный на 5,5 м ниже существующей дневной поверхности, решенный в виде коробчатой конструкции из монолитного железобетона. Проектируемое здание, в основном, повторяло контуры существующего подвала. При строительстве предполагалась разборка перекрытия, внутренних стен и колонн подвала с выемкой грунта и мусора на засыпанных участках. Проектом предусматривались устройство дублирующей плиты днища поверх существующей ребристой плиты, а также усиление существующих конструкций стен и возведение новых колонн и сплошного перекрытия, на котором строился основной каркас здания. К наружной продольной стене проектируемого здания, возводимого на подвале, предполагалось «примкнуть» новой пристройкой с монолитным железобетонным каркасом этажностью, изменяющейся от 4 до 1 этажа по мере удаления от здания «на подвале».

Реконструируемый объект непосредственно примыкает к межевым стенам домов № 1/4 по ул. Ефимова, 2/6 по Московскому пр. и углу дома № 5 по ул. Ефимова. Примыкающие здания относятся к застройке конца XIX – начала XX в. и представляют собой кирпичные строения на бутовых ленточных фундаментах с глубиной заложения не более 3 м от дневной поверхности. Эксплуатируемые жилые здания относились к 3 категории технического состояния.

При реконструкции подвала и догружении основания проектными нагрузками на грунт передавалось давление, составляющее в среднем 76 кПа. Абсолютные осадки плиты, вычисленные методом послойного суммирования и на основе численного анализа, составили ~ 13,7 см при глубине сжимаемой толщи ~ 26 м (рис. 9.13). Для обеспечения сохранности примыкающей застройки устраивалась разделительная шпунтовая стенка из ряда тангенциальных свай длиной 26 м. Были также решены вопросы усиления примыкающей застройки и разборки части нежилых строений, находящихся в аварийном состоянии. Здание новой пристройки решено было возводить на свайном основании, чтобы обеспечить допустимые дополнительные осадки проектируемо-

го корпуса торгового центра (рис. 9.14, 9.15). Сопряжение надземных конструкций пристройки и здания «на подвале» осуществлялось по «гибкой» конструктивной схеме с учетом заданного «строительного подъема».

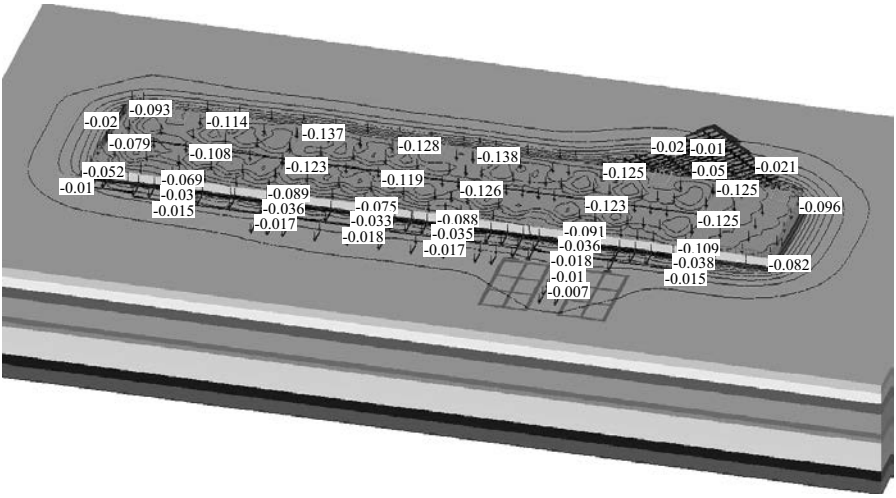


Рис. 9.13. Изолинии осадок (м) подвальной части проектируемого здания торгового комплекса «Сенной рынок»

В зоне, примыкающей к пятну застройки, на глубине ~ 40 м от поверхности предусматривается строительство новой станции метрополитена и обслуживающих ее подземных сооружений.

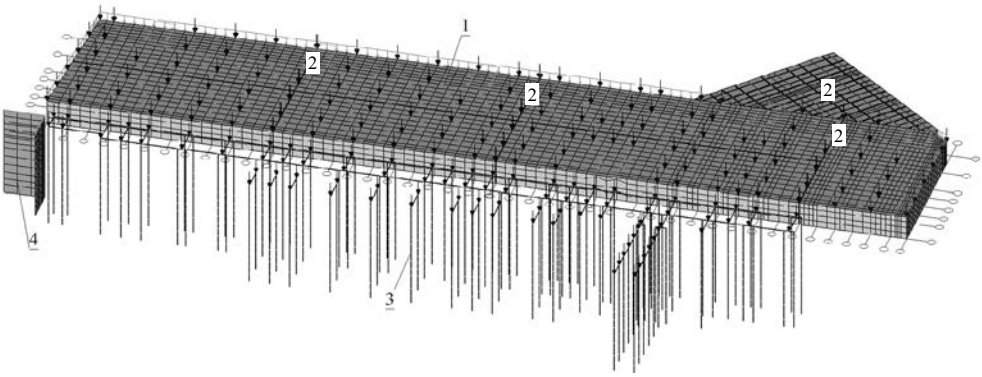


Рис. 9.14. Фрагмент расчетной схемы фундаментной части торгового комплекса «Сенной рынок»: *1* – подвальная часть здания с нагрузками; *2* – деформационный шов; *3* – сваи под пристройку; *4* – ограждающая шпунтовая стенка

Согласно расчетам проектной организации, при строительстве метрополитена осадки поверхности могут достигать 25 см. Очевидно, основной причиной осадок может стать перебор грунта в процессе строительства. Нами было выполнено моделирование такого перебора, в результате которого мульда оседания оказывается близкой к заданной проектировщиками метро (рис. 9.16). Это позволило нам выполнить оценку влияния строительства метрополитена на рассматриваемое здание.

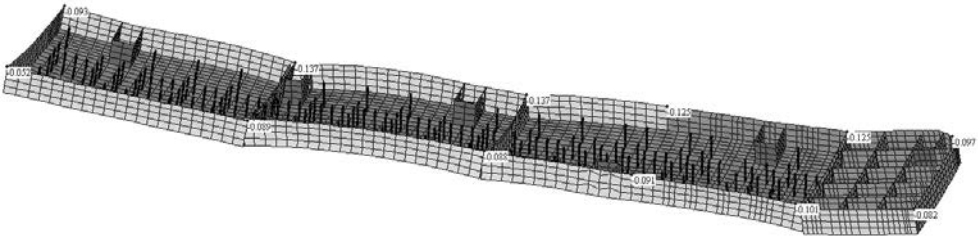


Рис. 9.15. Деформированная схема фундаментной части основного объема здания (масштаб деформаций увеличен)

Было установлено, что для обеспечения безопасности здания при подработке, его следует разделить осадочными швами на 4 блока, повысив при этом жесткость крайнего блока, претерпевавшего наибольшие осадки (до 15 см) – рис. 9.17.

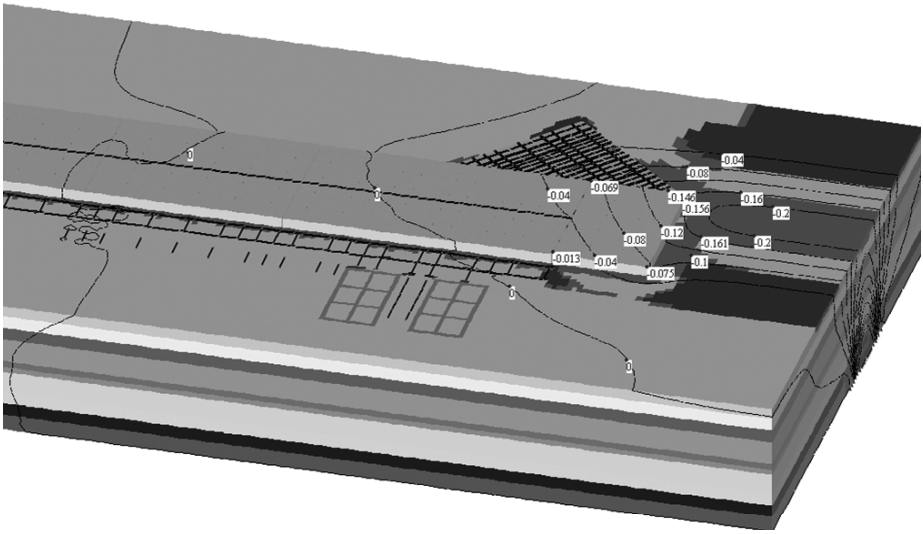


Рис. 9.16. Изолинии вероятных вертикальных смещений (м) грунтового массива и фундаментной части здания торгового комплекса в результате строительства проектируемой подземной станции метрополитена

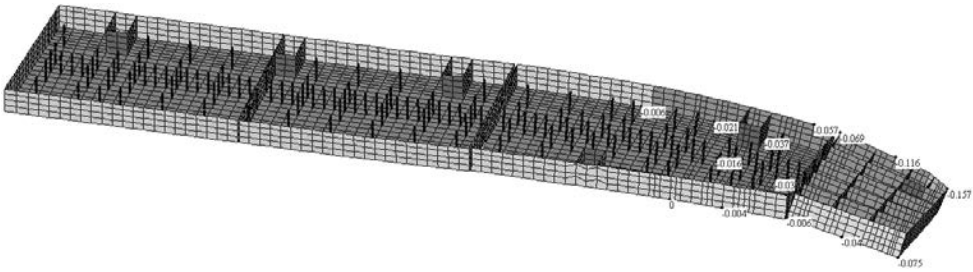


Рис. 9.17. Деформированная схема (указаны вероятные вертикальные смещения фундаментной части здания торгового комплекса в результате строительства проектируемой подземной станции метрополитена)

Как видно из рис. 9.17, этот блок (крайний справа) получает деформации прогиба и кренится в сторону с максимальными осадками, что приводит к возникновению дополнительных напряжений в плите и стенках.

Кроме того, необходимо отметить, что под частью проектируемого комплекса располагалась действующая подземная станция метро «Сенная площадь». Согласно выполненным оценкам, величины дополнительных давлений на обделку станции и подземных транспортных тоннелей не превышают 60 кПа (~7,7 % от природного).

К настоящему времени строительство всех перечисленных выше зданий завершено. Подземные сооружения метрополитена не получили повреждений. Таким образом, комплексная система геотехнического прогноза, положенная в основу проектных решений, в полной мере показала свою эффективность. Такой подход к разрешению реконструкционных ситуаций в условиях плотной городской застройки, насыщенной подземными сооружениями, является перспективным и требует совершенствования: разработок моделей грунта, адекватных сложным ситуациям, уточнения зон возможного взаимного влияния строящихся, а также эксплуатируемых зданий и подземных коммуникаций. Необходимо также уточнить критерии допустимых дополнительных нагрузок на подземные сооружения в зависимости от их фактического состояния и с учетом его возможного изменения в процессе длительной эксплуатации.

9.2. Деформирование основания при устройстве глубоких котлованов в слабых грунтах

9.2.1. Развитие технологий устройства глубоких котлованов в Санкт-Петербурге

При самой сложной реконструкции и новом строительстве зданий в примыкании к существующей застройке основными факторами риска являются:

- технологические воздействия при устройстве фундаментов;
- увеличение нагрузки на основание и развитие соответствующих осадок фундаментов.

Подземное строительство с устройством открытых котлованов связано с существенно большим количеством факторов риска:

- технологические воздействия при устройстве защитных стен, ограждающих котлованы (временное технологическое воздействие);
- технологические воздействия при экскавации грунта (временное технологическое воздействие);
- возможное изменение уровня подземных вод вокруг подземного сооружения (постоянное гидрогеологическое воздействие);
- изменение статических условий работы основания при откопке грунта (временное статическое воздействие).

Последний фактор риска является многокомпонентным. Он определяется близостью окружающих зданий, свойствами грунтов, жесткостью ограждающих и распорных конструкций, длительностью ведения работ и, наконец, принятой концепцией организации строительства. Проект организации строительства, который сегодня подчас трактуется весьма упрощенно, для подземного строительства становится определяющим документом. В нем содержится конкретная детальная проработка всей концепции устройства подземного сооружения – от общего порядка проведения работ до узлов крепления распорок к ограждению котлована. Для того чтобы при столь значительном количестве факторов риска обеспечить безопасность соседней застройки, каждый их них должен быть минимальным.

Петербургские геотехнические нормы содержат базовый принцип обеспечения приемлемого риска: сумма рисков от всех факторов не должна превышать допустимого предела, определяемого либо расчетом, либо нормативным значением, приведенным в нормах на основании накопленного опыта. Мерой риска в данном случае является дополнительная деформация соседней застройки (абсолютные осадки, крены, перекосы).

Для определения деформаций, вызванных применением различных геотехнологий, нормы предусматривают либо применение соответст-

вующих расчетов, либо проведение технологических испытаний.

Не следует забывать о том, что ошибки при проектировании подземного сооружения намного опаснее, чем при привычном надземном строительстве. Они могут привести не только к развитию осадок и раскрытию трещин соседней застройки, но и к катастрофическим последствиям с обрушением зданий.

Если не считать специфических сооружений метрополитена, в Санкт-Петербурге до последнего времени не существовало положительного опыта подземного строительства.

Активное освоение подземного пространства в нашем городе началось в конце девяностых годов с известных геотехнических ошибок при строительстве гостиницы на Невском пр., 57, транспортно-коммерческого центра высокоскоростных магистралей у Московского вокзала и жилого дома № 6 на Мичуринской (Малой Дворянской) ул.

При этом были полностью разрушены и разобраны соседние исторические здания – значимые памятники архитектуры. Во всех трех случаях причиной аварий послужило применение неадаптированных к местным грунтовым условиям технологий устройства ограждения котлована из буронабивных свай.

Так, на известном в Петербурге объекте на Невском пр., 57 применялась технология изготовления свай под защитой обсадной трубы, ограждение котлована состояло из секущихся свай. При проходке свай было допущено избыточное извлечение грунта, чему в немалой степени способствовало динамическое воздействие при разбуривании соседних свай. Дома № 55 и 59 по Невскому пр. получили осадку более 20 см и были разобраны (рис. 9.18).

Рис. 9.18. Аварийно деформированные дома №55 и 59 по Невскому пр.

Как отмечалось ранее в гл.8, у Московского вокзала для защиты охраняемых государством домов № 26 и № 30 по Лиговскому пр.

применялась защитная стенка из секущихся свай, изготавливаемых по опасной для структурно неустойчивых слабых грунтов технологии проходного шнека (CFA). В результате произошло избыточное извлечение грунта по шнеку, приведшее к резким осадкам этих зданий - порядка 23 см . Здания были полностью разобраны и в последующем не воссозданы.

Рис. 9.19. Аварийные деформации д. 8 по Мичуринской ул.

Дом № 8 по Мичуринской ул. планировалось защитить от влияния соседнего строительства стенкой из касательных свай глубиной 30 м при диаметре 1.2 м, изготавливаемых под обсадной трубой с помощью механического грейфера «Като». Вследствие избыточного извлечения грунта из скважин здание получило осадку более 15 см, треснуло пополам (раскрытие трещины достигло 8 см!) и было разобрано (рис. 9.19). Следует отметить, что в данном случае была допущена не только ошибка в выборе геотехнологии и технологических режимов, но и в геотехнической концепции строительства. Опасность соседнего строительства была мифической. При расчете осадок нового здания не был учтен эффект «плавающего фундамента». В результате вместо прогнозируемой осадки 18 см в реальности осадка построенного здания не превысила 4,5 см. «Разделительная стенка» из массивных свай, которая стала причиной гибели соседнего здания, не требовалась.

Как показывают приведенные примеры, простой импорт зарубежных геотехнологий без их адаптации к сложным грунтовым условиям региона, обречен на заведомый провал.

В Петербурге при непосредственном участии авторов в 2006-2010 гг. были проведены широкомасштабные комплексные натурные исследования методов устройства глубоких котлованов в условиях плотной городской застройки. При этом особое внимание уделялось не только поведению массива грунта и осадкам соседней застройки, но и геотехнологиям. Очень важно в методологическом плане отметить последовательность проведенных исследований, с постепенным усложнением геотехнических задач. Исследования работы ограждения котлована и основания при устройстве глубоких котлованов в Санкт-Петербурге были организованы на нескольких площадках:

1. *Торгово-коммерческий центр на Комендантской пл.*, включающий первое в Санкт-Петербурге подземное сооружение диаметром 78м и глубиной 18м (заказчик «Адамант»; подрядчик и проектировщик – «Геоизол» и «Franki»; геотехническое сопровождение, в том числе расчетное обоснование – «Георeконструкция») – 2006 г.

Здесь впервые в строительной практике Санкт-Петербурга была успешно выполнена проходка для ограждения котлована с помощью грейфера под защитой тяжелого бентонито-цементного раствора. Были измерены горизонтальные смещения ограждения котлована с помощью системы инклинометров.

При устройстве подземного сооружения на Комендантской площади над всеми участниками проектирования и строительства довлел опыт устройства по соседству с площадкой стены в грунте при строительстве вестибюля метро, который был не вполне удачным, и возводился более 3-х лет. Основная проблема заключалась в обеспечении устойчивости проходки под защитой бентонитового раствора. Поэтому по инициативе фирмы «Franki» было принято решение использовать тяжелый бентонито-цементный раствор для удержания стенок выработки с плотностью до 1.5 т/м³. Закономерным следствием такого решения явился отказ от бетонирования проходки по причине вероятности перемешивания бетона с раствором.

Роль железобетонной конструкции защитной стенки исполнял металлический шпунт, погружаемый в бентонито-цементный раствор. Реализованный вариант гарантированно обеспечил устойчивость проходки и сплошность ограждения. Однако он был лишен таких важных преимуществ монолитной стены в грунте, как ее высокая жесткость.

Подземное сооружение было удалено на расстояние более 50 м от соседних зданий и поэтому не представляло для них опасности. Инструментальные исследования с помощью системы инклинометров подтвердили, что такое ограждение обладает существенной деформативностью и непригодно для строительства в условиях плотной городской застройки.

В центральной части подземного сооружения была устроена одна захватка с традиционной железобетонной стеной в грунте с использованием обычного бентонитового раствора. При разработке котлована данная захватка была откопана на глубину подземного сооружения, что позволило оценить качество стены в грунте (рис. 9.20). Опыт показал, что при использовании современной техники и соблюдении технологических режимов устройство стены в грунте по традиционной технологии в слабых глинистых грунтах, характерных для Санкт-Петербурга, вполне возможно.

Рис. 9.20. Опытная захватка железобетонной стены в грунте в процессе откопки

2. *Опытная площадка* по устройству подземного сооружения глубиной 8.5 м под защитой шпунтового ограждения с одним уровнем распорных креплений на участке *возле Московского вокзала* (заказчик – «БРИЗ»; проектировщик – архитектурное бюро «Григорьев и партнеры»; геотехнические исследования – «Георекнструкция») – октябрь 2007 г.

На этой площадке была отработана методика проведения натурного эксперимента по откопке опытного котлована с полным комплексом измерений напряженно-деформированного состояния массива грунта.

3. *Опытная площадка* по устройству подземного сооружения глубиной 11.5 м под защитой шпунтового ограждения с тремя уровнями

распорных креплений на участке строительства *Второй сцены Мариинского театра* (заказчик ФГУ «Северо-Западная дирекция по строительству, реконструкции и реставрации»; генподрядчик – «ГСК»; генеральное проектирование и геотехнические исследования – «Георeконструкция») – октябрь-декабрь 2007 г.

Здесь были проведены тщательно документированные натурные исследования развития деформаций ограждения котлована в процессе поэтапной откопки с измерением усилий в распорной системе и деформаций массива грунта. Опытная площадка служила ключевым звеном интерактивного проектирования, которое для объектов данного уровня сложности должно осуществляться по схеме: базовый проект – натурный эксперимент – корректировка базового проекта (при необходимости).

4. *Участки тоннеля открытого способа ведения работ на левом берегу р.Невы для Орловского транспортного тоннеля,* где впервые в Санкт-Петербурге была реализована монолитная «стена в грунте» из захваток таврового сечения (координатор работ ПСО «Система ГАЛС», подрядчик – «Геоизол» совместно с «Franki», проектировщик – «Георeконструкция») – 2006 г.

Наличие значительной толщи песчаных отложений позволяло здесь отечественному подрядчику отработать технологию устройства монолитной стены в грунте с использованием современного западного оборудования в условиях, свободных от присутствия специфических петербургских слабых глинистых отложений. В условиях значительной мощности фильтрующей толщи все дефекты ограждающей конструкции наглядно проявляются в виде протечек. Малейшие нарушения технологии на данной площадке, расположенной вблизи реки Невы, угрожали затоплением котлована. Тщательный геотехнический мониторинг позволил избежать этих рисков. Ограждение котлованов в виде стены в грунте продемонстрировало свою высокую эффективность (рис. 9.21).

Рис. 9.21. Участок рампы Орловского тоннеля.

5. *Опытная площадка* по исследованию влияния «стены в грунте», устраиваемой вплотную к существующим расселенным зданиям, *на участке по Зоологическому пер.* (заказчик – СК «Возрождение Петербурга», подрядчик – «Геоизол», геотехнические исследования – «Георeконструкция») – декабрь 2007 г. – январь 2008 г.

На этой площадке был проведен тщательно документированный эксперимент по устройству стены в грунте под бентонитовым раствором в условиях неоднородного напряженного состояния массива грунта, обусловленного примыканием к существующим зданиям. Следует с сожалением признать, что до недавнего времени исследования новых геотехнологий происходило преимущественно по свежим следам допущенных строителями и проектировщиками ошибок. Заложниками таких недобросовестных экспериментаторов становились жители соседних зданий.

Постановка натурного эксперимента на Зоологическом пер. отличалась от этого самым существенным образом. В качестве «подопытных» зданий использовались расселенные и предназначенные к сносу строения. Между ними, в плотном примыкании к их стенам, была устроена опытная площадка. На площадке исследовалось влияние технологии устройства стены в грунте на соседние здания при различной конфигурации захваток. Следует подчеркнуть, что искусственно создать условия, эквивалентные воздействию на массив грунта реальных зданий, практически невозможно. Опыта такого моделирования фактически нет в мировой геотехнической практике.

Защитная стена в грунте выполнялась на расстоянии 1.8 м от существующих многоэтажных зданий. Устраивались захватки различной формы в плане: крестообразные по углам площадки, плоские – в примыкании к одному из домов и тавровые – в примыкании к другому.

При устройстве стены в грунте в нескольких захватках были встречены валуны, потребовалось их дробление долотом и извлечение. Таким образом, на опытной площадке имел место целый комплекс самых неблагоприятных условий: плотная застройка на значительной толще слабых структурно-неустойчивых глинистых грунтов и наличие валунов в отложениях морены. Тем не менее, результат оказался вполне обнадеживающим: в процессе устройства стены в грунте осадки соседних зданий составили всего 18 мм, что не превышает допустимого уровня деформаций по территориальным нормам. Горизонтальные смещения грунта были невелики (рис. 9.22).

Откопка опытного котлована на глубину 10м в толще слабых грунтов позволила установить, что качество стены в грунте вполне соответствует международным требованиям к такого рода конструкциям.

Важно отметить, что на данной площадке впервые в слабых глинистых грунтах Санкт-Петербурга были выполнены захватки таврового сечения (рис.9.23). Несмотря на то, что их изготовление сопряжено с большей длительностью работ и большим риском вывала грунта во внутренних углах сечения внутрь проходки, влияние на соседние здания по данным измерений было сопоставимым с захваткой плоского сечения. Это открывает возможность применения в проектировании подземных сооружений малодеформируемых стен в грунте с контрфорсами. Жесткость такой конструкции при толщине стенки 800 мм и вылете контрфорса 2.5 м эквивалентна плоской стене толщиной 2.5 м.

а)

б)

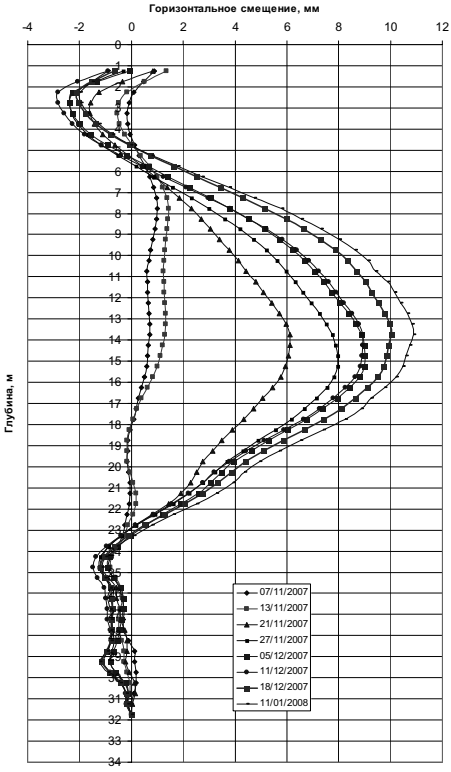


Рис. 9.22. Опытная площадка (Санкт-Петербург, Зоологический пер., д. 2-4) : а – вид после откопки котлована; б – горизонтальные смещения массива грунта (со стороны здания) при устройстве стены в грунте по результатам инклинометрических наблюдений

Рис. 9.23. Вид опытной площадки после откопки котлована (Санкт-Петербург, Зоологический пер. 2-4)

6. *Устройство подземного пространства* глубиной до 15 м *на углу Невского пр. и ул. Восстания* в непосредственном примыкании к существующим зданиям (2008-2009 гг.). На данном объекте сотрудниками компании «Геореконструкция» при непосредственном участии авторов книги в рамках геотехнического мониторинга решалась задача по обеспечению сохранности существующей

застройки, вплотную примыкающей к котловану, устраиваемому по технологии *top-down* под защитой ограждения из шпунта и, фрагментарно, монолитной стены в грунте. Особенностью данного объекта было отсутствие возможности оказать влияние на изменение принятого проектного решения, которое базировалось на некритичном использовании простейших упругопластических моделей. Единственным параметром, доступным для регулирования службой мониторинга, здесь оставалась *скорость* ведения работ по откопке ярусов котлована и устройству распорных дисков перекрытий. Тщательно документированные результаты мониторинга на данном объекте, на наш взгляд, представляют научный и практический интерес для развития подземного строительства в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах (см.п.9.2.7).

7. *Устройство подземного пространства* глубиной 6.5 м под памятником архитектуры *Каменноостровским театром* (2007-2008 гг.). Заказчик – КГИОП, генеральный проектировщик – «Георекнструкция», генеральный подрядчик – «Краски города», подрядчик по работам нулевого цикла – «Геоизол».

На данном объекте впервые в С-Петербурге была реализована технология *top-down* , причем в модифицированном «реставрационном» варианте: одновременно *вниз* велось устройство нового подземного пространства, а *вверх* – реставрация исторического здания (см.п.9.5).

На всех площадках получены результаты наблюдений за перемещениями массива грунта, что позволяет сделать основные выводы по характеру работы основания при устройстве глубоких котлованов в слабых водонасыщенных глинистых грунтах.

По объему и полноте проведенные натурные исследования являются уникальными для отечественной геотехнической практики и соответствуют передовому уровню мировых геотехнических исследований.

Прежде всего, натурные исследования позволили убедиться в корректности расчетных прогнозов поведения шпунтового ограждения в условиях слабых грунтов.

Идея устройства ограждения котлованов из шпунта весьма привлекательна для отечественных строителей. В арсенале подрядчиков имеется большой выбор высокочастотных безрезонансных вибропогружателей. На строительном рынке имеется широкий ассортимент шпунтовых свай различного профиля. Можно сказать, что еще год-два назад шпунтовому ограждению не было реальных альтернатив.

Попытки применения другой технологии – устройство ограждения котлована из буросекущихся или тангенциальных свай диаметром 600

мм и более, как отмечалось выше, закончились авариями и разборкой соседних зданий.

Технология высокочастотного безрезонансного вибропогружения шпунта тщательно апробирована и отлажена в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. Многолетние исследования, проводимые сначала во ВНИИГС, а затем в институте «Георекнструкция» показывают, что при постоянном активном мониторинге с контролем за параметрами колебаний вибропогружение возможно даже на сравнительно небольших расстояниях от соседней застройки. Примером этого является успешное вибропогружение шпунта на площадке строительства Невской Ратуши, где применялся шпунт развитого профиля длиной до 31 м.

Однако шпунтовое ограждение, несомненно, не может конкурировать с монолитной стеной в грунте по жесткости. Например, привычный шпунт типа «Ларсен V» эквивалентен по жесткости железобетонной стене в грунте толщиной всего 40 см, что явно недостаточно для ограждения глубоких котлованов. Самый мощный шпунт из сортамента, выпускаемого фирмой «Arselor», по своим жесткостным качествам не сможет соперничать со стеной в грунте толщиной более 80 см. Увеличение сечения шпунтовых элементов приводит к повышению динамических воздействий при их вибропогружении, что увеличивает риск для окружающей застройки. Указанные обстоятельства обусловливают определенные ограничения применения шпунтового ограждения для глубоких котлованов.

Шпунтовое ограждение оказывается неэффективным на расстояниях до окружающих зданий меньше одной-полутора глубин котлована даже при частой установке уровней распорных креплений по глубине.

Как показывают выполненные нами теоретические и натурные исследования, по мере откопки котлована с установкой распорных креплений наибольшие деформации происходят ниже уровня откопки, то есть там, где установка распорок еще невозможна. Эффективным решением этой проблемы является превентивное устройство распорного диска на необходимой глубине в массиве грунта посредством струйной технологии (jet grouting). Именно такое решение было реализовано нами на площадке строительства Второй сцены Мариинского театра (см.п.9.4).

Натурные исследования поведения массива грунта на опытных площадках позволили впервые в отечественной практике инструментально зафиксировать реальное поведение массива петербургских слабых глинистых грунтов при откопке котлована. На основании этих исследований разработаны методы, позволяющие наиболее адекватно

прогнозировать работу системы «массив грунта – ограждение котлована – соседние здания». На основании результатов исследований был разработан проект строительства подземной части Мариинского-2. Проведенные исследования открывают перспективу успешного освоения подземного пространства города в целом.

Одним из наиболее значимых результатов исследований стало выявление закономерностей работы грунтов ненарушенной структуры природного сложения. Со всей очевидностью было доказано, что поведение под нагрузкой образцов грунта ненарушенной структуры, отобранных вручную из котлована, существенным образом отличается от образцов, добытых из скважин при сложившейся практике изысканий. Наличие природной структуры наглядно проявляется даже для грунтов, консистенцию которых традиционно относят к текучей. При трехосном нагружении они претерпевают хрупкое разрушение при деформациях в несколько процентов с образованием плоскости скольжения (вместо привычного деформирования в виде бочки для образцов, взятых из скважин). Примечательно, что такое поведение грунта вполне соответствует представлениям зарубежной геотехнической школы о поведении слабых глинистых грунтов. Отмеченное обстоятельство свидетельствует о существенном дефекте сложившейся отечественной практики изысканий, при которой в отсутствие специальных грунтоносов при отборе образца полностью утрачивается природная структура грунта.

Итак, перед проектировщиками и подрядчиками благодаря проведенным исследованиям открываются широкие перспективы освоения подземного пространства с применением целого спектра современных технических решений, позволяющих создавать жесткие ограждающие конструкции.

Тем не менее, следует предостеречь от излишне поспешного увлечения подземным строительством.

Предстоит достаточно сложный путь по освоению проектировщиками предложенной нами методологии расчета и проектирования подземных сооружений с учетом их возможного взаимодействия с соседней застройкой. Предстоит коренное изменение сложившейся практики проведения инженерно-геологических изысканий в направлении тщательного отбора образцов грунта ненарушенной структуры и проведения лабораторных исследований, отражающих реальную работу массива грунта. Подрядным организациям придется повторить тот же сложный путь обучения работе в условиях петербургских слабых грунтов, который уже пройден лидерами. Без этого освоение подземного пространства города останется несбыточной мечтой или опасной авантюрой.

Представляется очевидным, что в расчетах при проектировании подземных сооружений, возводимых открытым способом в условиях городской застройки, необходимо использовать современные методы численного моделирования всей системы «грунт-фундамент-надземные конструкции». Это позволит оценить степень риска на всех этапах реализации проекта и обеспечить безопасность окружающих строений. Сопоставление данных фактических наблюдений с полученными расчетным путем позволит вносить коррективы в проект, а геотехнический мониторинг превратится в активный инструмент по минимизации риска.

9.2.2. Краткий обзор основных подходов к расчету ограждения глубоких котлованов

Для расчетов ограждающих конструкций в геотехнической практике широко применяется понятие об активном и пассивном давлении. Эти давления, как известно, реализуются при наличии некоторого смещения ограждающей конструкции. Данный подход применим, прежде всего, для жестких подпорных стенок, испытывающих поступательное смещение. При использовании изгибаемых ограждающих конструкций (шпунтов, стен в грунте) в местах установки горизонтальных связей, в зоне условной заделки в грунт реализации активного и пассивного давлений не происходит. Поэтому без привлечения каких-либо дополнительных допущений с использованием понятия «активное – пассивное давление» может быть решен узкий круг задач. Для решения задачи об усилиях в консольном шпунте применяется схема Блюма-Люмейера, которая привносит дополнительные допущения. Вопрос собственно о перемещении шпунта в этой системе не рассматривается.

Для уменьшения податливости ограждения в условиях плотной городской застройки необходима реализация схем, обеспечивающих минимизацию перемещений ограждения, например с большим количеством достаточно жестких распорок. В таких условиях предположение о полной реализации активного и пассивного давлений становится не вполне корректным.

При наличии хотя бы двух неподатливых горизонтальных связей задачу нельзя решать без учета смещений ограждения. При этом необходимо учитывать каким-либо образом величину давления на ограждение в зависимости от его смещения (т.е. долю реализации активного и пассивного давлений. В практических расчетах прибегают к линеаризации зависимости, изображенной на рис.9.24, с помощью коэффициентов постели.

Такой метод требует, как правило, компьютерной реализации, поэтому далее мы будем называть его полуаналитическим. В этом случае некоторая нелинейная зависимость давления грунта на ограждение от перемещения ограждения заменятся кусочно-линейной зависимостью, причем наклон прямой в допредельном состоянии определяется коэффициентом постели.

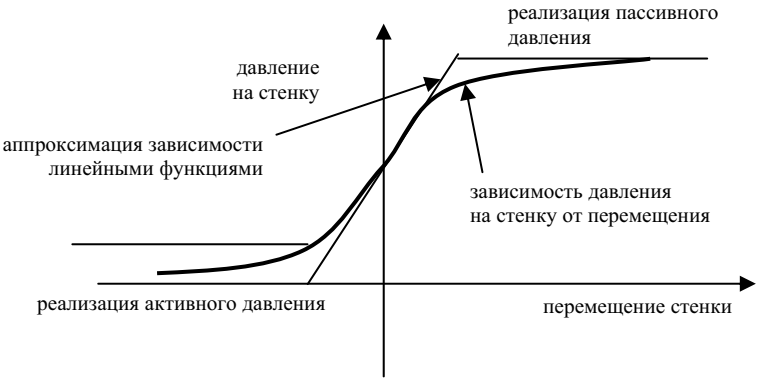


Рис. 9.24. Схема зависимости давления на ограждающую конструкцию от перемещения и ее аппроксимация в полуаналитическом методе расчета.

Основной проблемой учета деформативности грунта с помощью коэффициента постели является неопределенность значения этого коэффициента. В отличие от коэффициента постели, применяемого при расчете плитного фундамента, теоретических приемов для определения коэффициента постели ограждения не существует. Коэффициент постели является по своей сути жесткостью условной пружинки, имитирующей работу грунта, значение которой, например, для плитных фундаментов, определяется делением давления на перемещение. Этот прием для ограждения котлована неприменим, поскольку давление может быть направлено в одну сторону, а перемещение – в другую (например, в схеме ограждения с распоркой на некоторой глубине). В этом случае коэффициент постели приобретает отрицательное значение. Поэтому на практике используются эмпирические формулы и правила для назначения коэффициента постели (см. Драновский А.Н., Фадеев А.Б., 1993, Schmitt P., 1995), корректность которых может быть подвергнута обоснованной критике, а достаточного опыта их применения на практике в Санкт–Петербурге не накоплено. В частности, используются формулы по определению коэффициента постели по данным прессиометрических испытаний, при отсутствии таких испытаний может использоваться формула Шмитта (Schmitt P., 1995):

$$K_h = 2.1 \frac{E_{oed}^{4/3}}{EI^{1/3}}. \tag{9.1}$$

Такой подход реализован во многих отечественных и зарубежных программах. Вариант такой методики расчета реализован в программе FEM-models, разработанной в институте «Георeконструкция», и содержится в библиотеке моделей.

Данная методика предполагает получение величины перемещений и усилий в ограждающей конструкции, но не рассматривает осадки окружающего массива грунта. Её невозможно применять для расчета осадок окружающих зданий.

В условиях, когда определяющим фактором являются ожидаемые осадки окружающих зданий, данная особенность существенно ограничивает возможности прогнозирования.

Для преодоления недостатков полуаналитического метода расчета возможно использование более сложных моделей основания. Наиболее часто в практике расчетов используется упруго-пластическая модель с критерием прочности, описываемым уравнением Кулона-Мора. Такая модель реализована во многих отечественных и зарубежных программах, в частности в программах PLAXIS, имеется она и в библиотеке моделей программного комплекса FEM-models.

К сожалению, применение этой простейшей упруго-пластической модели приводит к некорректным результатам. Как известно, в этой модели работа грунта на стадии нагружения и разгрузки описывается одним и тем же модулем деформации, что не соответствует реальной работе грунта. В результате при рассмотрении котлованов в слабых грунтах модель прогнозирует аномальное поднятие дна котлована, что приводит к искажению общей картины деформаций. Вместо осадок грунта за пределами котлована на значительной территории наблюдается поднятие поверхности, что совершенно противоречит реальности и здравому смыслу.

Очевидным недостатком использования простейшей упругопластической модели является использование для описания деформирования грунта компрессионного модуля деформации. Очевидно, что компрессионный модуль деформации определяет поведение грунта при уплотнении под сооружением при приложении дополнительных давлений и оттоке поровой воды. В то же время при устройстве котлована наблюдается скорее другая картина – разгрузка основания с увеличением девиатора напряжений. В этом случае, очевидно, работа грунта в компрессионных условиях по физическому смыслу не соответствует реальным условиям работы массива грунта. В принципе, использование модели Кулона-Мора возможно при соответствующем

подборе характеристик деформируемости (модуля деформации и коэффициента Пуассона), однако такой подбор неизбежно будет иметь эмпирический характер и в результате приобретает недостатки, характерные для простейшего полуаналитического метода.

Лучшей иллюстрацией бесперспективности этого пути является серия расчетов деформации котлована в Берлине глубиной 16 м, выполненная шестнадцатью группами расчетчиков, анализ которых приведен ниже в п.9.2.3. В качестве исходных данных были выданы схема котлована и сведения о грунтах: удельный вес, модуль деформации, удельное сцепление и угол внутреннего трения. Результаты расчетов имели расхождение между собой более чем на 200 %.

Очевидно, что при устройстве котлованов, когда отсутствуют уплотняющие давления, применять характеристики, обусловленные отжатием воды при консолидации, некорректно. Определяющую роль должны играть деформационные характеристики при сдвиге. Заметим, что основной причиной фиаско с расчетом берлинского котлована является отсутствие этих характеристик в исходных данных, что вынудило авторов расчетов задаваться ими по собственному усмотрению.

Итак, ключевым моментом при описании перемещений основания подземного сооружения является учет деформаций при разгрузке грунта и деформаций формоизменения, возникающих при увеличении девиатора напряжений. В компрессионных испытаниях в этом случае наибольший интерес представляет не кривая нагружения, а кривая разгрузки. Для определения поведения грунта при увеличении девиатора напряжений наибольший интерес представляют трехосные испытания. Для глинистых грунтов с низким коэффициентом фильтрации имеет смысл выполнять испытания по недренированной схеме, поскольку за время откопки котлована фильтрационная консолидация грунтов практически не успевает реализоваться. Модель работы грунта, соответственно, должна иметь возможность описывать работу грунта при разгрузке и существенно нелинейную работу грунта при увеличении девиатора напряжений.

Роли сдвиговых деформаций и соответствующих характеристик грунта уделено внимание в известной модели Hardening Soil Model (HSM), включенной в программу Plaxis (см.гл.4). Как указывают многие исследователи, это позволяет достичь более близкого соответствия расчетов экспериментальным данным. Как уже отмечалось, принципы построения модели близки предлагаемой нами упруговязкопластической модели. Отметим, однако, что модель HSM не позволяет рассчитать развитие деформаций котлована во времени, а выдает «конечное» перемещение. Обычно же в данном типе задач проектировщика интересуют перемещения за ограниченный промежуток времени с учетом

графика ведения работ. В реальности развитие деформаций ограждения котлована и массива грунта происходит во времени. Откопка котлована подземного сооружения, как правило, производится по этапам, причем за время работ на каждом этапе стабилизации деформаций не происходит. Таким образом, для описания реальных величин перемещений модель должна учитывать возможность неполной реализации деформаций за время откопки каждого этапа. Для удовлетворения этому требованию модель должна включать реологические параметры, описывающие развитие деформаций во времени. В большинстве моделей (в том числе в HSM) единственным параметром, определяющим развитие деформаций во времени, является коэффициент фильтрации. При этом задержка во времени деформаций формоизменения во многих моделях либо вообще не описывается (деформации формоизменения считаются мгновенными) либо связывается с явлением консолидации и объемной ползучести через эффект дилатансии или контракции (так, например, это реализовано в модели Creep программы PLAXIS). В то же время не вполне понятно, почему в грунте не должен проявляться эффект сдвиговой ползучести, характерный для большинства реальных материалов (от стали и бетона до стекла и различных полимеров). С другой стороны, взаимосвязь между скоростью объемных и сдвиговых деформаций через форму поверхности текучести и ассоциированный закон течения представляется скорее математической абстракцией, нежели физически обоснованным положением.

В исследованиях российских геотехников вопросу сдвиговой ползучести традиционно уделяется существенное внимание. Достаточно упомянуть известные труды Н.Н. Маслова (1977,1982), С.С. Вялова (1970,1978) и др. В них излагаются основы методов расчета основания с учесом сдвиговой ползучести и приводятся данные по величинам вязкости различных грунтов. Попыткой развития этого направления является предлагаемая нами упруговязкопластическая модель.

Рассматривая задачу устройства котлована в характерных для Санкт–Петербурга слабых глинистых грунтах, следует отметить характерную особенность этих отложений – отсутствие увеличения с глубиной прочностных характеристик, т.е. отсутствие угла внутреннего трения в природных недренированных условиях. Это явление фатально сказывается на применимости большинства подходов, связанных с понятиями об активном и пассивном давлениях. При нулевом угле внутреннего трения эти давления могут различаться только в зависимости от величины удельного сцепления C_u. При невысоких C_u для слабых грунтов результаты расчетов становятся слишком пессимистичными и расходятся со здравым смыслом. Причиной этого является отмеченное уже нами обстоятельство: на каждом этапе откопки

котлована рассматривается «конечная» деформация, т.е. каждый этап выдерживается бесконечно долго. Предлагаемая нами упруговязкопластическая модель позволяет избежать этого противоречия.

При проектировании подземных сооружений следует учитывать, что кроме деформаций основания, обусловленных откопкой котлована (т.е. изменением статической схемы работы основания) на практике проявляются также деформации, обусловленные технологией производства работ по устройству ограждения котлована. Причем последние с трудом поддаются расчетному прогнозированию, поскольку зависят от многочисленных деталей технологии устройства ограждающей конструкции. При выборе технологии, не учитывающей конкретной геотехнической ситуации при устройстве ограждения подземного сооружения, одни только технологические осадки могут привести к недопустимым деформациям окружающей застройки.

Субъективной причиной многих аварийных ситуаций часто является перенос на строительство в условиях плотной городской застройки опыта устройства котлованов вдали от примыкающих сооружений. При устройстве глубоких котлованов вне зоны существующих строений критичной является только прочность и устойчивость ограждения. При этом деформации даже в десятки сантиметров в отсутствие инструментальных наблюдений остаются незаметными. При наличии в непосредственной близости существующего здания значительно увеличиваются нагрузки на ограждение, а допустимые деформации исторической застройки в виде осадок фундаментов по действующему в Санкт-Петербурге регламенту ограничиваются, как правило, величиной 2…3 см. Поэтому строительство подземного сооружения в условиях плотной городской застройки представляет собой сложную геотехническую задачу.

9.2.3. Краткий анализ причин низкой точности расчетов котлована в Берлине

Анализ причин аварийных ситуаций при устройстве подземных сооружений свидетельствует о недостаточном объеме исследований работы основания при устройстве котлованов. Наглядной иллюстрацией недостаточности исследований таких является публикация H.F.Schweiger (2008). В этой работе использованы результаты расчетов 17 групп специалистов одной тестовой задачи – перемещения ограждения глубокого котлована в Берлине.

Расчетная схема задачи изображена на рис. 9.25. По результатам расчета были получены значения, отличающиеся более, чем на 200% друг от друга и от данных измерений. Такой экстраординарный раз-

брос результатов, безусловно, нуждается в анализе причин низкой точности расчетов.

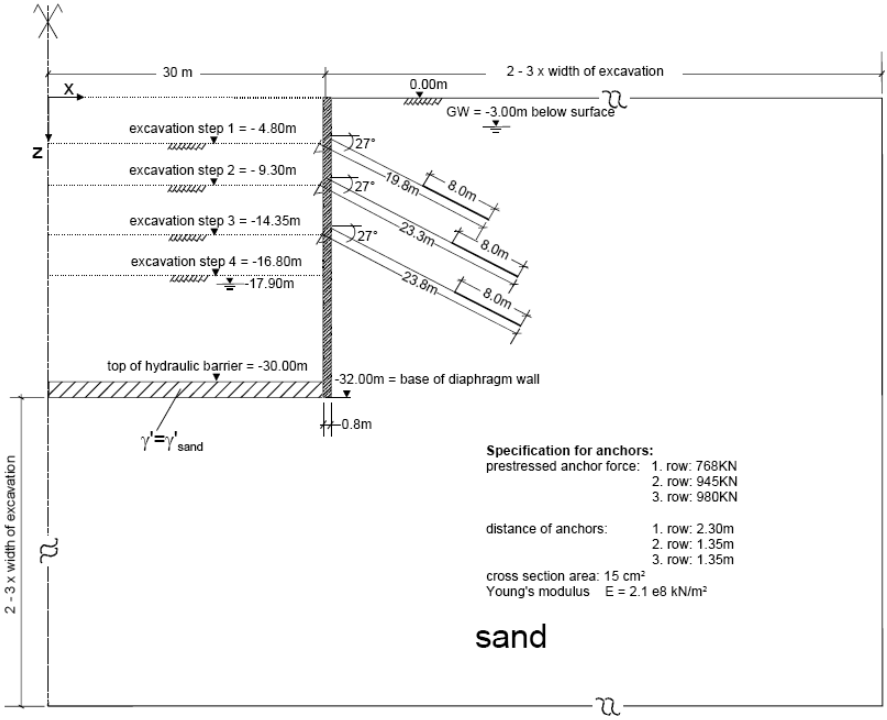


Рис. 9.25. Расчетная схема тестовой задачи (H.F. Schweiger, 2008).

Нами также выполнен анализ данной геотехнической ситуации. Этот анализ был выполнен по следам публикации, в связи с чем «чистота» теста (отсутствие информации о результатах наблюдений) была несколько нарушена. Рассмотрим основные результаты анализа.

В качестве исходных данных для выполнения тестовых расчетов были приведены следующие сведения:

$E_s \approx 20\,000$ кПа	для $0 < z < 20$ м
$E_s \approx 60\,000$ кПа	для $z > 20$ м
$\varphi = 35°$	(средняя плотность)
$\gamma = 19$ кН/м^3	
$\gamma' = 10$ кН/м^3	
$K_0 = 1 - \sin\varphi$	

Таким образом, в качестве исходных данных о деформативности песков были приведены осредненные данные компрессионных испытаний. Зависимость модуля деформации от глубины, очевидно, связана с возрастанием природного давления с глубиной. Несложные мате-

матические преобразования позволяют восстановить вид компрессионной кривой для данных песков по приведенным данным (рис. 9.26).

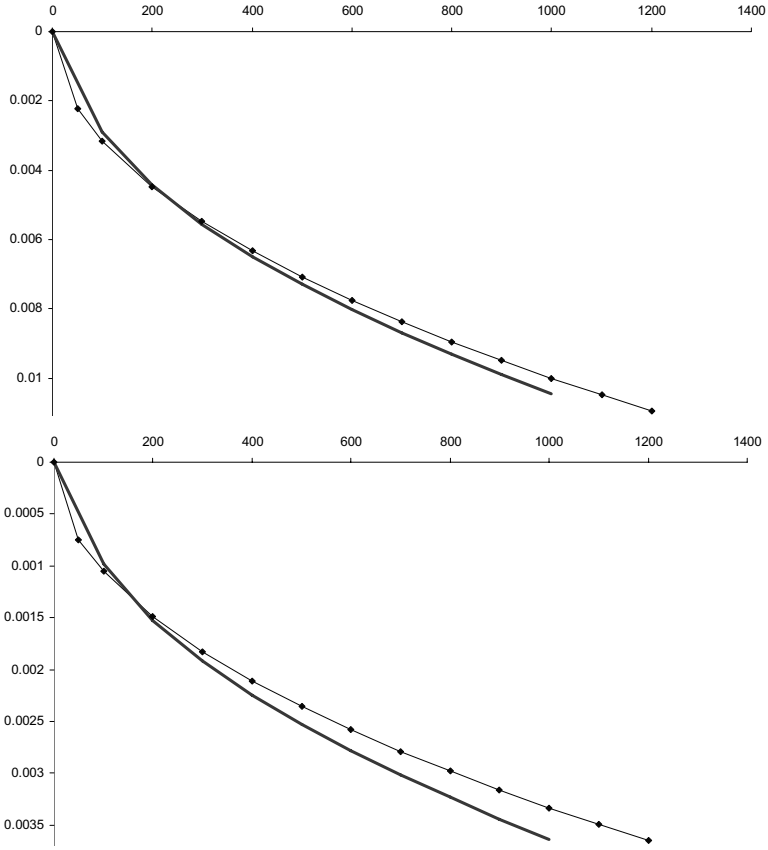


Рис. 9.26. Вид компрессионной кривой Берлинского песка (для глубин до 20 м и после 20 м), полученной по исходным данным (H.F.Schweiger,2008) и ее аппроксимация с помощью описанной выше упруговязкопластической модели

Сплошной линией на рисунке изображены аппроксимация результатов экспериментов с помощью рассмотренной выше упруговязкопластической модели (параметры вязкости в данном случае при моделировании песков принимались равными нулю). Однако, как было указано выше, параметры сжимаемости грунта не могут полностью описать его поведение. Как уже отмечалось, при расчете подземных сооружений наиболее существенной является деформируемость грунта при формоизменении. Никаких данных об этом в публикации (H.F.Schweiger,2008) представлено не было. На рис. 9.27,*б* изображены различные зависимости деформаций от девиатора напряжений, которые

можно получить, принимая различные параметры модели. Соответственно, для разных параметров модели можно получить различные результаты расчета. Как видно из рис. 9.27,*в,* результаты расчета существенным образом зависят от исходной кривой (рис. 9.27, *б*), заложенной в расчет.

а)

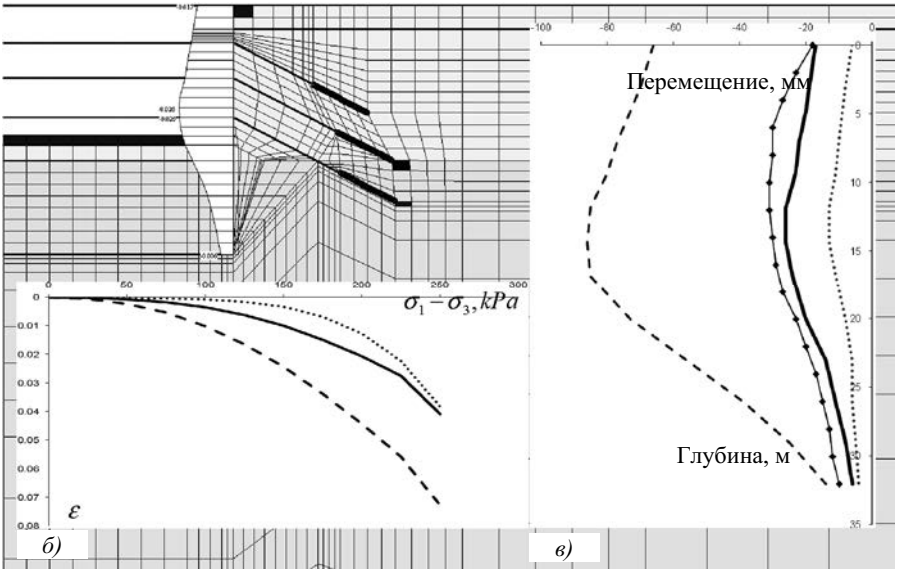


Рис. 9.27. Результаты расчета котлована в Берлине по упруговязкопластической модели (подбор характеристик деформативности песка при формоизменении): *а* – эпюра перемещений, м; *б* – моделирование трехосных испытаний песка при различных параметрах модели; *в* – сравнение результатов наблюдений и результатов расчета при различных параметрах модели

Приведенный анализ показывает возможность подобрать параметры модели, соответствующие наблюдавшейся в реальности картине перемещений. Однако такой подбор параметров модели не может быть назван прогнозированием геотехнической ситуации. Данный анализ выявляет основную проблему – отсутствие достаточных исходных данных для расчета. В расчете с применением упруговязкопластической модели недостаток исходных данных для расчета выражается явно в отсутствии части требуемых параметров модели. В некоторых моделях отсутствие достаточных исходных данных может проявляться менее явно. Очевидно, группы расчетчиков восполняли недостаток исходных данных в большей или меньшей степени произвольно, что и привело к различию результатов расчета. Таким образом, приведенные в публикации (H.F. Schweiger, 2008) результаты не столько свидетельствуют о низкой точности геотехнических расчетов,

сколько отражают необходимость использования более полных данных о поведении грунта при различном напряженном состоянии. Без достаточных исходных данных для расчета применение сложных моделей грунта, очевидно, является бессмысленным.

Расчет подземных сооружений с применением сложных моделей основания требует изменения сложившейся практики инженерно-геологических изысканий, при которой определяются лишь простейшие параметры работы грунтов. Первым шагом должно стать введение в практику изысканий обязательного выполнения трехосных испытаний грунтов.

9.2.4. Результаты наблюдения за строительством глубокого котлована на Комендантской пл.

Строительство глубокого подземного сооружения на Комендантской пл. выполнялось фирмой «Геоизол» с применением элементов технологии «стена в грунте». Подземное сооружение имело круглую в плане форму (диаметр 78 м) и глубину 18 м от дневной поверхности. Как уже упоминалось выше, лидерная траншея для последующего размещения в ней шпунта устраивалась по технологии «стена в грунте» под утяжеленным бентонито-цементным раствором. Откопка котлована осуществлялась сверху вниз с поярусным бетонированием железобетонных колец с продольными и поперечными ребрами (рис. 9.28). Ребра обеспечивали общую жесткость железобетонной конструкции.

Работа ограждающей конструкции из шпунта существенным образом отличается от работы железобетонной стены в грунте. При традиционной железобетонной конструкции ограждения для круглого в плане подземного сооружения в конструкции возникали бы, в основном, напряжения по окружности. При использовании шпунтового ограждения такие напряжения возникают только в устраиваемых сверху вниз железобетонных кольцах. Шпунтовое ограждение работает, фактически, в условиях, близких к плоской деформации (диаметр подземного сооружения достаточно велик). В результате предварительные расчеты, выполненные авторами, показывали сравнительно большие перемещения ограждающих конструкций (около 30 см). Такое перемещение не вызывало существенных проблем, поскольку данное подземное сооружение устраивалось на достаточном удалении от существующих зданий и сооружений.

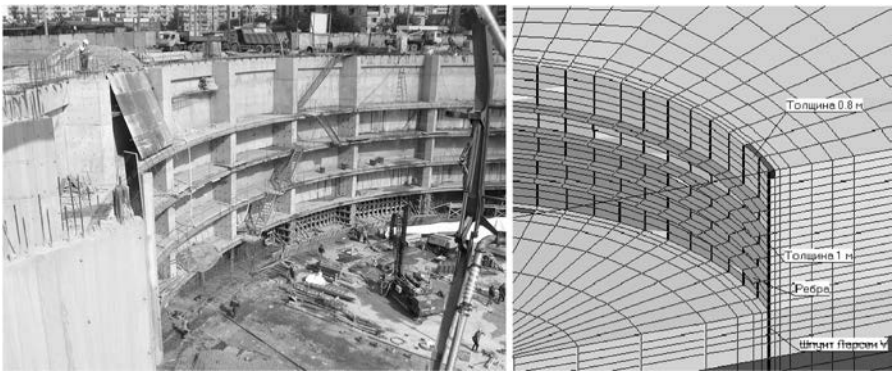


Рис. 9.28. Подземное сооружение на Комендантской пл.
в процессе строительства и расчетная схема

При строительстве подземного сооружения в конструкциях ограждения котлована было установлено 8 инклинометров для фиксации горизонтальных смещений. По результатам измерений смещения ограждающих конструкций достигли к моменту откопки величины 25 см. Результаты прогнозирования изображены на рис. 9.29, 9.30.

Как показывает сравнение результатов натурных наблюдений и расчетов, учет нелинейного поведения глинистых грунтов позволяет с достаточной точностью оценивать величины смещений ограждения. Тем не менее, полученные достаточно большие величины перемещений свидетельствуют о невозможности применения подобной технологии вблизи от существующих зданий. Зона влияния подземного сооружения по расчету составила около 40 м (рис. 9.29).

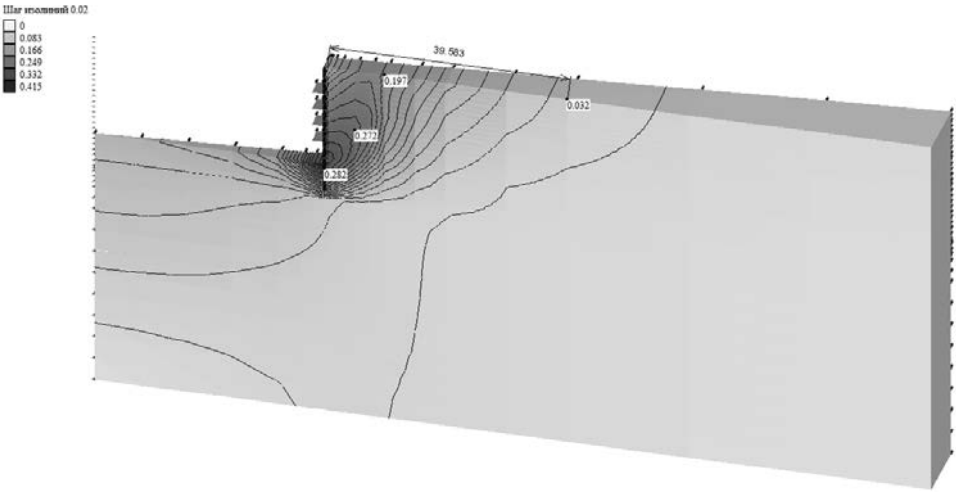
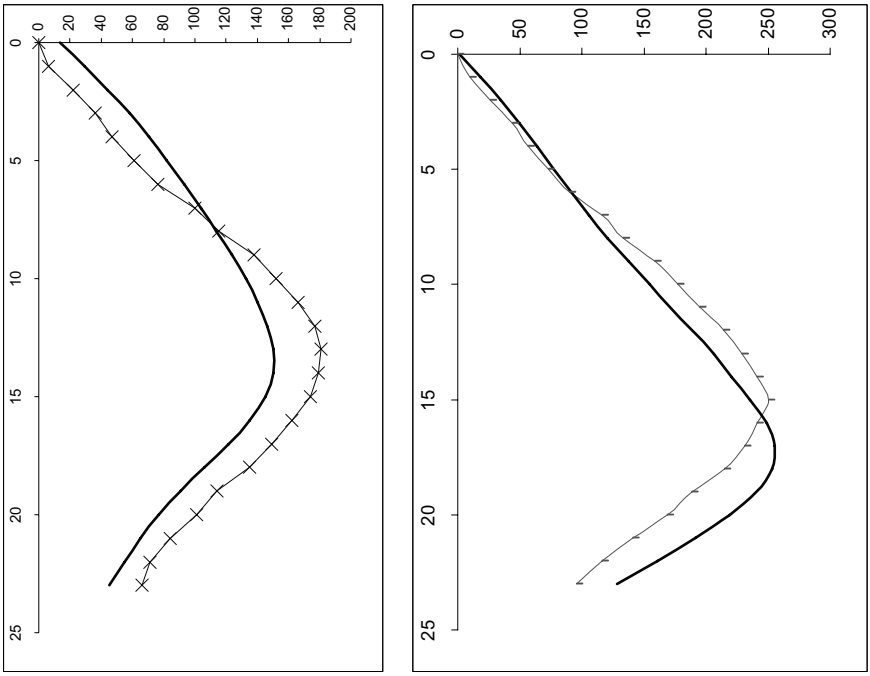


Рис. 9.29. Изолинии перемещений (м) грунта
при устройстве подземного сооружения на Комендантской пл.



4 этап экскавации 5 этап экскавации

Рис. 9.30. Сравнение результатов измерений и расчетов (сплошная линия) на различных этапах экскавации грунта

Этот удачно реализованный, уникальный даже для мировой практики объект подземного строительства пользуется сегодня заслуженной популярностью среди специалистов-геотехников. Ранее аналогичное круглое многоэтажное подземное сооружение в Женеве для автоматизированного паркинга диаметром 50 м обошло все массовые и специальные журналы, правда, при этом делались обязательные ссылки на авторов-разработчиков. Это правило строго соблюдает международное сообщество геотехников ISSMGE. К сожалению, в отечественной действительности еще не привита культура соблюдения авторских прав и иногда у успешно завершенных объектов появляются совершенно неожиданные соавторы.

9.2.5. Сравнение результатов расчета с данными инструментального мониторинга на опытной площадке на Лиговском пр.

Опытная площадка на Лиговском пр. устраивалась для изучения работы шпунтового ограждения при устройстве котлована на глубину 8,5 м. Натурные исследования выполнялись группой мониторинга ин-

ститута «Георeконструкция» под руководством В.А.Васенина при непосредственном участии авторов этой книги в анализе полученных результатов. Опытная площадка имеет размеры в плане 31×11,5 м. Обвязочные балки распорных конструкций были выполнены из широкополочного двутавра 50Ш4, поперечные распорки – из широкополочного двутавра 45Ш1. Ограждение котлована было выполнено из шпунта типа F 6012 из труб диаметром 1208 мм толщиной 12 мм. Схема опытной площадки приведена на рис. 9.31, 9.32. Инженерно-геологические условия площадки представлены на рис. 9.33.

а)

б)

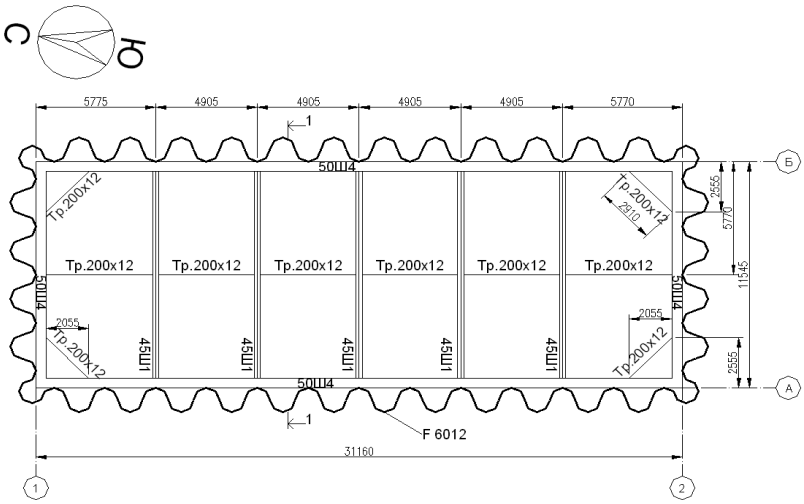


Рис. 9.31. Общий вид (а) и схема (б) расположения шпунта и балок в уровне -3.5 м от верха шпунта на опытной площадке

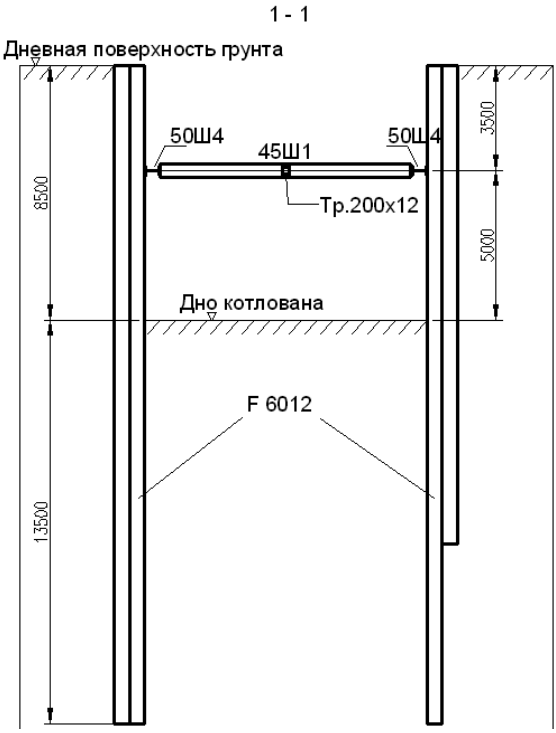


Рис. 9.32. Поперечный разрез котлована на опытной площадке

Устройство шпунтового ограждения на опытной площадке котлована выполнялось при опережающей разработке траншей глубиной порядка 1,5…2 м, в которые погружались шпунтовые сваи. Это было связано с тем, что в техногенном слое оказалось множество твердых включений, содержащих как строительный мусор, так и конструкции фундаментов ранее снесенных зданий. После погружения шпунта внутренний объем грунта также подвергся экскавации до отметки минус 4 м от поверхности, после чего было выполнено устройство распорных конструкций с обратной засыпкой пазух опытного котлована.

Таким образом, производство работ по сопровождающему мониторингу на площадке выполнялось, начиная со второго этапа экскавации – с относительной отметки минус 4 м до проектной отметки дна котлована – минус 8,5 м.

Оборудование для мониторинга размещалось со стороны котлована, где шпунтовая стена была выполнена полностью до глубины 22 м (см. рис. 9.34). С противоположной стороны котлована шпунтовое ограждение было погружено в комбинации через одну шпунтовую сваю, одна из которых имела длину 16 м, а другая – 22 м.

Анализируя результаты измерений можно отметить, что шпунтовое ограждение получило смещения до 5 см, а осадки ненагруженной поверхности грунта на расстоянии 15…20 м на момент окончания наблюдений составили 18…30 мм. Таким образом, наблюдения показали, что примененная на опытной площадке конструктивная схема ограждающих и распорных конструкций не обеспечивала допустимых дополнительных осадок соседнего здания (по региональным петербургским нормам 2 см для здания 3 категории технического состояния).

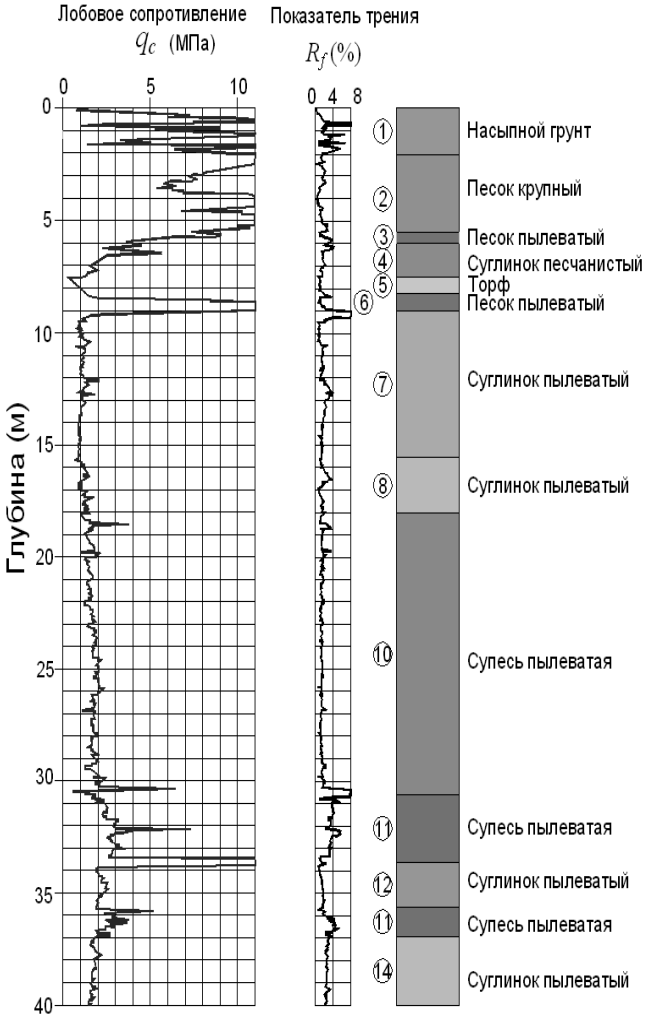


Рис. 9.33. Инженерно-геологический разрез и результаты статического зондирования на опытной площадке.

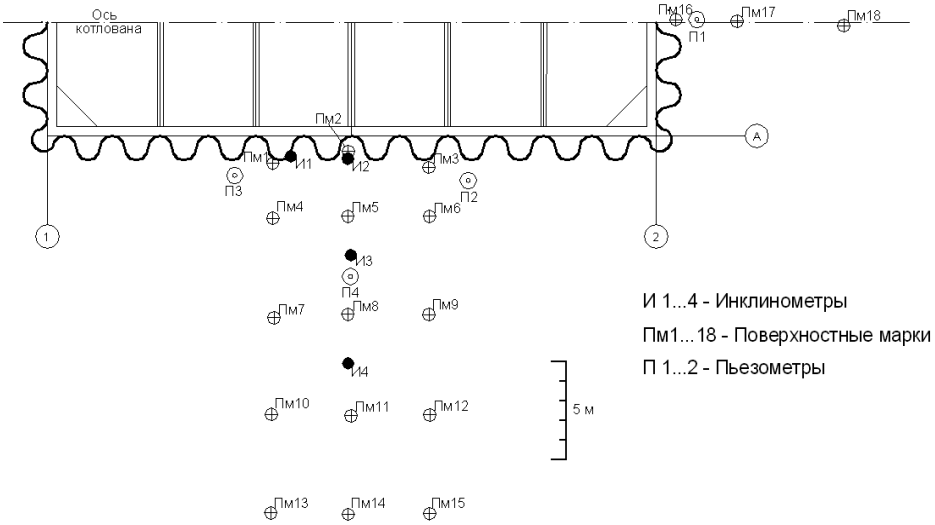


Рис. 9.34. Расположение контрольно-измерительного оборудования на опытной площадке

Расчеты для данной площадки выполнялись с использованием трех различных подходов: полуаналитического метода, модели Кулона-Мора и упруговязкопластической модели. Как видно из рис.9.35, полуаналитический метод позволяет достаточно точно предсказать деформирование шпунтового ограждения. При использовании модели Кулона-Мора применялись стандартные характеристики грунтов, используемые в обычной практике и приводимые в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям. Рис. 9.35 и 9.36 демонстрируют, что эта модель в целом некорректно описывает поведение массива грунта, что связано с описанными выше недостатками данной модели. При использовании упруговязкопластической модели с параметрами, определенными по данным компрессионных и трехосных испытаний, результаты моделирования близки к данным наблюдений, модель позволяет корректно описать основные особенности работы массива грунта, а при достоверном определении реологических характеристик работы грунта - и поведение грунта во времени (рис. 9.37).

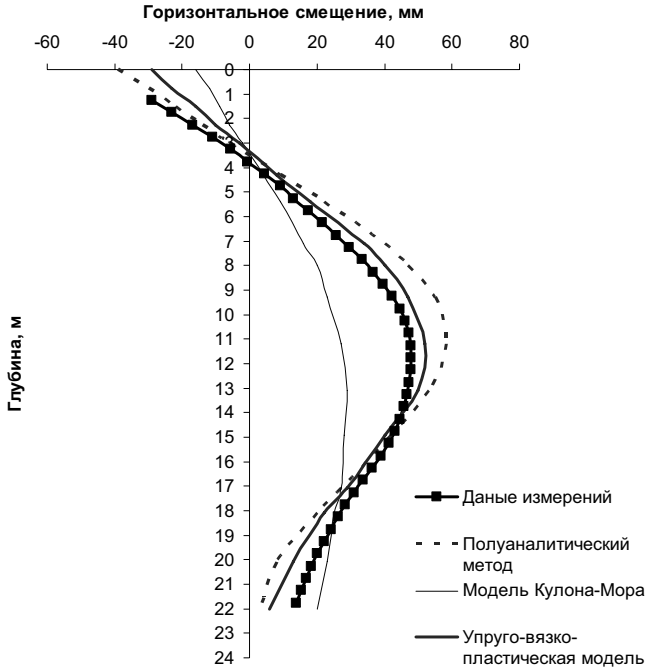


Рис. 9.35. Сравнение данных измерений перемещения ограждения котлована с расчетом по различным моделям

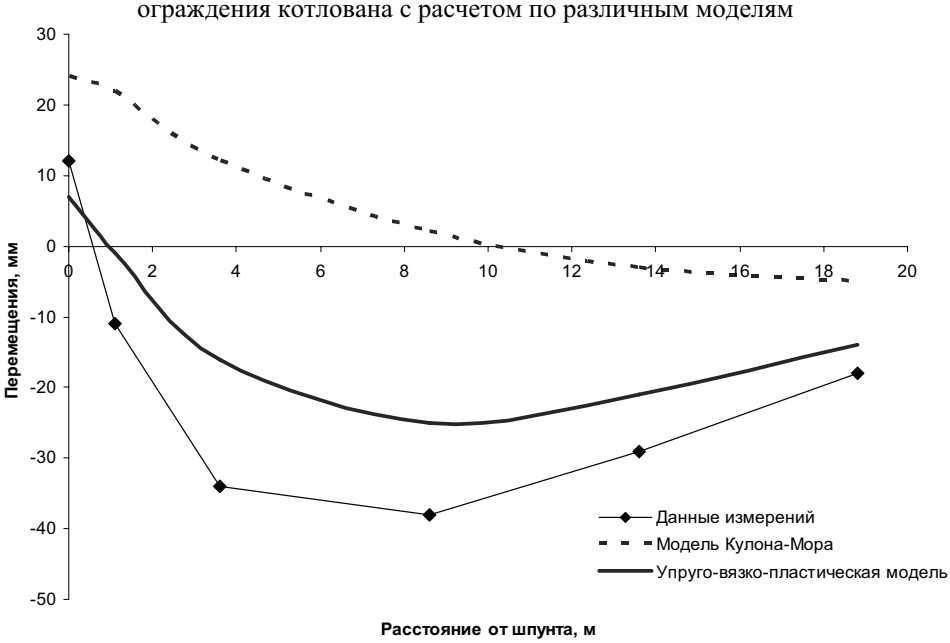


Рис. 9.36. Сравнение вертикальных смещений точек по результатам наблюдений с расчетами по различным моделям

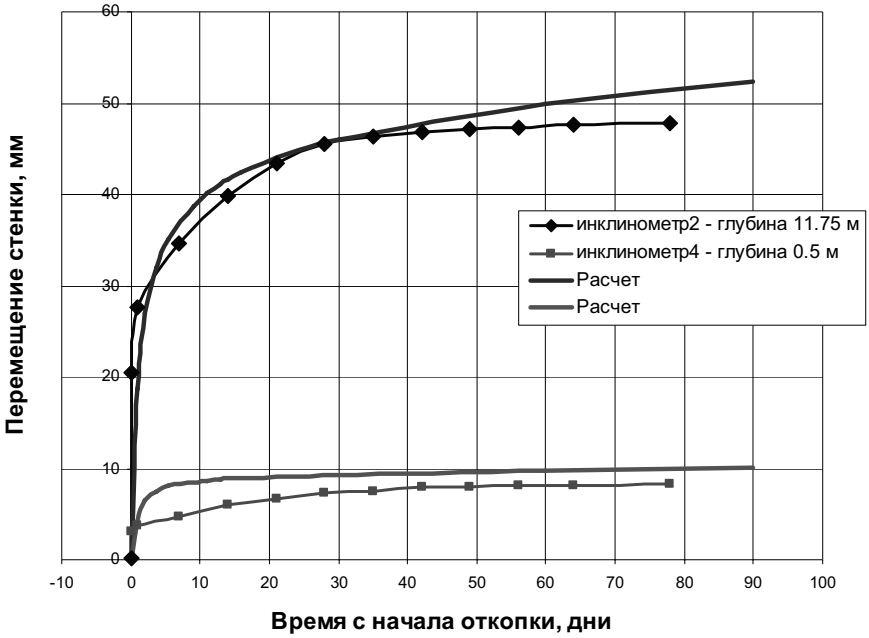


Рис. 9.37. Сравнение развития во времени деформаций различных точек массива грунта с расчетом по упруговязкопластической модели

9.2.6. Сравнение результатов расчета с данными инструментального мониторинга на опытной площадке на территории строительства Второй сцены Мариинского театра

Опытная площадка на территории строительства Второй сцены Мариинского театра была устроена для изучения работы ограждения и массива грунта при устройстве подземного сооружения с тремя уровнями распорных креплений. Натурные исследования выполняла группа мониторинга института «Георeконструкция», возглавляемая В.А. Васениным, а анализ полученных результатов осуществлялся при непосредственном участии авторов этой книги. Общий вид и схема расположения креплений площадки изображены на рис. 9.38 и 9.39. Площадка имела размеры 13×44 м. Ограждение было выполнено из шпунта Arcelor AU18, а распорки выполнены из труб диаметром 630 мм (верхний уровень) и 820 мм (средний и нижний уровни). Инженерно-геологические условия площадки изображены на рис. 9.40. Схема расположения контрольно-измерительного оборудования приведена на рис. 9.41.

Сравнение результатов расчетов и натурных наблюдений производилось по створу инклинометров-экстензометров 9-8-2. Характер перемещения массива грунта по этому створу изображен на рис. 9.42. Как видно из рисунка, характер перемещения грунта напоминает движение при потере устойчивости по круглоцилиндрической поверхности. При этом, однако, при наблюдениях перемещения носили затухающий характер во времени. Сравнение с результатами расчета по упруговязкопластической модели показали, что данная модель позволяет с удовлетворительной точностью предсказать характер деформирования массива грунта не только вблизи ограждения котлована, но и на расстоянии от него. При этом модель позволяет прогнозировать не только конечные величины деформаций, но и процесс их развития во времени (рис.9.43, 9.44, 9.45).

Рис. 9.38. Общий вид опытной площадки на территории строительства Второй сцены Мариинского театра

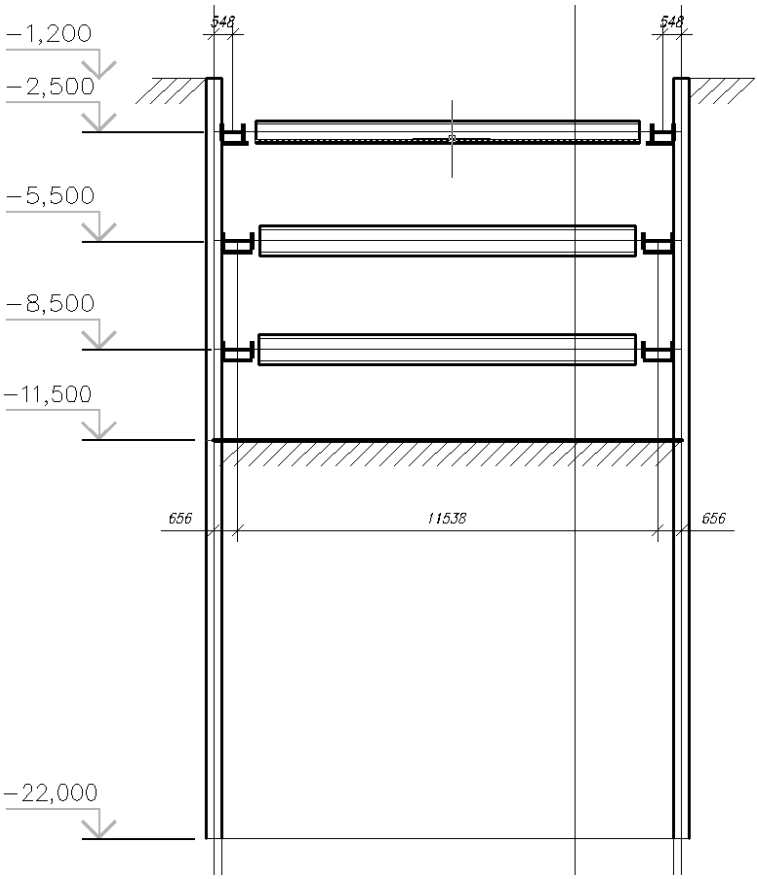


Рис. 9.39. Схема расположения распорных креплений

На рис. 9.46 и 9.47 приведено сравнение результатов расчета по различным моделям с результатами наблюдений. По величине горизонтальных смещений результаты расчета по модели Кулона-Мора оказались близки к результатам расчета по упруговязкопластической модели. Это в значительной мере объясняется случайным совпадением модулей деформации грунтов с характеристиками их поведения при формоизменении. Однако, как видно из рис. 9.47, модель Кулона-Мора не позволяет при этом удовлетворительно предсказать осадку массива грунта, что представляет наибольший интерес в условиях плотной городской застройки. Характер деформирования массива грунта при расчете по упруговязкопластической модели оказывается значительно ближе к результатам наблюдений.

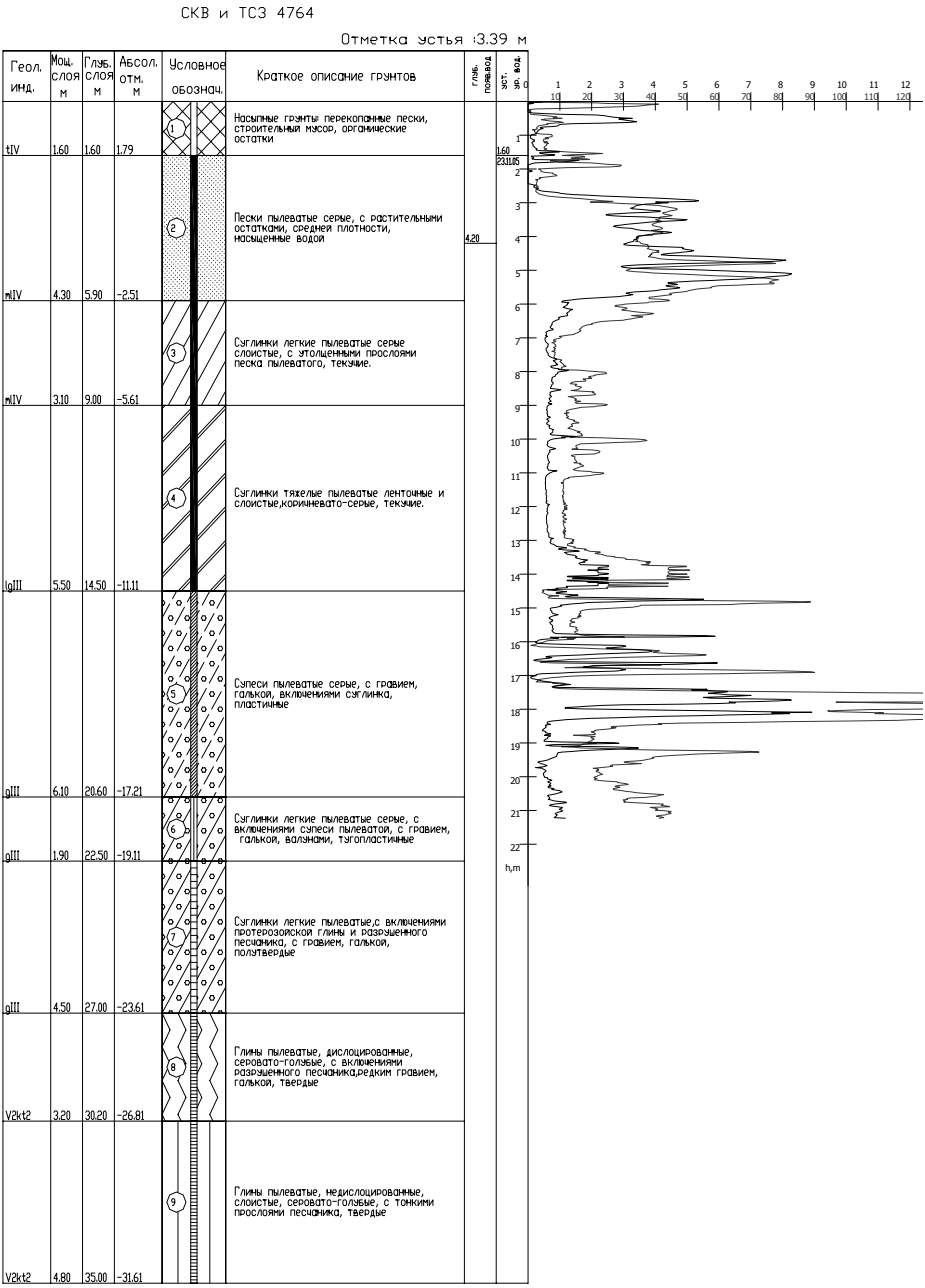


Рис. 9.40. Инженерно-геологические условия площадки

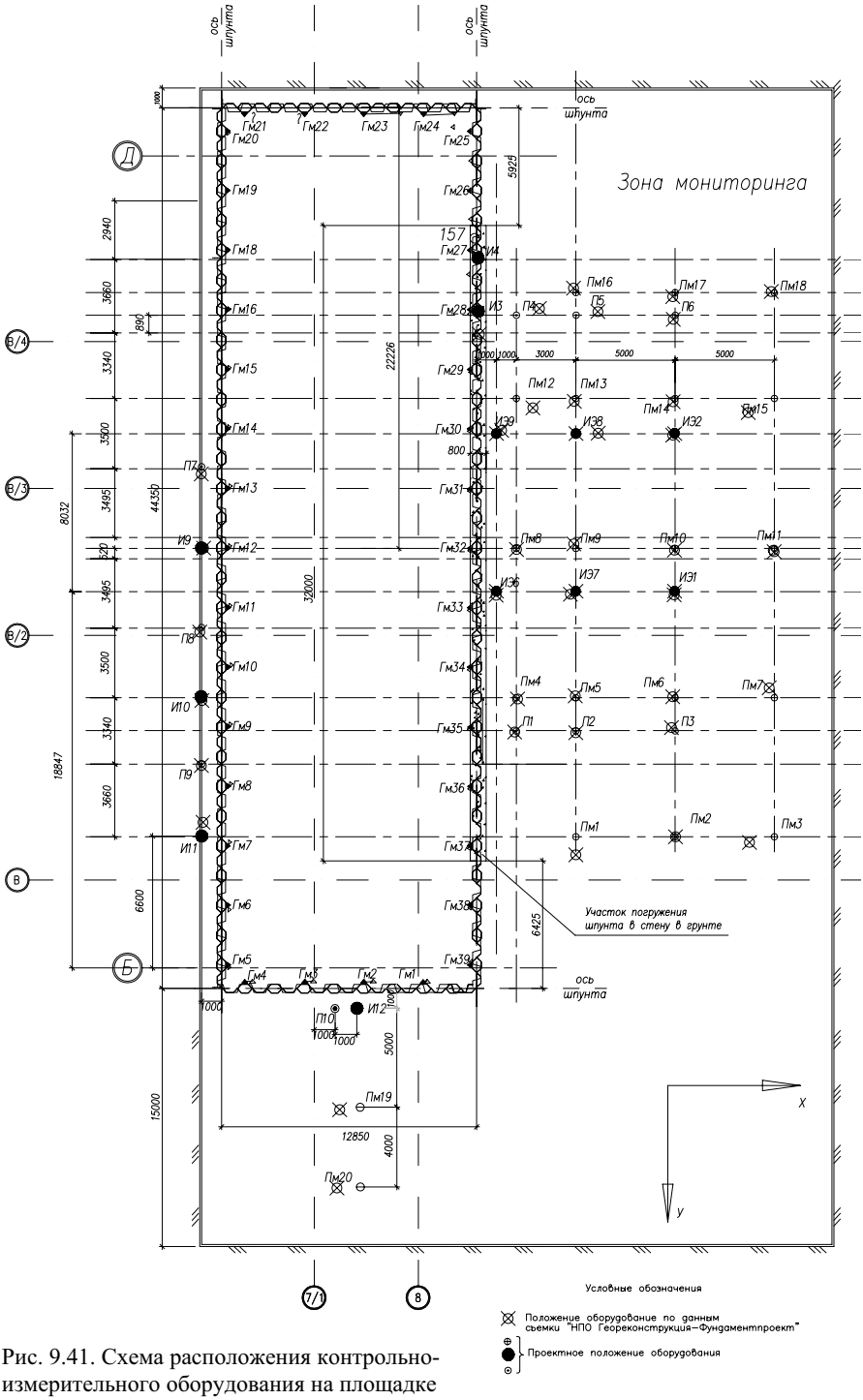


Рис. 9.41. Схема расположения контрольно-измерительного оборудования на площадке

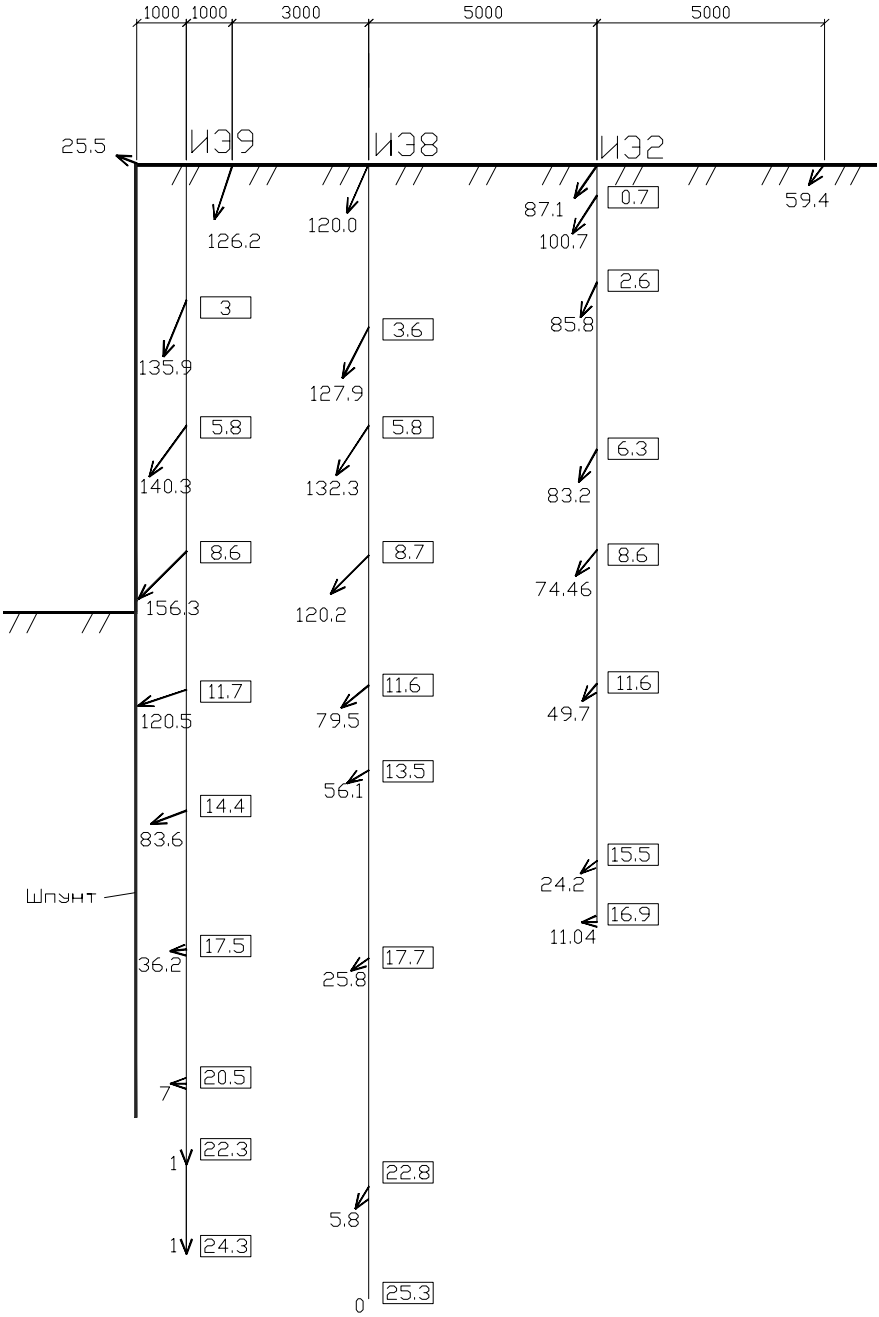


Рис. 9.42. Вектора перемещения массива грунта по створу инклинометров-экстензометров 9-8-2. Подписаны величины перемещений (мм) и глубины точек измерения

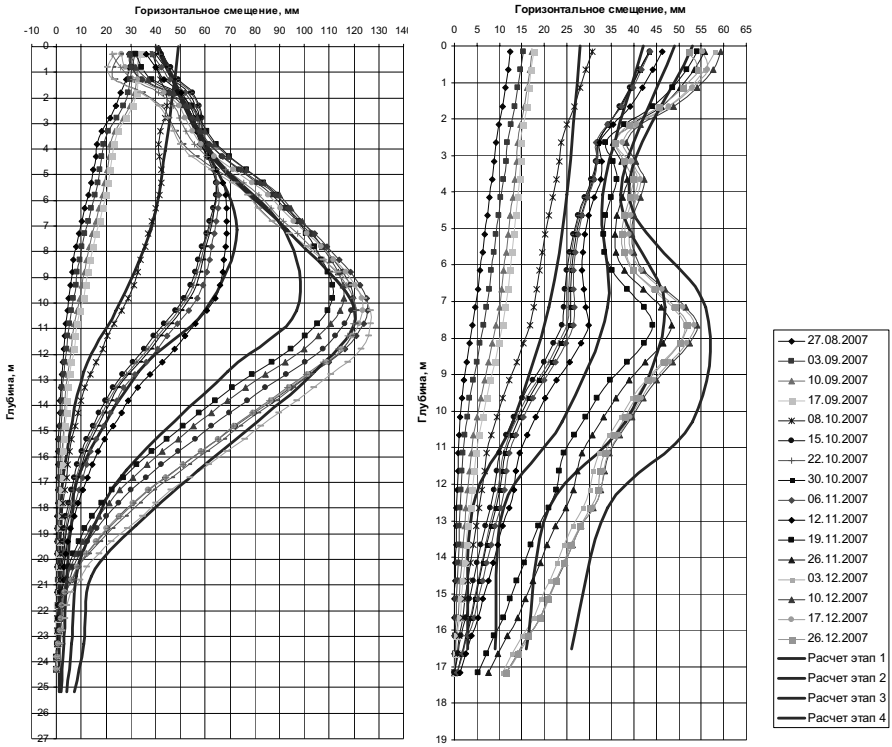


Рис. 9.43. Сравнение результатов расчетов с использованием упруговязко-пластической модели и натурных наблюдений по инклинометрам на расстоянии 1 и 10 м от шпунтового ограждения

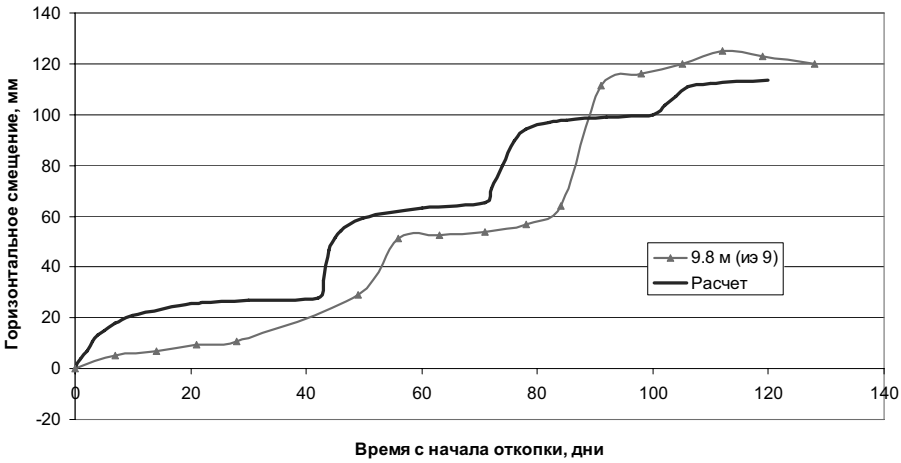


Рис. 9.44. Сравнение развития во времени горизонтальных перемещений массива грунта на глубине 9.8 м по расчету с использованием упруговязко-пластической модели и по результатам натурных наблюдений

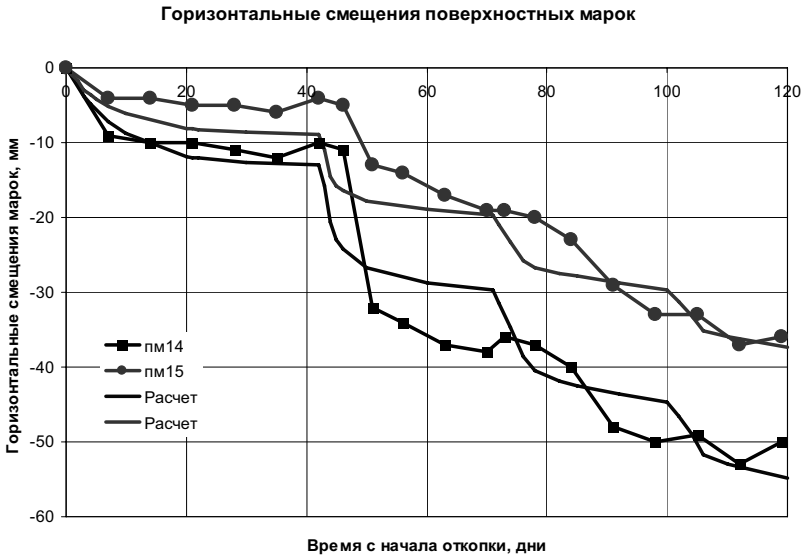


Рис. 9.45. Сравнение развития во времени вертикальных перемещений поверхности грунта на расстоянии 10 м (марка 14) и 15 м (марка 15) от шпунтового ограждения по расчету с использованием упруговязкопластической модели и по результатам натурных наблюдений

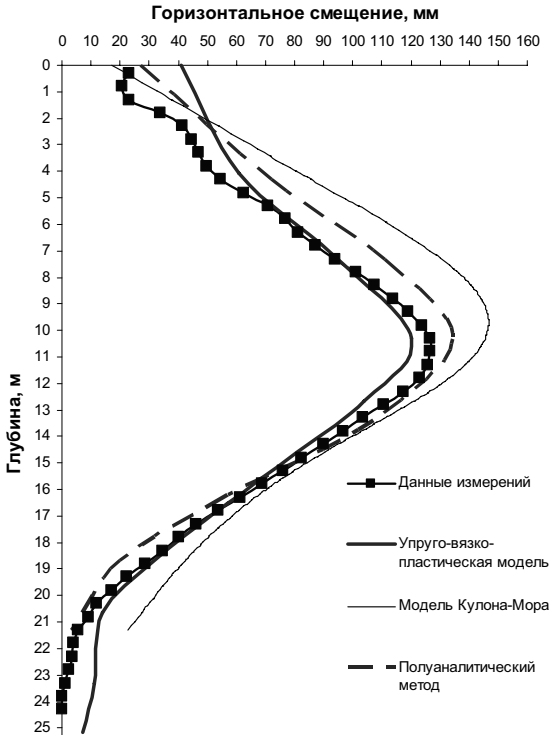


Рис. 9.46. Сравнение горизонтальных смещений ограждения по результатам наблюдений с расчетами по различным моделям

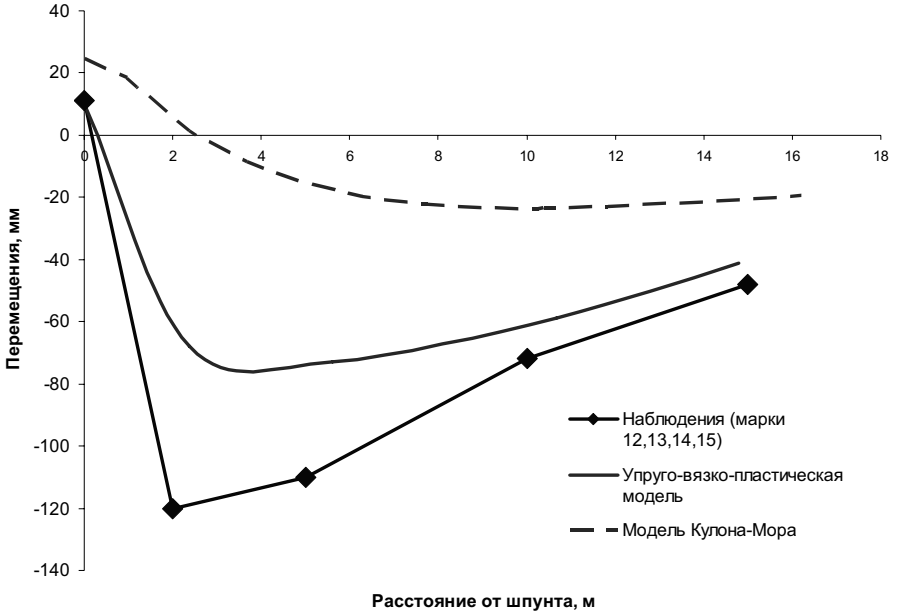


Рис. 9.47. Сравнение вертикальных смещений поверхности грунта по результатам наблюдений с расчетами по различным моделям

9.2.7. Анализ деформаций массива грунта при устройстве котлована подземного сооружения

Весьма важным для развития подземного строительства в условиях слабых грунтов представляется опыт, накопленный на одном из самых крупных подземных сооружений в Санкт-Петербурге, возведенном на пл. Восстания в 2009 году.

На пятне застройки размерами в плане 137×87 м был устроен подземный объем глубиной до 14 м для размещения подземного паркинга и технических помещений, а сверху него – многоэтажное коммерческое здание. Объем подземной части составил 117.5 тыс. м^3, часть подземного пространства имеет 3 этажа с глубиной 11.0 м, а часть – четыре этажа с глубиной 13.5 м. Регулярная сетка колонн 16×8.1 м позволила применить технологию top-down для обеспечения неподвижности ограждающих стен котлована. Площадка двумя сторонами вплотную примыкает к исторической застройке, а двумя другими выходит на городские магистрали. Инженерно-геологические условия площадки аналогичны опытной площадке у Московского вокзала (п. 9.2.5).

Для данной площадки достаточно очевидным решением являлся выбор монолитной стены в грунте в качестве ограждающей конструк-

ции с четырьмя уровнями распорных перекрытий, выполняемых по технологии top-down.

В представленном на экспертизу проекте подземного сооружения на пл. Восстания в качестве ограждения котлована было выбрано шпунтовое ограждение из шпунта типа HZ сортамента фирмы Arcelor длиной 24 м (с размещением нижнего конца шпунта в относительно податливых моренных отложениях с модулем деформации 9…12 МПа). Было предусмотрено высокочастотное вибропогружение шпунта.

По нашей оценке при реализации проектного решения осадки соседних зданий должны были составить не менее 10 см из-за недостаточной жесткости шпунтового ограждения, недостаточной его длины, а также из-за технологических воздействий при вибропогружении шпунта. Данная оценка базировалась на результатах натурных экспериментов, выполненных на соседней площадке у Московского вокзала в идентичных грунтовых условиях (см. п.9.2.5).

Эксперты заказчика и подрядчика пришли к аналогичным выводам (Mao-cai Zhao и др., 2009; ARUP, 2008). Тем не менее, авторы проекта не прислушались к доводам оппонентов и пошли по пути усиления соседних зданий и введения слоя закрепленного грунта. При этом, к сожалению, ни на одном из этих направлений не была достигнута необходимая степень безопасности соседней застройки.

Одно из соседних зданий было пересажено на наклонные буроинъекционные сваи типа «Титан» с центральным армированием. Как известно, в наклонных сваях возникают изгибающие моменты, величина которых возрастает по мере увеличения осадки здания. Несущая способность сваи по материалу при изгибе составляла порядка 2 кНм. Уже при осадках около 5 мм в такой свае возникают моменты, превышающие несущую способность по материалу, образуется 2 пластических шарнира и свая исключается из работы.

Усиление другого соседнего здания сваями не состоялось из-за отказа его владельца. В связи с этим авторы проекта внесли в документацию изменения, заменив шпунтовое ограждение в примыкании к этому зданию на монолитную стену в грунте толщиной 1 м. Весьма примечательно, что в итоге осадки не усиленного здания оказались ниже осадок усиленного, что подтверждает вывод о неработоспособности наклонных свай с центральным армированием.

На данной площадке выполнялись испытания наклонных свай, объединенных ростверком. Из испытаний был сделан неверный вывод о работоспособности свай по материалу, в то время как в действительности проводились испытания несущей способности свай по грунту.

Закрепление слоя грунта толщиной 3 м ниже дна котлована по струйной технологии авторы проекта предложили выполнить фрагментарно (рис. 9.48). При проектировании параметров слоя закрепленного грунта необходимо учитывать его реальную деформативность, которая (как и для любой распорной системы) зависит от расстояния между ограждающими конструкциями, сжимаемости материала и толщины закрепленного слоя. Согласно расчетам слой закрепленного грунта толщиной около 3 м с модулем деформации порядка 400 МПа при ширине котлована 87 м получает сжатие 4 см, что приводит к сверхнормативным осадкам окружающей застройки. Для получения желаемого результата (перемещение ограждения, а, следовательно, и осадка не более 2 см) необходимо увеличивать толщину закрепленного слоя вдвое. Очевидно, что такое закрепление грунта становится экономически неэффективным. Эффективность фрагментарного закрепления грунта распорной системы еще более сомнительна.

Проектные решения базировались на результатах расчетов, выполненных в программе PLAXIS, с использованием модели Кулона-Мора. Как отмечалось выше, недостатком этой модели является некорректный учет деформаций грунта при разгрузке. В результате этой особенности в расчетах получается аномальное поднятие дна котлована, в которое вовлекается окружающий массив грунта, что приводит к псевдоэффекту снижения расчетных осадок окружающих зданий. При этом по расчетам авторов проекта соседние здания получали дополнительную осадку 3 см, превышающую предельно допустимую для зданий 3 категории технического состояния.

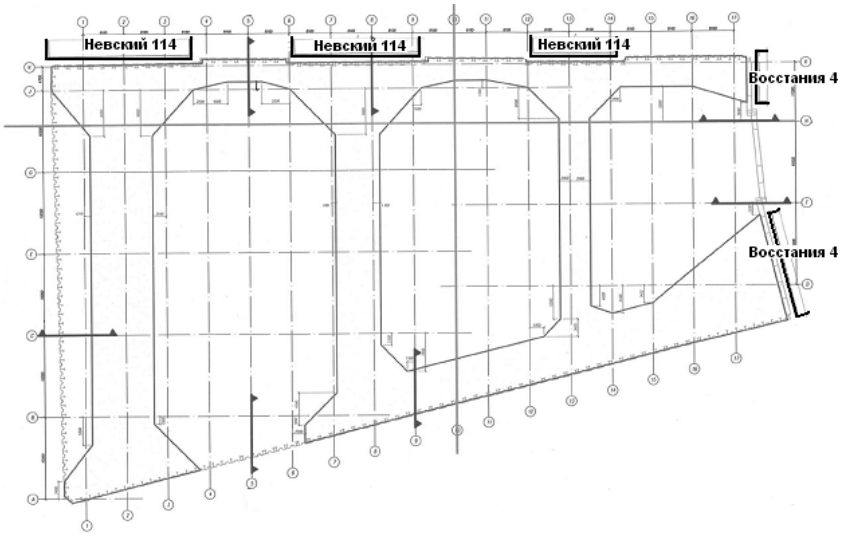


Рис. 9.48. Расположение зон грунта, закрепленного по технологии jet-grouting.

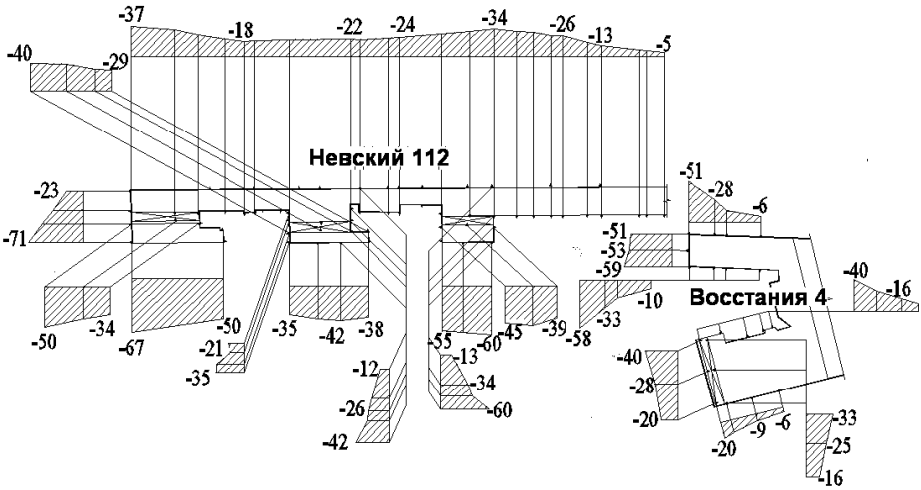


Рис. 9.49. Эпюры развития осадок соседних зданий на момент, предшествующий откопке котлована (октябрь 2009 г.).

Таким образом, проект устройства подземного сооружения изначально содержал следующие недостатки:

- опасность развития технологических осадок на стадии вибропогружения шпунта;
- недостаточную жесткость и длину ограждения котлована;
- неэффективное усиление фундаментов соседних зданий;
- неработоспособное закрепление грунта по струйной технологии.

На этапе вибропогружения шпунта, который выполнялся одновременно с устройством свай и барретт, дополнительные осадки соседних зданий вдвое превысили допускаемые петербургскими нормами пределы и достигли 62 мм (рис. 9.49).

К сожалению, заказчик и проектировщик не разделяли мнения оппонентов о потенциальной опасности проектного решения и приложили усилия для реализации проекта на строительной площадке без изменений.

В условиях, когда подрядчик не мог ни изменить проектное решение, ни отказаться от его реализации, единственной возможностью избежать опасности разрушения соседней застройки оставалось использование эффекта развития деформаций грунтов во времени. Очевидно, что понятие «конечная деформация» может быть отнесено только к некоторому отдаленному моменту времени. Каждый этап откопки котлована занимает вполне определенное время, в течение которого конечные деформации массива грунта могут не успеть реализоваться. За это время можно попытаться успеть включить в работу

очередной диск перекрытий.

При рассмотрении процесса развития деформаций во времени чрезвычайно важно отметить влияние расструктуривания грунта на скорость развития деформаций. Очевидно, что степень нарушения природной структуры грунта после вибропогружения шпунта и устройства свай и баретт на данной площадке можно было оценить путем устройства опытного котлована. Однако проектировщик отказался от этого, в результате чего площадка в целом стала местом проведения рискованного эксперимента.

В сложившейся ситуации нами совместно с подрядчиком была выработана следующая тактика, базирующаяся на анализе результатов мониторинга.

По измерениям деформаций массива грунта в период откопки первого и второго яруса подземного сооружения оценивались реальные реологические характеристики грунтов. На этих этапах угроза существованию соседней застройки еще не проявлялась. Обратным расчетным анализом данных измерений определялись реологические параметры расчетной модели работы грунта. Расчеты выполнялись с использованием упруговязкопластической модели программы FEM-models. Далее строился прогноз развития деформаций на последующих этапах откопки с учетом максимально возможной скорости производства работ. Прогноз развития деформаций окружающей застройки, сделанный нами в мае 2009 г по результатам первого этапа откопки, приведен на рис.9.50 (кривая 1). В рамках плоской задачи слой закрепленного грунта моделировался сплошным слоем с усредненными характеристиками, хотя в реальности он был выполнен фрагментарно. Изгиб инклинометров в месте устройства слоя закрепленного грунта на начальных этапах позволял надеяться на его включение в работу. Исходя из поведения грунтов при откопке первых двух ярусов, был дан прогноз, что при условии завершения откопки котлована за 300 дней прирост осадок окружающих зданий составит 4 см, а с учетом неизбежного последействия (поскольку развитие осадок грунта не может остановиться мгновенно) – 5 см.

Следует признать, что ожидание работоспособности слоя закрепленного грунта было неоправданным. На первых этапах откопки котлована лента закрепленного грунта вдоль шпунта работала как «якорь», увеличивающий сопротивление на сдвиг. На последующих этапах откопки, очевидно, это сопротивление было преодолено и дальнейшее развитие деформаций приблизилось к расчетной кривой без учета закрепления грунта (рис. 9.50).

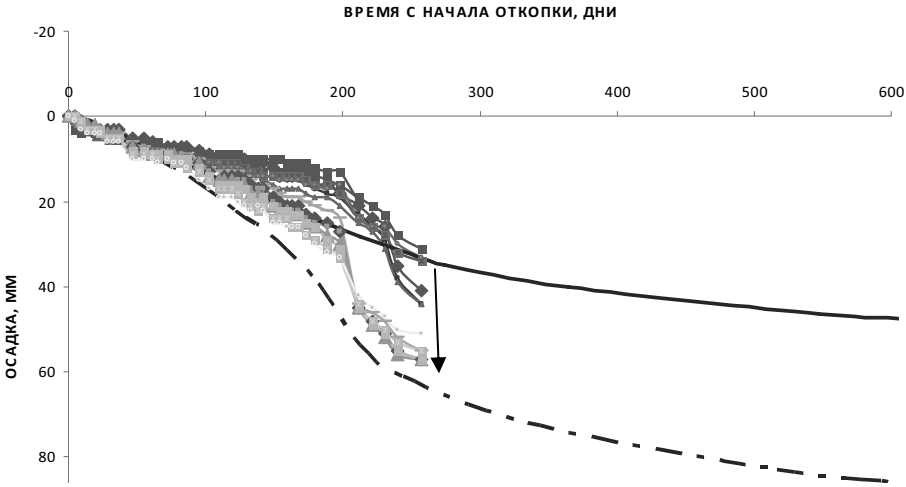


Рис. 9.50. Сопоставление данных расчета и результатов наблюдений по результатам прогноза с учетом слоя закрепленного грунта (май 2009 г., верхняя кривая) и без учета закрепления грунта (нижняя кривая). Стрелкой показано вероятное время превышения сопротивления участка закрепленного грунта

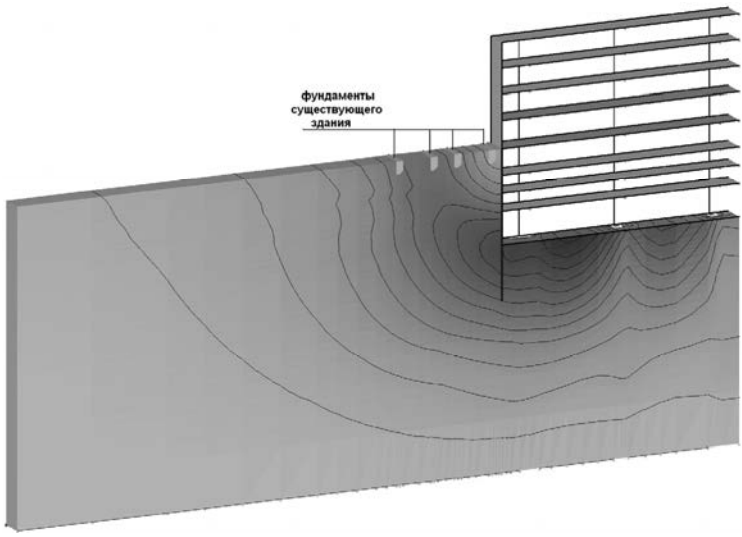


Рис. 9.51. Изолинии максимальных перемещений массива грунта (видна тенденция образования круглоцилиндрической поверхности скольжения).

Самым тревожным результатом расчета можно признать тенденцию к образованию круглоцилиндрической поверхности скольжения (рис.9.51), несмотря на наличие ограждения, распорных уровней и свай в основании строящегося здания.

Профессиональная организация работ на строительной площадке позволила подрядчику мобилизовать все ресурсы для скорейшего завершения работ по откопке нижнего яруса и устройству нижней распорной плиты ростверка.

В итоге удалось остановить дополнительные осадки соседней застройки от откопки котлована на уровне 60 мм (рис. 9.50), что в совокупности с осадками от технологических воздействий на этапе устройства ограждения и свай составило 96 мм (рис. 9.52). Максимальные технологические осадки на этапе устройства ограждения и свай, как и следовало ожидать, получили межевые стены соседних зданий. На этапе откопки котлована, в полном соответствии с расчетом, максимальные перемещения получили более удаленные стены зданий. В мульду оседания была вовлечена зона более 30 м вокруг строительной площадки.

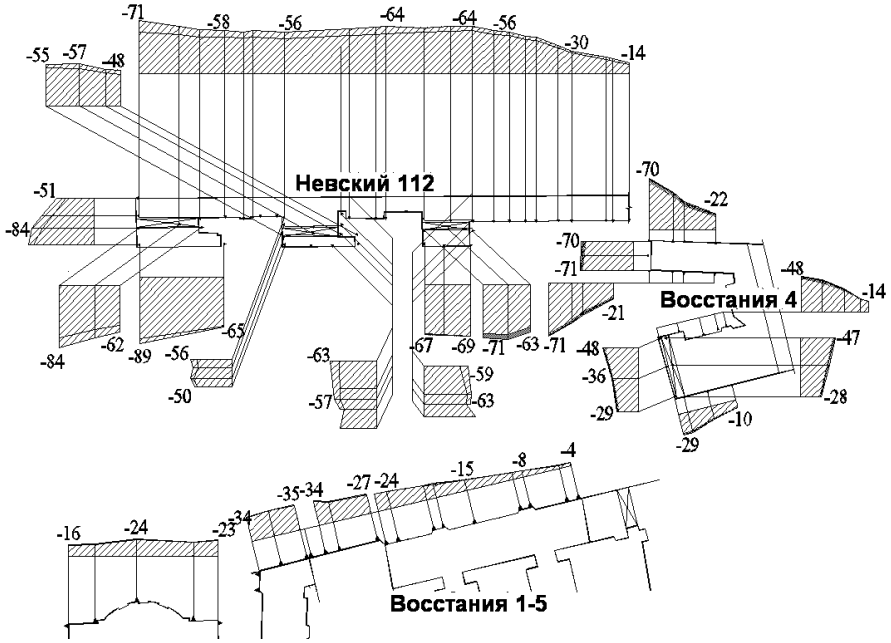


Рис. 9.52. Суммарные дополнительные осадки соседних зданий при строительстве подземного сооружения

Сверхнормативные осадки получили здания на расстоянии 20 м от края котлована, в том числе расположенный на противоположной стороне улицы Восстания вестибюль метрополитена.

Осадка окружающей застройки происходила совершенно синхронно с горизонтальными смещениями ограждения котлована (рис. 9.53).

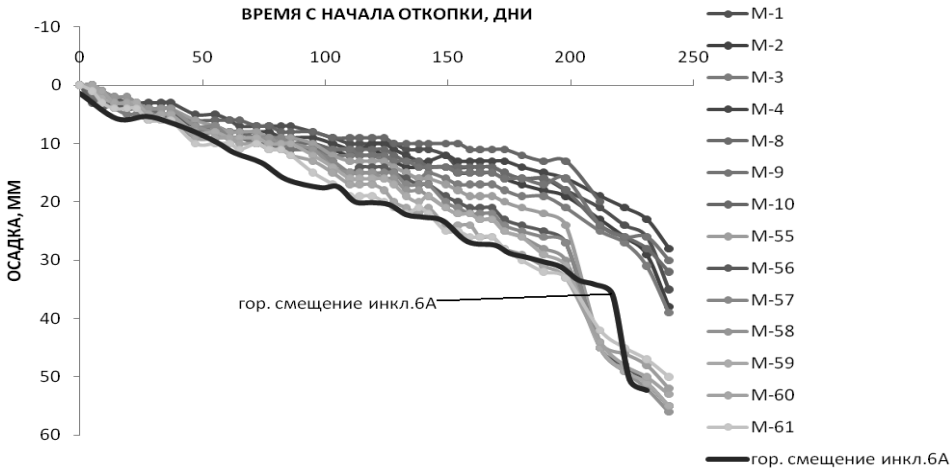


Рис. 9.53. Сравнение вертикальных осадок марок и максимальных горизонтальных перемещений по данным инклинометра 6а на глубине 14 м.

Последние достигли 53 мм в тот же момент, когда прирост осадки ближайшего здания на фазе откопки котлована достиг 50 мм. Далее измерения по инклинометрам не проводились. В целом форма изгиба ограждения котлована, определенная по инклинометрическим наблюдениям, удовлетворительно совпадает с расчетным прогнозом (рис. 9.54).

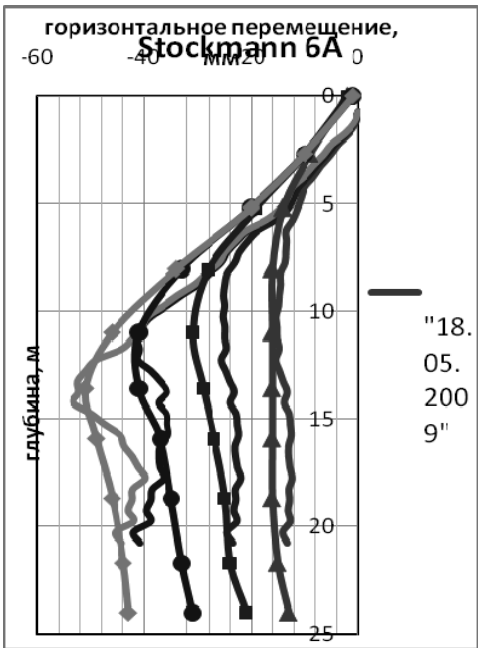


Рис. 9.54. Сравнение результатов инклинометрических измерений по скважине 6а с результатами расчетов

Таким образом, сохранение окружающей застройки в данной геотехнической ситуации можно признать заслугой исключительно подрядной организации, сумевшей организовать производство работ по устройству котлована по технологии top-down в кратчайшие сроки. В проекте не содержалось каких-либо инструментов по обеспечению безопасности соседних зданий при возникновении нештатных ситуаций (технологической задержки отдельных этапов работ, срыве сроков из-за перерывов финансирования и т.п.). Проект был сопряжен с высокими рисками, которые не были должным образом проанализированы авторами проекта. В связи с этим данный объект, по нашему глубокому убеждению, не может рассматриваться как пример для подражания, а напротив, должен служить предостережением. Несмотря на максимальную интенсификацию работ подрядчиком, осадки соседней застройки достигли 10 см, и только своевременное усиление надземных конструкций зданий позволило избежать аварийного сценария развития событий.

9.3. Методология проектирования подземных сооружений с учетом развития деформаций во времени

Проведенные в Санкт-Петербурге натурные исследования устройства глубоких котлованов предоставляют уникальный материал для научного анализа и позволяют разработать методы расчета подземных сооружений, наиболее точно согласующиеся с реальностью. При развитии методов расчета ограждения котлована возможно два принципиально различных пути: разработка простейших эмпирических методов, позволяющих наиболее просто приблизиться к результатам наблюдений, и развитие методов расчета, основанных на анализе физических закономерностей работы глинистых грунтов. Преимуществом первого подхода является простота расчетных методов, однако в этом случае возможности прогноза деформации массива грунта являются весьма ограниченными. По результатам наблюдений на опытных площадках в качестве такого простейшего метода расчета можно рекомендовать полуаналитический метод с определением коэффициентов постели по формуле (9.1). Преимуществом второго подхода является большая универсальность методики расчета. Уточнение характеристик работы грунта и улучшение качества моделей является перспективным для решения самого широкого класса геотехнических задач.

Простейшая упруго-пластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона-Мора, при стандартном назначении характеристик работы грунта, как показывает анализ, не позво-

ляет адекватно отразить характер работы основания. Для более корректного описания работы грунта представляется необходимым использовать модели, позволяющие описывать различие в работе грунта при нагружении и разгрузке, а также существенно нелинейную работу грунта при деформациях формоизменения, проявляющуюся в трехосных испытаниях. Кроме этого, для расчета подземных сооружений представляется крайне важным моделировать реальную скорость развития деформаций основания. Как показывает сравнение результатов наблюдения и расчетов, применение упруговязкопластической модели позволяет с удовлетворительной точностью описать развитие деформаций массива грунта с учетом фактора времени, что дает возможность рекомендовать эту модель для расчета подземных сооружений, в том числе в условиях плотной городской застройки.

Выполненный нами анализ развития во времени деформаций ограждения котлованов и окружающего массива грунта позволил установить, что скорость деформирования грунтов в случае их расструктуривания возрастает на один-два порядка. В том случае, если при производстве работ «нулевого цикла» удается сохранить природную структуру грунта, первые сантиметры горизонтального смещения ограждения котлована могут накапливаться на протяжении нескольких недель и даже месяцев, а при расструктуривании грунта они происходят в течение нескольких часов или суток. В рамках предложенной упруговязкопластической модели это выражается в уменьшении начальной вязкости с $\eta_0 \approx 100c_u$ [кПа·год] до $\eta_0 \approx 1{,}0c_u$ [кПа·год], где c_u – параметр недренированной прочности.

Здесь возникает весьма существенный, на наш взгляд, вопрос, каким путем следует идти при проектировании подземного сооружения. Первый путь заключается в максимальной «эксплуатации» свойств грунтов ненарушенной структуры. В этом случае затраты на распорные и ограждающие конструкции оказываются минимальными. При этом высок риск утраты природной структуры грунта вследствие нарушения технологии, техногенных воздействий на площадке и вокруг нее. Могут быть нарушены и установленные проектом сроки производства работ. Все эти риски вполне реальны и могут привести к негативным последствиям вплоть до разрушения соседней застройки.

Второй путь заключается в том, что изначально предполагается неизбежность расструктуривания грунта либо возможность неопределенной задержки сроков производства работ по устройству котлована. В этом случае грунт работает как «тяжелая жидкость», и мероприятия, обеспечивающие допустимые деформации соседней застройки, оказываются за гранью экономической целесообразности. Очевидно, что и первый, и второй путь сами по себе ведут в тупик: первый не обес-

печивает надежность соседней застройки, второй закрывает всякие перспективы подземного строительства. Возможен ли выход из этого тупика?

На наш взгляд, поиска третьего пути здесь не требуется, достаточно увязать между собой первый и второй пути решения проблемы.

Очевидной причиной противоречия является то, что к «оптимистическим» расчетам (в предположении сохранения природной структуры грунта) и к «пессимистическим» расчетам (в предположении полного расструктуривания грунтов) методологически некорректно применять один и тот же критерий допустимых деформаций соседней застройки.

Как мы уже отмечали, устройство подземных сооружений в условиях городской застройки на слабых грунтах относится к повышенному уровню риска. А, следовательно, к конструированию ограждений глубоких котлованов надо подходить как к устройству сооружений повышенного уровня ответственности, поскольку аварии котлованов могут привести к человеческим жертвам. Для сооружений повышенного уровня ответственности требуется выполнять расчеты на противодействие так называемому прогрессирующему обрушению. Для случая глубокого котлована это означает не только рассмотрение отказа элемента конструкции, но, главным образом, изучение возможных нештатных технологических ситуаций. Самой очевидной и реалистичной является задержка во времени процесса устройства подземного сооружения, в том числе, установки очередного яруса распорных креплений. Также вполне реальной является угроза расструктуривания слабых глинистых грунтов.

Представляется целесообразным ввести следующее требование к проектированию глубоких котлованов: *расчеты подземных сооружений в условиях городской застройки необходимо проводить по двум группам предельных состояний, как для самого проектируемого сооружения, так и для соседней застройки.*

Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям) должен выполняться, исходя из требований (2.2) по допустимым дополнительным деформациям соседней застройки от всей суммы воздействий, связанной со строительством объекта. На основании этого расчета выбирается конструкция ограждения котлована и система его крепления, обеспечивающая допустимые деформации соседней застройки при принятой последовательности и скорости производства работ с соблюдением штатных технологических режимов. В этом случае очень важно точно прогнозировать скорость развития деформаций основания во времени, принимая адекватные реологические модели. Здесь возникает необходимость четкой увязки решений, полученных

расчетчиком-геотехником с графиком подрядчика по предельно допустимым срокам производства каждого этапа работ, значимого для безопасности соседней застройки. Эти сроки должны быть согласованы еще на стадии формирования геотехнической концепции. Очевидно, что наиболее экономичное решение ограждающих и распорных конструкций можно получить, если обеспечить сохранность природной структуры грунта. В этом случае в геотехнических расчетах развитие деформаций во времени можно описывать упруговязкопластической моделью, а параметр начальной вязкости может определяться по соотношению $\eta_0 \approx 100c_u$ [кПа·год] . Для реализации проектных решений, в основу которых положен принцип сохранения природной структуры грунта, необходимо:

1. ограничить техногенные воздействия в период устройства котлована (не допускать динамических воздействий как внутри котлована, так и вокруг него, исключить работы по устройству свай, погружению шпунта и т.п., ограничить движение транспорта вокруг котлована);
2. не допускать нарушений последовательности ведения работ и щадящих технологических режимов;
3. строго соблюдать проектные сроки каждого этапа работ по устройству котлована.

Очевидно, существуют высокие риски нарушения этих условий по объективным и субъективным причинам (задержка финансирования объекта, ошибки строителей и пр.). Проект, основанный исключительно на предположении о сохранности природной структуры грунта и не имеющий инструментов по противодействию аварийному сценарию развития событий, по нашему глубокому убеждению, не имеет права на существование. Здесь вполне уместна аналогия с общепринятым сегодня подходом по противодействию прогрессирующему обрушению: ошибка в производстве работ или задержка сроков их выполнения не должны приводить к катастрофическому разрушению соседней застройки. Представляется целесообразным ввести в практику геотехнических расчетов понятие *расчета соседней застройки по первой группе предельных состояний*. Соседняя застройка должна быть рассчитана по прочности и устойчивости при воздействиях со стороны строительства подземного сооружения, связанных с неопределенными задержками во времени строительства и нарушением природной структуры грунта. Другими словами, нарушение щадящих технологических режимов и сроков производства работ не должно приводить к разрушению соседней застройки. Расчеты по первой группе предельных состояний для соседней застройки следует выполнять из условий обеспечения прочности и устойчивости основных не-

сущих конструкций на основе их совместного расчета с основанием. Усилия в конструкциях порождаются деформациями основания, обусловленными податливостью ограждения котлована. Деформации основания и ограждения котлована определяются расчетом для каждого предусмотренного проектом этапа работ по устройству котлована с учетом предельного расструктуривания грунтов и максимальной задержки сроков производства работ. В рамках упруговязкопластической модели полная потеря природной структуры грунта или максимальная задержка сроков выполнения работ описывается нулевым значением начальной вязкости. Иными словами, каждый этап производства работ предполагается бесконечно долгим или (что то же самое) на каждом этапе реализуется конечная деформация.

Исходя из расчетов по первой группе предельных состояний для соседней застройки, с учетом совместной работы конструкций соседних зданий и основания определяются предельные осадки зданий, соответствующие предельным усилиям в их конструкциях. Эти предельные деформации в большинстве практических случаев будут выше допустимых деформаций, установленных действующими нормами для расчетов по второй группе предельных состояний. В первом приближении можно полагать, что предельные дополнительные деформации (означающие опасность разрушения соседних зданий) примерно в 3…5 раз выше допустимых дополнительных деформаций, установленных нормами. Для здания 3 категории технического состояния по петербургским нормам допускается дополнительная осадка 2 см. Очевидно, что величина осадки здания 10 см (ориентировочно предполагаемая нами как предельная) представляет реальную опасность для его существования. Это не означает, что такие деформации допустимы. Параметры ограждения должны быть выбраны таким образом, чтобы удовлетворить требованиям по двум группам предельных состояний. В техническом отношении превышение *допустимых* осадок (эта величина ограничивается, например, действующими петербургскими и московскими нормами) означает частичную или полную потерю эксплуатационной пригодности здания. Превышение *предельных* осадок по первой группе предельных состояний для соседней застройки означает угрозу катастрофического обрушения. В юридическом отношении превышение допустимых осадок означает возникновение имущественной ответственности виновной стороны, а превышение предельных осадок может быть связано с уголовной ответственностью.

В практике ведущих геотехнических фирм мира такой подход не нов, например фирма Soletanche-Bachy практикует при интерактивном мониторинге за ведением работ на сложных объектах «принцип све-

тофора». Зеленый свет – отсутствие проблем, желтый включается, если деформации превышают допустимые значения, а красный загорается при превышении предельного уровня деформаций. Эти моменты возможного перехода в зону опасных режимов должны определяться расчетами, тестированными на целом ряде объектов.

Нам представляется, что имеющиеся в нашей стране и за рубежом расчетные программы, рекламируемые как универсальные для всех видов грунтов и любых регионов, не учитывают специфики слабых структурно-неустойчивых грунтов, какие имеют место в Петербурге. Предлагаемая нами упруговязкопластическая модель, реализованная в программном комплексе FEM-models, примечательна тем, что позволяет рассматривать в рамках единого подхода весь спектр геотехнических задач, независимо от масштабов времени моделируемых явлений. Она позволяет удовлетворительно описывать и быстрые процессы, такие как вдавливание свай или статическое зондирование грунтов (происходящие в течение минут и часов), моделировать штамповые испытания и испытания свай статическим нагружением (происходящие в течение часов и суток), процесс развития деформаций ограждения котлованов (длящийся недели или месяцы), а также длительные осадки зданий и сооружений (на протяжении десятилетий их существования). Такой широкий диапазон применимости единой модели свидетельствует об адекватности заложенных в ее основу предпосылок и о перспективности ее использования для решения практических задач. Применение упруговязкопластической модели в рамках изложенной методологии расчета соседней застройки по двум группам предельных состояний обеспечивает возможность безопасного подземного строительства в условиях городской застройки на слабых грунтах.

Ниже приведены примеры практического использования изложенной методологии проектирования и применения в расчетах предложенной упруговязкопластической модели на реальных объектах в Санкт-Петербурге.

9.4. Пример проектного решения устройства подземного объема здания Второй сцены Мариинского театра

Вторая сцена Государственного академического Мариинского театра в Санкт-Петербурге задумана известным французским архитектором Домиником Перро как рационально функционирующий комплекс разновысоких объемов зрительного зала, сцены, арьерсцены, репетиционных залов, служебных и технических помещений, перекрытый оболочкой полупрозрачного «золотого кокона» (рис. 9. 55).

Под всем зданием предусматривается устройство трехэтажного подземного объема с отметкой пола нижнего этажа –10,2 м БС. Отметка покрытия самого верхнего этажа +42,6 м. Размеры здания в плане 154×77 м (неправильная трапеция).

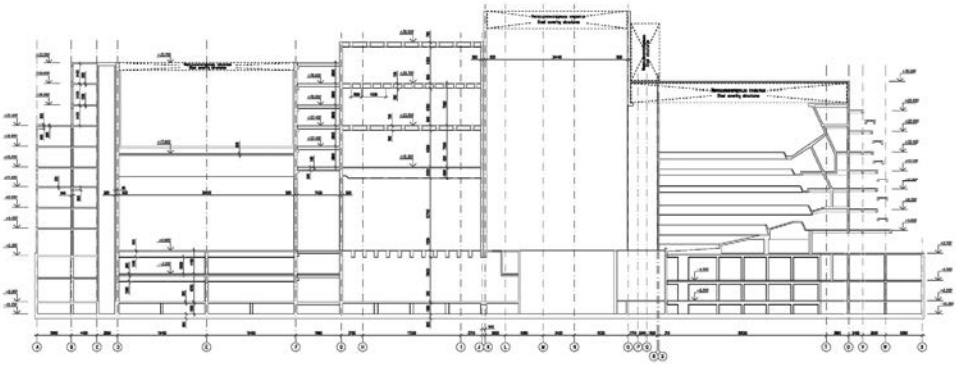


Рис. 9.55. Продольный разрез здания второй сцены Мариинского театра

Несущие конструкции здания (внутренние стены, колонны, балки, плиты перекрытий) были предусмотрены из монолитного железобетона, исключение составляли несущие конструкции большепролетных покрытий над помещениями последних этажей здания, которые выполнялись в виде стальных балочных клеток и ферм.

Весь надземный объем здания был разделен деформационными и звукоизоляционными (акустическими) швами на 10 независимых деформационно-акустических блоков (рис. 9.56).

Исключение составлял нижний этаж (ниже относительной отметки – 8,0) о котором следует сказать особо. Поскольку в нем не предполагалось функционирование каких-либо театральных технологий и габариты помещений не были строго лимитированы, специалисты института «Георeконструкция» предложили превратить пространство этого этажа в жесткую коробчатую конструкцию с поперечными и продольными балками-стенками. Такой конструктивный прием позволил нам решить сразу несколько задач: 1) создать единую жесткую коробчатую платформу под всем зданием, позволяющую более равномерно распределить нагрузки на свайное основание; 2) исключить проблему продавливания сваями свайного ростверка путем размещения свай под балками-стенками; 3) благодаря коробчатой конструкции стал возможен весьма рациональный вариант устройства подземного объема здания (подробнее об этом будет сказано ниже).

Выше отметки – 8,0 несущие конструкции предусматривались в виде системы монолитных железобетонных стен, пилонов, колонн, балок, плоских и ребристых плит перекрытий. Большепролетные пе-

рекрытия, опирающиеся по четырем сторонам, выполнялись с перекрестными балками в обоих направлениях либо с балками в одном, меньшем по длине, направлении.

Общая устойчивость каждого деформационно-акустического блока каркаса здания и восприятие горизонтальных нагрузок от конструкций «золотого кокона» обеспечивалась монолитными железобетонными ядрами жесткости – системой внутренних стен здания и стен лестничных клеток.

Балконы зрительного зала и наружные балконы, расположенные вокруг зрительного зала под «золотым коконом», предусматривались в виде монолитных железобетонных ребристых плит, опирающихся на две линии монолитных железобетонных стен по периметру зрительного зала и на отдельные монолитные железобетонные колонны.

Стены лестничных клеток в зависимости от конструкции деформационно-акустических блоков каркаса здания предусматривались либо в виде монолитных железобетонных шахт (как правило), либо в виде кирпичных стен, опирающихся на перекрытия.

Результат огромной работы, выполненной институтом «Геореконструкция», в ходе которой было проведено более сотни одних только пространственных расчетов, позволил сделать главный вывод: архитектура Доминика Перро, бесспорно, может быть воплощена в конструкциях.

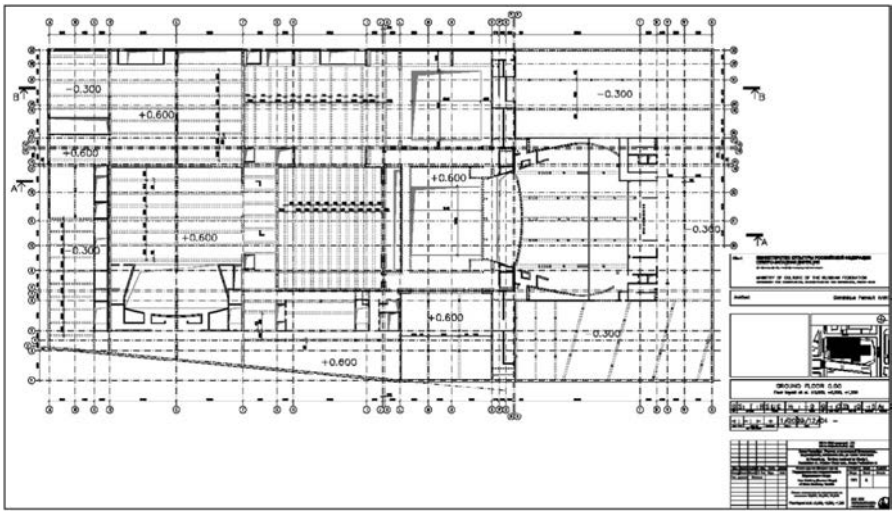


Рис. 9.56. План перекрытия первого этажа с расположением несущих балок

Отметки дневной поверхности территории, на которой строился театр, варьируют от +2,3 до +2,5, что соответствует наиболее низким отметкам Литориновой террасы. Территория находится в дельте реки Невы и непосредственно примыкает к Крюкову каналу

Под насыпными грунтами она образована послеледниковыми (m,l_{IY}), позднеледниковыми ($lg_{III}b$) и ледниковыми отложениями ($g_{III\,lz}$). На глубинах 23…26 м вскрыты коренные породы – верхнепротерозойские (котлинские глины). Инженерно-геологические условия площадки были изложены выше в п. 9.2.6 и представлены на рис. 9.57.

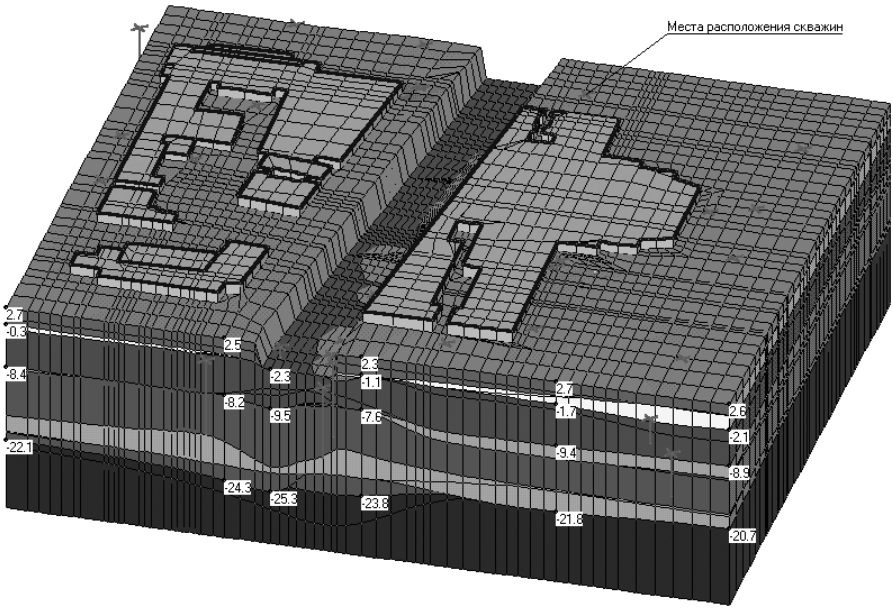


Рис. 9.57. Пространственная картина грунтового напластования в районе строительства второй сцены Мариинского театра

В данной геотехнической ситуации наиболее эффективным является вариант свайных фундаментов, опирающихся на слабосжимаемые протерозойские отложения. Глубина погружения свай от дневной поверхности составляет около 29 м. Поскольку в этом случае нагрузки от здания передаются на слои протерозойских отложений, кровля которых находятся на 14…15 м ниже дна котлована, нет оснований ожидать расструктуривания этих грунтов, а также существенной релаксации напряжений при разгрузке массива в процессе разработки котлована. В этом случае можно вполне обоснованно учитывать эффект разгрузки основания при выемке грунта, что согласуется с требованием отечественных норм. Как уже указывалось, при учете веса вынутого грунта дополнительные нагрузки на основание оказываются

незначительными, что позволяет считать вариант свайных фундаментов близким к безосадочному.

В выполненных расчетах (в запас) положительное влияние снятия нагрузки при разработке котлована не учитывалось. Расчеты производились на полный вес здания без учета веса вынутого грунта. Как показали расчеты, даже при таких предпосылках осадки здания на свайных фундаментах не превышают предельно допустимых по ТСН 50-302–2004 (15 см). Максимальные осадки достигают 9 см (рис. 9.58, 9.59), а относительные неравномерности осадок для варианта свайного фундамента не превышают предельно допустимых значений (0,002).

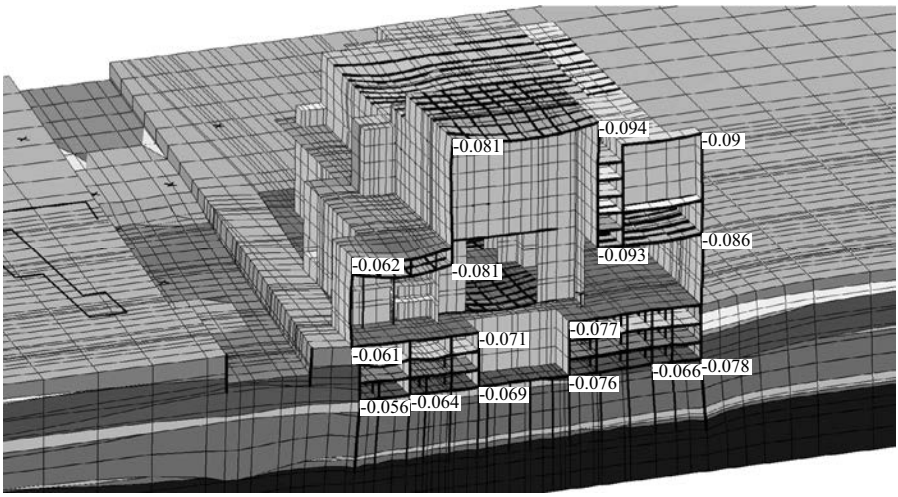


Рис. 9.58. Деформированная схема здания при свайном варианте фундаментов. Разрез поперек здания по сценической коробке. Максимальная величина осадок – 9 см

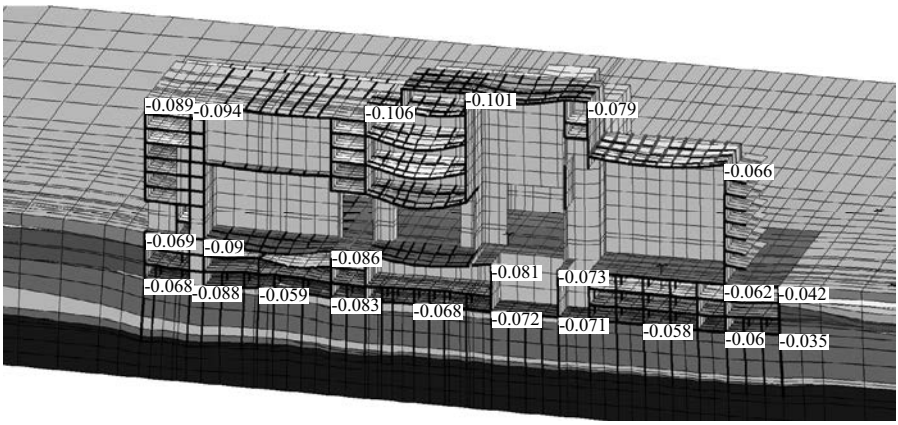


Рис. 9.59. Деформированная схема здания при свайном варианте фундаментов. Разрез вдоль здания. Максимальная величина осадок – 9 см

Подземный объем здания имеет размеры в плане 82×155 м и глубину 11,5 м. С четырех сторон к нему примыкают: Крюков канал (расстояние до 15 м), Минский пер. (расстояние до ближайшей застройки ~15 м), пр. Декабристов и ул. Союза Печатников (расстояние до ближайшей застройки ~30 м).

При устройстве подземного объема возникают две основные проблемы: обеспечение устойчивости откосов и исключение водопритока в котлован.

Очевидно, что при откопке котлована ниже уровня грунтовых вод необходимо водопонижение. Возникновение депрессионной воронки вокруг котлована может сопровождаться выносом частиц грунта из-под фундаментов соседних зданий или сохраняемых конструкций и увеличением эффективных напряжений в грунте. Оба явления приводят к росту осадок зданий. Следовательно, в рассматриваемом проекте следовало тщательно проработать вопрос устройства противофильтрационной завесы (ПФЗ). Очевидно, что ПФЗ должна быть заведена в надежный водоупор, в качестве которого могут рассматриваться полутвердые моренные отложения. Наличие на сравнительно небольших глубинах (около 23 м БС) твердых глин венда (протерозоя) позволяет рассматривать их и в качестве надежного опорного слоя и гарантированного водоупора. В рамках настоящей концепции глубина погружения наружного ограждения котлована была принята равной 22…24 м (до слоя протерозойских отложений).

При возведении многоэтажных подземных объемов часто применяется технология top-down, когда в качестве распорной системы, обеспечивающей устойчивость ограждения котлована, используются диски перекрытий, из-под которых последовательно осуществляется выборка грунта. Однако в связи с тем, что архитектурное решение Доминика Перро не предусматривало единой отметки для перекрытий минус первого и минус второго этажей, а также в связи с необходимостью устройства акустических швов, разделяющих здание на 11 блоков, технология top-down на данном объекте была признана нами неэффективной.

Нами были рассмотрены все возможные в данной геотехнической ситуации варианты, позволяющие минимизировать горизонтальные смещения стенки и обеспечить ее устойчивость. Проведенные расчетно-аналитические исследования серии возможных вариантов устройства подземной части позволили выявить оптимальную схему устройства проектируемого подземного сооружения в рассматриваемой геотехнической ситуации.

Основной идеей принятой концепции устройства подземного объема здания являлось предварительное создание замкнутой несущей

плоской рамы коробчатого сечения по контуру подземной части здания, воспринимающей активное давление грунта. Концепция предусматривала устройство наружной и внутренней стен ограждения. Учитывая негативный опыт применения в Санкт-Петербурге технологии устройства стен котлована из буронабивных свай, а также отсутствие на момент разработки проекта (2005 – 2007 гг.) позитивного опыта изготовления монолитной стены в грунте в условиях распространения петербургских слабых грунтов, весь спектр возможных геотехнологий исчерпывался вибропогружением шпунта. Первоначально наружный ряд шпунтового ограждения, который требовалось устроить до глубины 24 м, мы предполагали разместить в предварительно изготавливаемой под защитой бентонито-цементного раствора лидерной выработке по технологии «стена в грунте» (такой вариант был реализован на Комендантской пл. – см.п.9.2.4). Лидерная проходка предназначалась для исключения опасных динамических воздействий при встрече валунов, которые могли содержаться в отложениях морены. Успешное вибропогружение шпунта на опытном котловане (см.п.9.2.6) позволило отказаться от этого страховочного мероприятия и тем самым существенно снизить стоимость подземного строительства. Как в дальнейшем показал проведенный институтом «Георeконструкция» мониторинг, такое решение было вполне оправданным: влияние технологии вибропогружения шпунта на соседние здания не превысило 5 мм.

Согласно предлагаемой концепции работы по устройству котлована под проектируемое здание Мариинского театра выполняются в 7 этапов (см. рис. 9.60):

1. Разработка пионерного котлована на глубину до 2 м и устройство части буронабивных свай до проектной отметки со дна пионерного котлована. Выполняются сваи, размещенные по контуру сооружения и в технологических объединительных траншеях.

2. Изготовление ограждения котлована по контуру подземного сооружения и будущих траншей (во внутренней части и в объединительных траншеях). Наружный ряд ограждения выполняется до глубины ~24 м от проектной отметки планировки, внутренний - до глубины ~18 м. При этом предусматривается разделение траншей на захватки длиной порядка 20 м, для чего погружаются поперечные ряды шпунта. Выполняется экскавация грунта с одновременным устройством распорных конструкций первого уровня. Распорные и обвязочные конструкции первого уровня монтируются на глубине ~2,5 м от проектной отметки планировки или на глубине ~0,5 м от отметки дна котлована.

3. Устройство распорных и обвязочных конструкций второго уровня. Распорные конструкции устраиваются на глубине ~ 3,5 м от

отметки дна пионерного котлована. Последовательно производится экскавация грунта до глубины ~ 6,5 м от отметки дна пионерного котлована.

4. Монтаж распорных и обвязочных конструкций третьего уровня. Распорные конструкции устраиваются на глубине ~6,5 м от отметки дна пионерного котлована. Последовательно производится экскавация грунта до проектной отметки дна котлована (~11,5 м от отметки существующей планировки). В случае выявления течи через внешнее ограждение котлована выполняется локальное инъекционное закрепление грунта.

5. Устройство части плитного ростверка (толщина плиты ~0,9 м) в разработанных траншейных участках. После твердения бетона производится снятие третьего уровня распорных и обвязочных конструкций.

6. Возведение коробчатой конструкции (до относительной отметки ~ –5,5 м) и дополнительных конструктивных распорок в свободном пространстве траншеи между плитным ростверком и вторым ярусом распорных конструкций. Таким образом, коробчатая конструкция изготавливается по всему контуру подземного сооружения и в соединительных траншеях.

7. Последовательная равномерная разработка грунта в трех внутренних котлованах, разборка систем распорных конструкций, извлечение внутренних рядов шпунтового ограждения и устройство со дна проектируемого котлована оставшихся буронабивных свай и монолитного железобетонного плитного ростверка. В освободившемся пространстве завершается выполнение конструкций подземной части проектируемого здания.

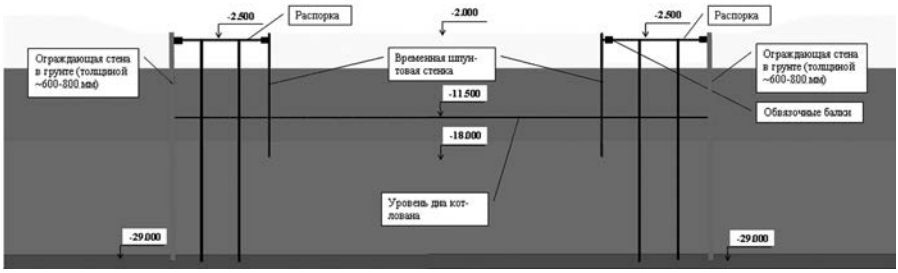
Предложенная концепция устройства подземной части здания в данной геотехнической ситуации является наиболее безопасной и надежной, поскольку:

работы производятся в не зависящих друг от друга захватках (отсутствуют вскрытие котлована на большой площади, что дает возможность своевременно оценить опасность и предотвратить развитие негативных тенденций);

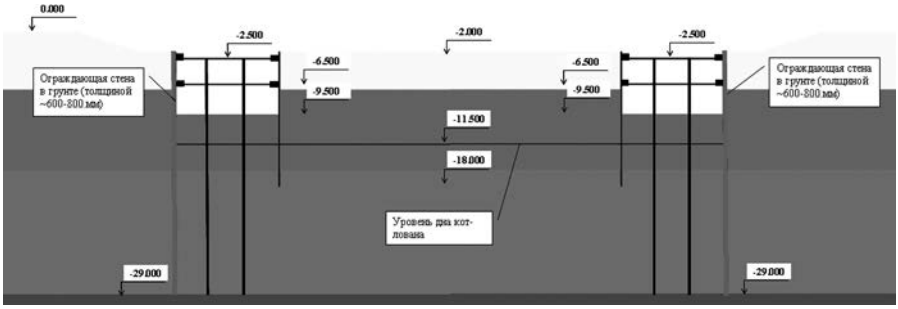
обеспечивается устойчивость стен ограждения котлована в результате устройства коробчатой конструкции в подземной части здания, воспринимающей активное давление грунта;

минимизируется риск развития недопустимых деформаций ограждения вследствие грубых ошибок при производстве работ.

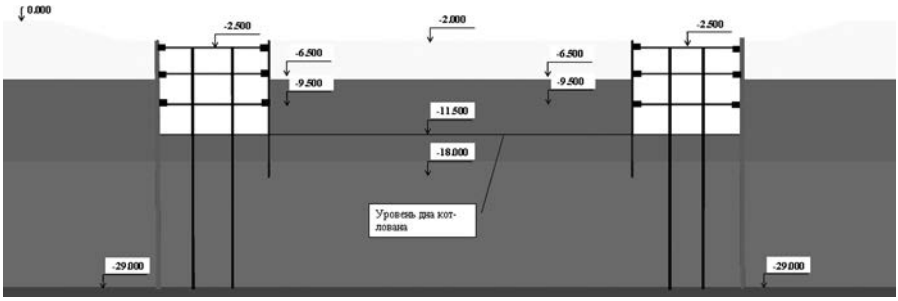
1. Вынос коллектора. Устройство пионерного котлована глубиной 2 м. Устройство части свай под здание со дна пионерного котлована



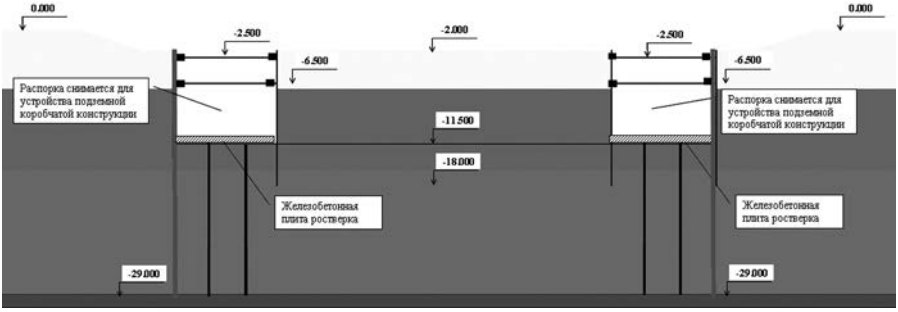
2. Выполнение стены в грунте по контуру сооружения и внутренних рядов шпунта. Установка верхнего ряда распорок. Выемка грунта до уровня второй распорки



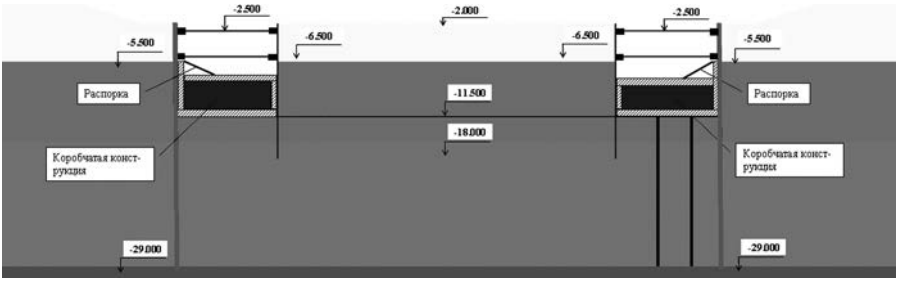
3. Установка второго ряда распорок. Выемка грунта до уровня третьей распорки



4. Установка третьего ряда распорок. Выемка грунта до дна котлована

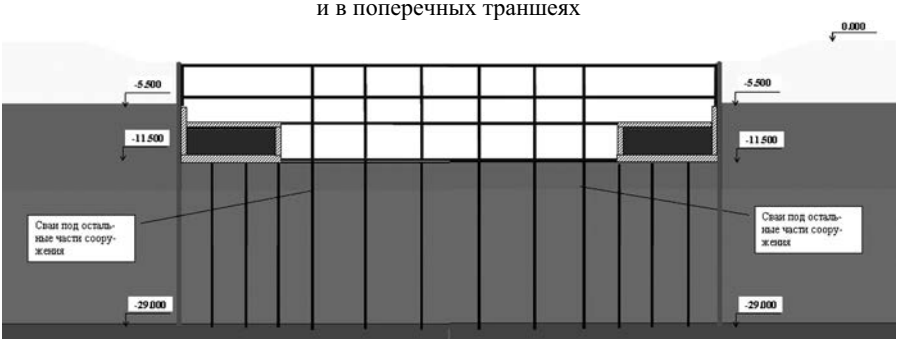


5. Устройство части фундаментной плиты в траншее



6. Устройство коробчатой конструкции в траншеях

7. Выполнение коробчатой конструкции по всему контуру сооружения и в поперечных траншеях



8. Равномерная выработка грунта по всему котловану. Удаление временных шпунтовых стенок. Устройство свай под оставшиеся части здания. Завершение конструкций подземной части

Рис. 9.60. Концепция устройства подземной части театра

Расчет шпунтового ограждения традиционным полуаналитическим методом осуществлялся поэтапно, в соответствии со стадиями откопки котлована. На каждой стадии рассматривались приращения перемещений, а также суммарные перемещения и усилия, достигнутые на данной стадии, с учетом всех предыдущих стадий.

Максимальный момент на погонный метр шпунтовой стенки достигает 306 кНм. Суммарные усилия в распорках на 4-м этапе достигают 362 кН, а на 5-м – 412 кН.

Таким образом, согласно полуаналитическому расчету, после разработки внутренних частей котлована на коробчатую конструкцию будет передано усилие около 412 кН (41,2 т).

Расчет ограждающих конструкций по упруговязкопластической модели был выполнен в плоской постановке. В расчетной схеме последовательно моделировались все стадии производства работ по устройству подземного сооружения. Процедура расчета состояла из 7 шагов:

0-й шаг: определение природного напряженного состояния;

1-й шаг: выработка пионерного котлована;

2-й шаг: устройство ограждающих конструкций (шпунтовой стенки и стены в грунте), устройство 1-го ряда распорок и выработка траншеи до уровня 2-го ряда распорок;

3-й шаг: устройство 2-го ряда распорок и выработка траншеи до уровня 3-го ряда распорок;

4-й шаг: устройство 3-го ряда распорок и выработка траншеи до уровня дна котлована;

5-й шаг: устройство части плиты ростверка и снятие 3-го уровня распорок;

6-й шаг: устройство коробчатой конструкции в траншее и последовательная выработка грунта во внутренней части котлована.

На 6-м шаге для моделирования податливости коробчатой конструкции в схему были введены специальные упругие связи, жесткость которых была подобрана по результатам расчета коробчатой конструкции в пространственной постановке.

В целом результаты расчета по упруговязкопластической модели (рис. 9.61-9.63) характеризуются бóльшими величинами перемещений и усилий в конструкциях, чем при использовании полуаналитического метода. Максимальный момент на 1 погонный метр в шпунтовой стенке достигает 441 кНм, а в конструкциях стены в грунте – 646 кНм. Суммарное усилие в распорках на 4-м шаге (на 4-м этапе выполнения работ) составляет 402 кН, на 5-м шаге (на 5-м этапе выполнения работ) – 495 кН. Таким образом, по упруговязкопластическому расчету после разработки внутренних частей котлована на коробчатую конст-

рукцию будет передано усилие около 495 кН (50 т).

В целом расчеты, выполненные полуаналитическими и численными методами в плоской постановке, показали, что конструкция на всех стадиях является устойчивой, а для восприятия полученных усилий необходимо подобрать сечение шпунта.

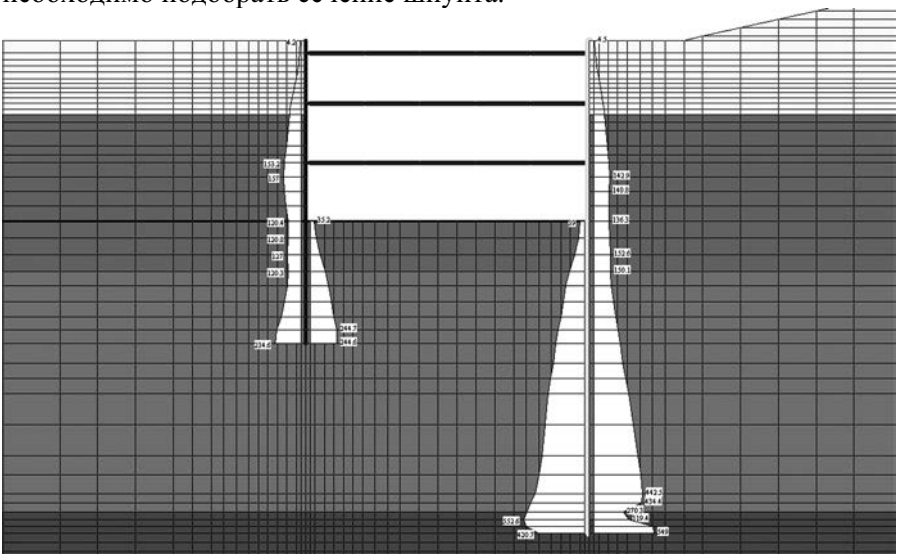


Рис. 9.61. Эпюры давления на ограждающие конструкции котлована (кПа) на 4-м этапе

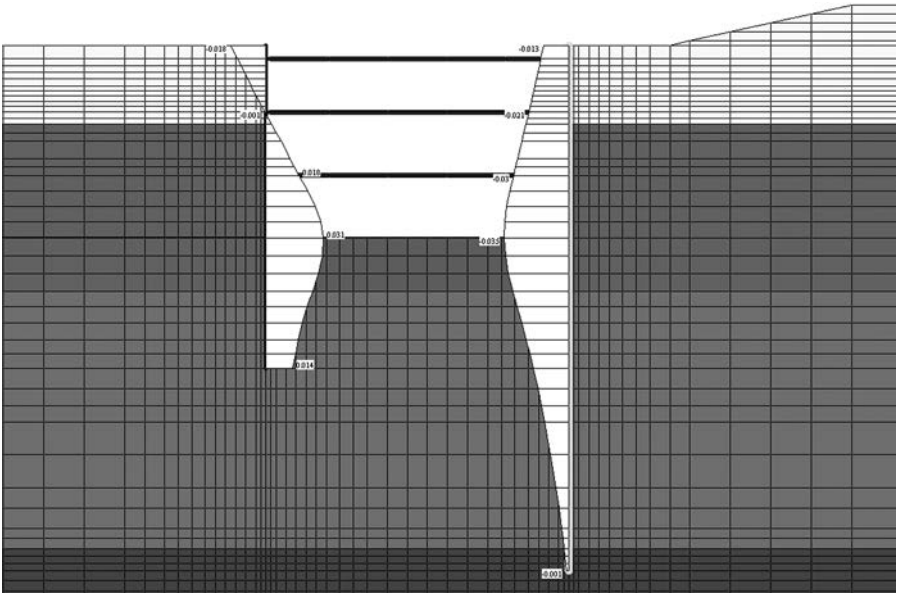


Рис. 9.62. Эпюры суммарных перемещений ограждающих конструкций (м) на 4-м этапе

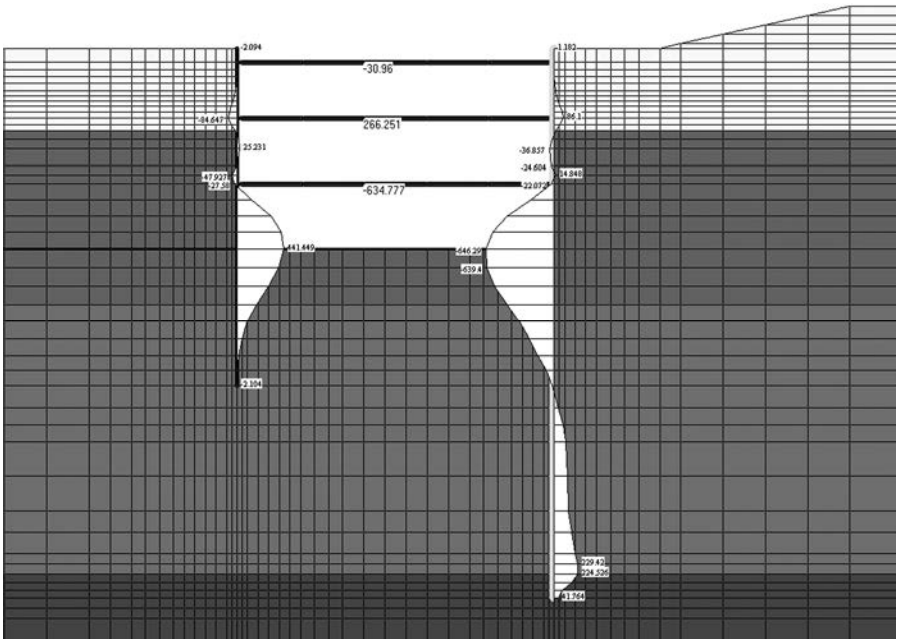


Рис. 9.63. Эпюры суммарных изгибающих моментов в ограждающих конструкциях котлована (кНм) и усилия в распорках на 1 пог. м длины (кН) на 4-м этапе

Расчет замкнутой плоской рамы коробчатого сечения, выполняющей роль распорной конструкции для наружного ограждения котлована, на период времени после выработки грунта в его внутренних частях производился на нагрузки, полученные в расчетах распорных систем при устройстве захваток в траншеях. На плане участков плиты ростверка (рис. 9.64) указаны геометрические размеры ростверка в захватках. В месте сочленения двух ортогональных захваток устраиваются уширения. Такой прием устройства плиты ростверка позволяет снизить деформации (и, как следствие, расчетные усилия) в конструкциях выполняемого подземного распорного сооружения. Для обеспечения совместной работы плиты ростверка и перекрытия (толщиной 300 мм), расположенного на относительной отметке –8,000 м, предполагается устройство внутренних монолитных поперечных стен, толщина которых принималась равной 500 мм. Внутренние поперечные несущие стены располагаются в двух центральных траншеях и вдоль контура коробчатого подземного сооружения с шагом 6…8 м (рис. 9.65). Для увеличения изгибной жесткости наружных стен по периметру подземной распорной конструкции устраивают временные распорные конструкции, передающие усилия на внутренние поперечные несущие стены в подземном сооружении.

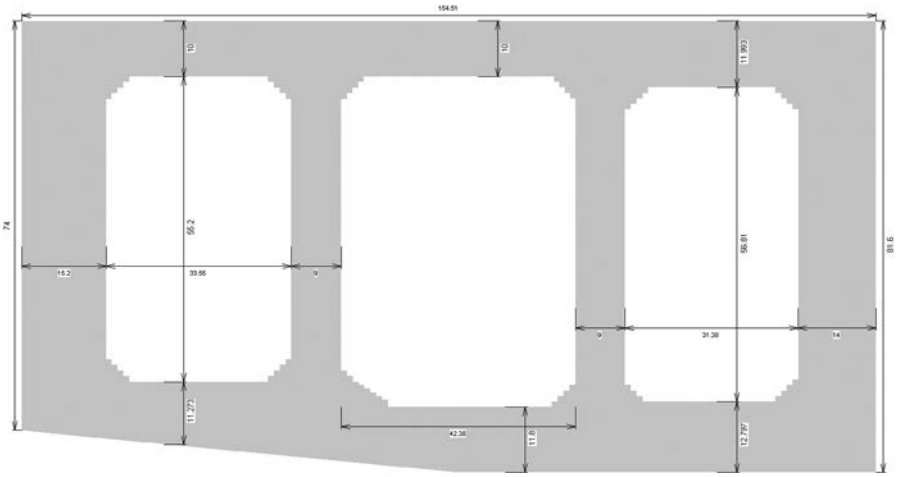


Рис. 9.64. План участков плиты ростверка, выполняемых в траншеях

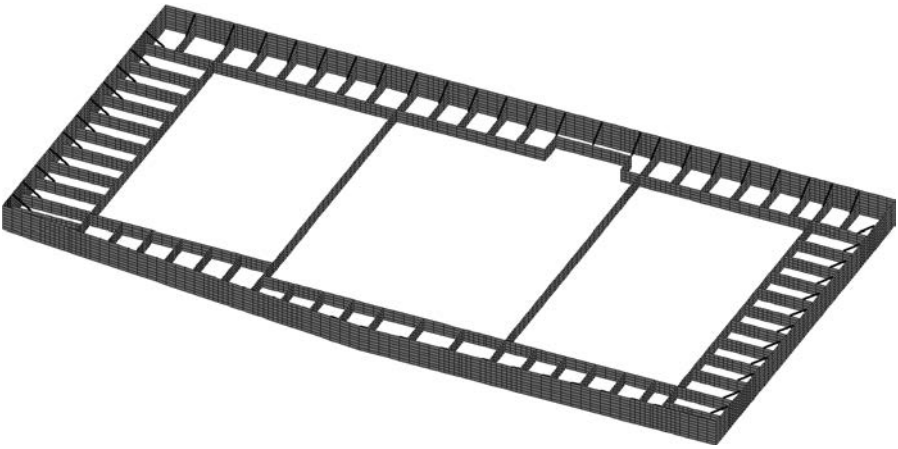


Рис. 9.65. Конструкции стен подземной части
и временные распорные крепления

Деформированная схема конструкций коробчатого распорного подземного сооружения приведена на рис. 9.66. Наибольшие горизонтальные смещения (от 2 до 5,5 см) наблюдаются в пролетных частях коробчатой конструкции (см. рис. 9.66). Расчет деформаций подземного сооружения выполнялся на расчетные нагрузки с учетом ползучести железобетона при длительном существовании котлована и образования трещин в изгибаемых железобетонных конструкциях.

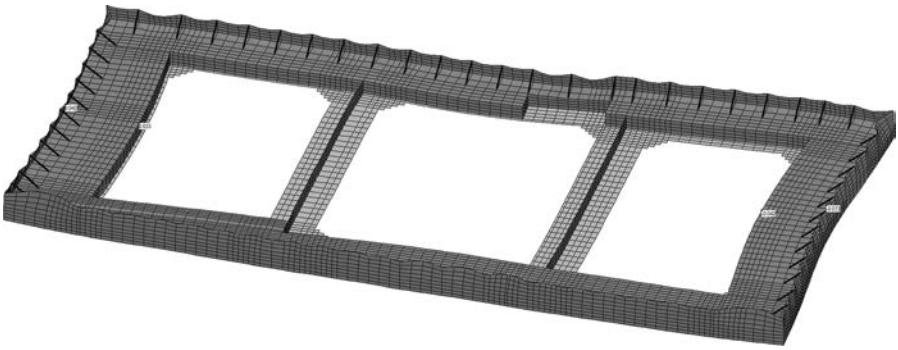


Рис. 9.66. Деформированная схема. Подписаны величины горизонтальных (в продольном направлении по рисунку) смещений (м) стен подземного сооружения

Изолинии продольных нормальных напряжений в плите ростверка приведены на рис. 9.67, 9.68. Наибольшие сжимающие напряжения в конструкциях ростверка составляют до 7200 кПа (в местах концентраций напряжений).

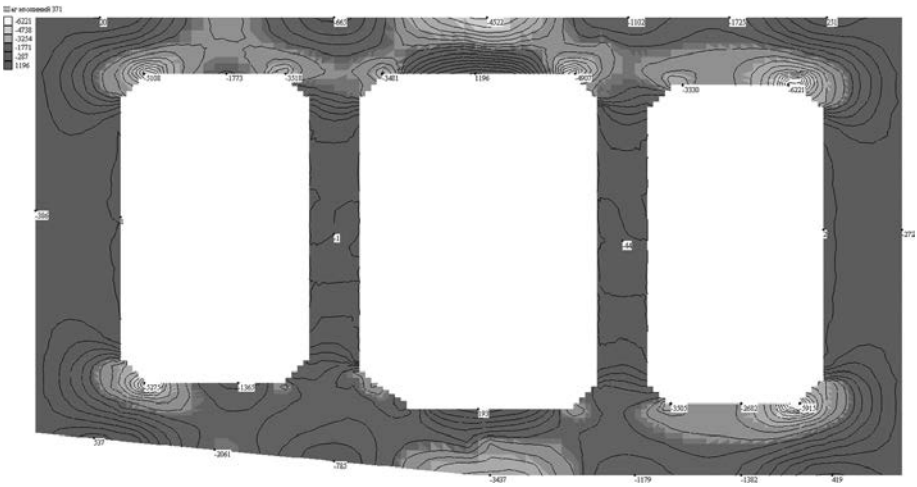


Рис. 9.67. Изолинии нормальных (в продольном направлении по рисунку) напряжений (кПа/пог. м) в плите ростверка

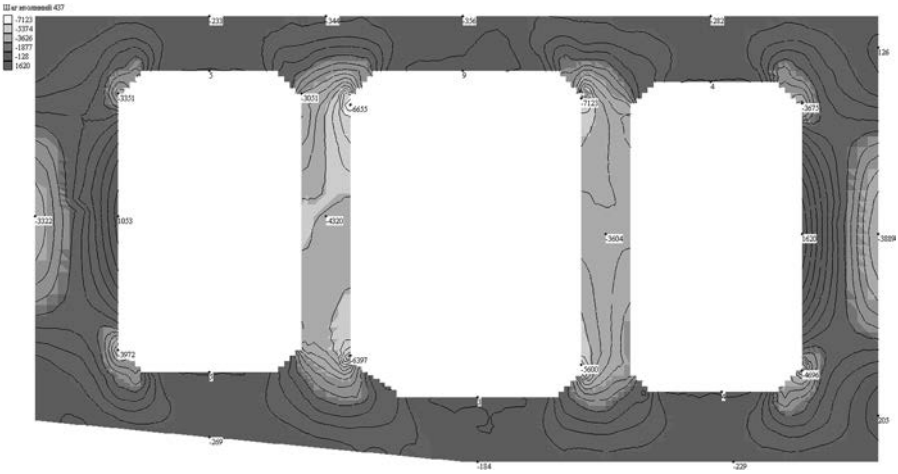


Рис. 9.68. Изолинии нормальных (в поперечном направлении по рисунку) напряжений (кПа/пог. м) в плите ростверка. Знак «минус» соответствует действию сжимающих напряжений

Таким образом, расчет показывает работоспособность коробчатой конструкции ограждения котлована и возможность восприятия подобной конструкцией усилий от давления грунта на период производства работ в котловане.

В целом серия выполненных расчетов ограждающих конструкций говорит об осуществимости работ нулевого цикла по предложенной схеме. Она позволяла ограничить объем работ, выполняемых в стесненных условиях (между рядами шпунта под защитой распорок), величиной порядка 40%, а 60% работ выполнять в открытом котловане (на «островах»).

Поскольку рассматриваемый объект задумывался как первое подземное сооружение в условиях плотной городской застройки на территории Санкт-Петербурга, при проектировании нами был принят подход, предписанный международными строительными нормами, а именно принцип интерактивного проектирования. Оно осуществляется по схеме: базовый проект – опытная площадка – корректировка базового проекта (при необходимости). Результаты натурных исследований работы ограждения котлована и массива грунта изложены выше в п. 9.2.6.

Следует отметить, что такой подход продемонстрировал свою эффективность. В ходе работ по устройству буронабивных свай под защитой обсадной трубы было допущено избыточное извлечение грунта, в результате чего соседние здания претерпели осадки до 20…30 мм. В итоге на этом простейшем этапе производства работ нулевого

цикла был исчерпан лимит допустимых деформаций соседней застройки, предписанный петербургскими геотехническими нормами (см. табл. 2.1). Перебор грунта из скважин при изготовлении свай привел к расструктуриванию слабых глинистых грунтов площадки, что отразилось на резком снижении их вязкости и, соответственно, на увеличении скорости деформирования массива грунта вокруг опытного котлована.

Учитывая эти обстоятельства, нами было предложено следующее компенсирующее мероприятие. Для минимизации дополнительных осадок соседних зданий в период откопки котлована было предусмотрено устройство слоя закрепленного грунта по технологии jet-grouting ниже дна котлована толщиной 2 м между рядами шпунта (рис.9.69). Слой формируется еще до откопки котлована и весьма эффективен в качестве дополнительной распорки необходимой жесткости при сравнительно небольшом расстоянии между ограждающими стенками. Это позволяло снизить прогнозируемые дополнительные осадки соседних зданий от откопки котлована до 10…16 мм, что в совокупности с уже накопленными осадками (20…30 мм) давало возможность ограничить необходимые ремонтные работы простейшими процедурами по инъецированию раскрывшихся трещин и не требовало дорогостоящих мероприятий по усилению оснований и фундаментов.

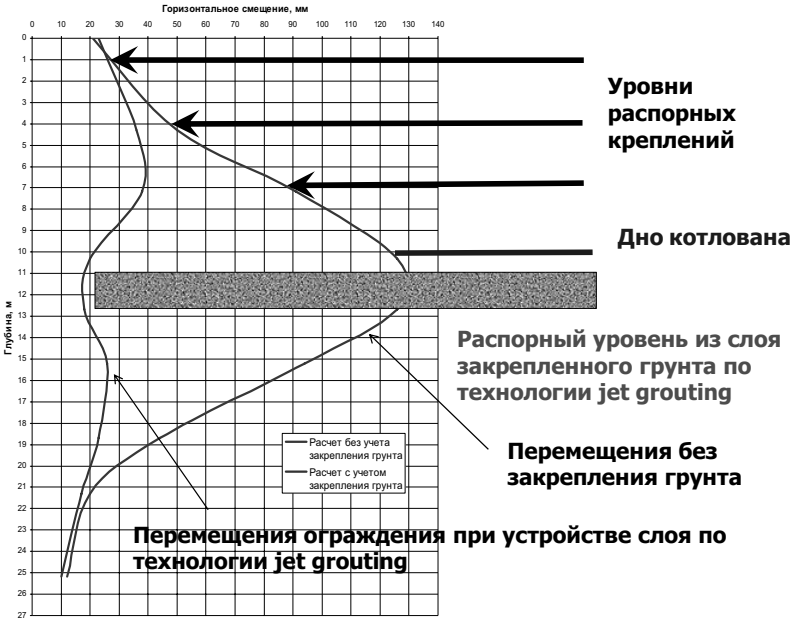


Рис.9.69. Эффективность устройства слоя закрепленного грунта по технологии jet-grouting

Изложенная геотехническая концепция была одобрена отечественной и зарубежной экспертизами.

Сегодня на площадке альтернативным проектировщиком реализован вариант устройства подземного пространства, в основу которого положена обычная технология top-down (к сожалению, из-за отсутствия проектного решения одновременное строительство здания вверх не было реализовано) всего лишь с одним непрерывным уровнем распорных дисков и слоем закрепленного грунта под днищем, изготовленным по технологии jet-grouting между рядами шпунта. По наружному контуру шпунтового ограждения был устроен массив из грунта, закрепленного по технологии jet-grouting на глубину 18 м толщиной порядка двух метров, который был усилен металлическими двутаврами №40, установленными с шагом 1м.

Согласно расчетам, выполненными авторами новой концепции, дополнительные осадки зданий окружающей застройки от реализации нового решения должны были составить 70…80 мм. Согласно результатам мониторинга осадки соседних зданий превысили 80 мм (Н.В. Ошурков, Р.А. Мангушев, В.Э. Гутовский, 2010).

В техническом отношении принципиальная разница устройства подземного сооружения по первоначальному и альтернативному проектам состоит в следующем:

- в первоначальном проекте откопка предполагалась узкими траншеями шириной 15 м с тремя уровнями распорных креплений и с четвертым уровнем – слоем закрепленного грунта;
- в альтернативном проекте откопка грунта была осуществлена в котловане шириной 80 м всего с одним уровнем распорных креплений (при реализации новой концепции слой грунта, закрепленный по технологии jet-grouting в интервалах глубин -12…-14 м в пределах между наружным и внутренним рядами шпунтового ограждения, перестает работать в качестве распорной конструкции, поскольку, во-первых, имеются обширные окна, составляющие 60% от площади котлована, в которых этот слой отсутствует, и, во-вторых, слой закрепленного грунта толщиной 2 м не в состоянии оказывать заметное сопротивление горизонтальным смещением ограждения котлована при работе на пролетах порядка 80 м);
- единственной компенсацией исключения трех уровней распорных креплений явилось устройство закрепленного массива шириной 2 м за наружным контуром шпунта по технологии jet-grouting, работоспособность которого при изгибных деформациях является весьма дискуссионной. Очевидно, что это решение существенно

уступает по жесткости системе, состоящей из шпунта и четырех уровней распорных креплений.

Убедительным свидетельством степени безопасности альтернативного варианта для соседней застройки является развернутые объемные работы по усилению всех ближайших к площадке зданий (они расположены на расстоянии 15 м и более). Комментарии здесь излишни.

9.5. Пример устройства подземного объема под историческим зданием Каменноостровского театра

Рис. 9.70. Каменноостровский театр. Начало реконструкции.

Каменноостровский деревянный театр (рис. 9.70) был построен в 1828 г. по проекту архитектора С. Шустова для выступления императорской оперной и балетной труппы на период реконструкции Большого Каменного театра (который позднее был перестроен в Петербургскую Консерваторию). Как отмечала критика того времени, театр вышел редкого изящества. Поэтому, спустя полтора десятка лет, было принято решение сохранить здание, подведя под него бутовые фундаменты (до этого нижние венцы здания опирались непосредственно на деревянные сваи). Театральный архитектор Кавос, выполнивший реконструкцию, полагал, что продлил жизнь театральному зданию лет на пятьдесят. Но деревянный театр простоял 180 лет, пережив бурные годы революций и войн. До 1930-х годов Каменноостровский театр использовался как склад, потом его отремонтировали и разместили в

нем телевизионный театр, а позже школу-студию танца. В России сохранилось всего два деревянных театра. Каменноостровский театр сегодня считается объектом всемирного наследия и состоит на учете ЮНЕСКО.

Новая жизнь Каменноостровского театр началась в 2006 г., когда Президент Российской Федерации в связи с 80-летием К.Ю. Лаврова передал его БДТ для размещения второй сцены.

За прошедшие два века существенным образом изменились требования к обеспечению комфорта зрителей. Действующие нормы требуют предусматривать в театре просторные фойе и кафе, удобные гардеробы, санузлы. Современный театр – как айсберг: большая часть его не видна зрителям. В ней располагается театральная технология – оборудование для нижней и верхней механизации сцены (должна быть предусмотрена возможность ступенчатого поднятия сцены, образования оркестровой ямы, размещения комплекса осветительной аппаратуры, подъемников декораций и пр.). В невидимой для зрителей части размещаются склады декораций, реквизита. Огромные объемы занимают вентиляционные камеры, поскольку воздух подается в зал с низкими скоростями, исключающими возникновение шума. Имеется также множество других необходимых для театра технических помещений.

Перед проектировщиками института «Георeконструкция» встала сложная задача: превратить деревянное здание в современный театр, имеющий оснащение по последнему слову театральной техники, и при этом сохранить исторический памятник в первозданном виде. Единственный способ удовлетворить двум этим, казалось бы, взаимоисключающим требованиям – спрятать все новое под землей, под зданием театра.

Аналогичная задача была решена португальским геотехником А. Пинто. Под историческим зданием театра Circo в Лиссабоне, непосредственно под зрительным залом, была устроена вторая сцена. Здание было пересажено на сваи усиления, которые по мере откопки котлована объединялись железобетонными ростверками. За весь период ведения работ осадки здания не превысили 8 мм. Такой замечательный результат был достигнут в сравнительно благоприятных инженерно-геологических условиях – при глубоком положении зеркала грунтовых вод, при залегании в основании песчаных отложений, при наличии скальных пород на небольших глубинах, служащих опорой свай усиления.

В Санкт-Петербурге имелся подобный успешный пример устройства подземного объема под памятником архитектуры: организация парадного вестибюля Константиновского дворца в Стрельне для входа

из Нижнего парка (см.гл.5). Исторические конструкции лоджий и гротов, образующих подпорное сооружение склона, на котором расположен дворец, были усилены буроинъекционными сваями, после чего в центральной части сооружения были понижены исторические отметки до 5 м для возведения парадной лестницы (Улицкий В.М., Шашкин А.Г., 2003).

При устройстве подземного пространства под Каменноостровским театром пришлось решить существенно более сложную геотехническую задачу. Прежде всего, театр расположен на берегу Невки, территория характеризуется высоким уровнем подземных вод. Каменный остров имеет сравнительно низкие абсолютные отметки поверхности и поэтому чаще подвергается подтоплению при наводнениях. В инженерно-геологическом строении территории принимают участие слабые глинистые отложения. По соседству с театром расположен памятник архитектуры – бывш. дача барона Клейнмихеля. Для обеспечения безопасности исторической застройки, были установлены следующие критерии: 1) дополнительная осадка здания театра от всех видов техногенных воздействий не должна превышать 20 мм, что соответствует реконструируемым зданиям 3-ей категории технического состояния по ТСН 50-302-2004; 2) дополнительная осадка дачи Клейнмихеля и ограды не должна превышать 10 мм за весь период ведения строительных работ на соседнем объекте, что является существенно более строгим ограничением, которое необходимо, поскольку здание имеет восстановленный декор; 3) уровень грунтовых вод на территории вокруг подземного сооружения не должен отличаться от природного более чем на 15 см; 4) уровень динамических воздействий при ведении строительных работ не должен превышать по показатель ускорения колебаний величину 0,15 м/с^2, что соответствует требованиям ТСН 50-302-2004 для рассматриваемой геотехнической ситуации и основано на исследованиях, проведенных в институте ВНИИГС. Последние два критерия можно удовлетворить, если соответственно обеспечить водонепроницаемость ограждения котлована подземного сооружения и применять щадящие технологические режимы, тщательно контролируемые посредством проведения непрерывного мониторинга. Обеспечение двух первых критериев возможно только посредством обоснованного расчетом выбора концепции устройства подземного пространства, чему может способствовать применение изложенной выше в п. 9.3 методологии проектирования.

Территория, на которой расположен театр, спланирована насыпными грунтами, абсолютные отметки колеблются в пределах 1,930…2,270 м БС.

Мощность слоя насыпных грунтов в пределах исследуемого участка строительства составляет 0,8…4,5 м, под ними залегают озерно-морские отложения (ml IV), представленные песками пылеватыми, песками средней крупности, суглинками легкими пылеватыми и супесями пылеватыми. Их подошва отмечена на глубине 5,5…11,0 м. Ниже по разрезу до глубины 10,8…17,0 м повсеместно распространены озерно-ледниковые отложения Балтийского ледникового озера (lg III b) - пылеватые суглинки текучей и текучепластичной консистенции. К их подошве приурочена кровля ледниковых отложений лужской морены (g III lž), состоящих из пылеватых супесей и суглинков с гравием и галькой, валунами, которые распространены до глубины 21,0…26,5 м. Ниже вскрыты озерно-ледниковые отложения (lg II ms) – суглинки пылеватые, слоистые, тугопластичной и текучепластичной консистенции. Распространены четвертичные отложения до глубины 24,2…30,3м, что соответствует абсолютным отметкам минус 22,270… минус 28,270 м БС, и залегают на коренных отложениях венда (Vkt2), представленных глинами легкими пылеватыми, твердой консистенции.

Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием водоносного горизонта, приуроченного к комплексу четвертичных отложений. На период изысканий в октябре-ноябре 2007 г. грунтовые воды в пределах рассматриваемого участка были встречены на глубине 1,3…1,8 м от поверхности земли, что соответствует абсолютным отметкам 0,750…0,300 м БС. Подземные воды первого водоносного горизонты гидравлически связаны с водами рек Средней Невы и Крестовки. Подстилается верхний водоносный комплекс насыпных и морских отложений относительно водоупорными морскими суглинками и ленточными суглинками озерно-ледниковых отложений (lg III), содержание в них глинистых частиц и пыли (более 80%) позволяет рассматривать их в качестве водоупора.

Проект реконструкции здания театра предполагает устройство подземных помещений под всем зданием театра и за его пределами по периметру здания шириной от 6.8 до 25 м, при этом размеры подземного пространства в плане составляют 80х40 м. Относительная отметка пола подземного сооружения составляет минус 6 м (минус 2.9 м БС). Для устройства подземного сооружения необходима экскавация грунта до отн. отм. минус 6.7 м (абс. отм. минус 3.6 м БС). Абсолютная отметка планировки составляет 2.0 м БС. Таким образом, для устройства подземного сооружения необходима экскавация котлована на глубину около 5.6 м от поверхности грунта.

Вполне очевидной для целей устройства подземного объема под существующим зданием является необходимость вывешивания всех

существующих конструкций на буроинъекционные сваи. Существенным требованием является безопасность технологии изготовления свай для здания театра. По имеющемуся опыту строительства требованиям по безопасности удовлетворяют сваи «Titan», разработанные фирмой Ischebeck. Эти сваи изготавливаются путем забуривания оставляемой металлической трубки с буровой коронкой (рис. 9.71). Трубки имеют резьбу и соединяются специальными муфтами. В процессе бурения выполняется промывка ствола скважины цементным раствором. В результате образуется свая с центральным армированием металлической трубой. Достоинством технологии является ее простота и удобство работы в стесненных условиях.

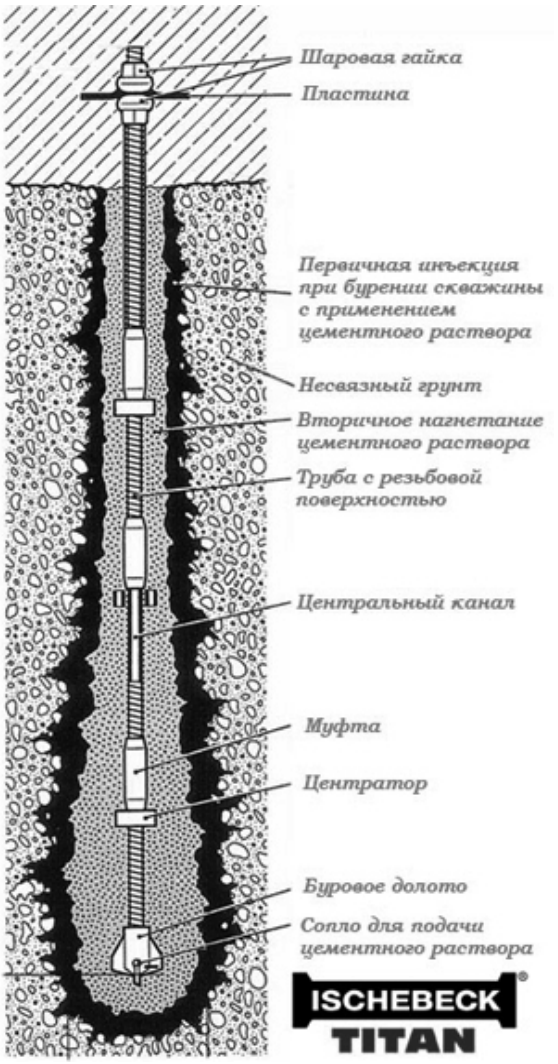


Рис. 9.71. Схема изготовления сваи «Titan»

Недостатком технологии является невозможность устройства традиционного пространственного армирования сваи. Свая с центральным армированием имеет малую жесткость и прочность на изгиб, что ограничивает возможность применения технологии для изготовления наклонных свай, традиционно применяемых для усиления фундаментов старых зданий.

Обычно бутовый фундамент становится ростверком для наклонных свай усиления, головы которых заделаны в бутовую кладку. В рассматриваемых условиях фундаменты театра представляют собой сравнительно небольшие конструкции из бутового камня и кирпича, практически не обладающие собственной жесткостью. Поэтому их использование в качестве ростверков свай усиления невозможно без устройства дополнительных распределительных железобетонных поясов, увеличивающих жесткость фундаментов. В этом случае наиболее эффективной становится пересадка здания на вертикальные сваи. Особенного внимания заслуживает узел передачи нагрузки от конструкций здания на сваи (рис. 9.72 и 9.73). Сложность создания данного узла обусловлена низкой прочностью и жесткостью существующих каменных и деревянных конструкций.

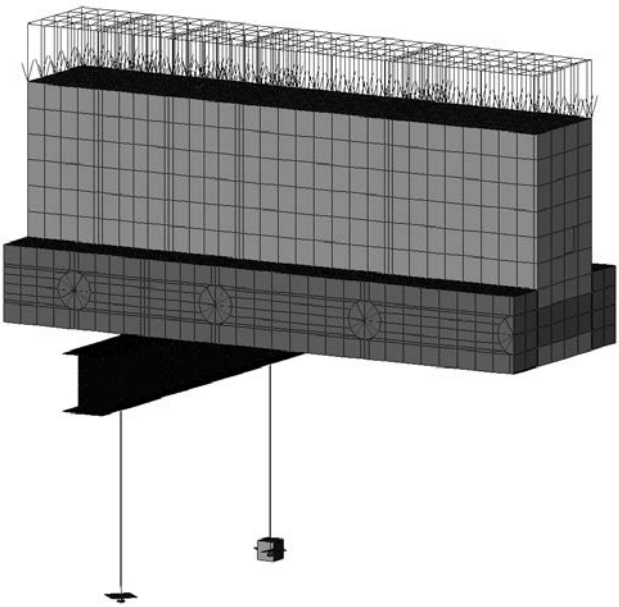


Рис. 9.72. Расчетная схема к определению усилий в кирпичной кладке при опирании на соединительные балки в круглых отверстиях

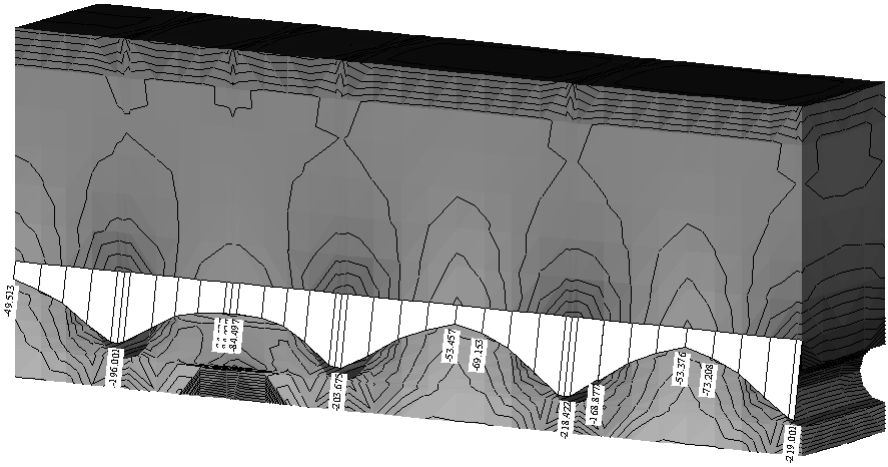


Рис. 9.73. Изолинии и эпюра вертикальных нормальных напряжений в кирпичной кладке при опирании на соединительные балки в круглых отверстиях

Описанное усиление позволяет минимизировать ожидаемые осадки здания, но не ограничивает возможные горизонтальные перемещения конструкций, которые могут быть не менее опасными, чем осадки. Поэтому вторым условием безопасности сооружения при откопке является создание жесткого диска в уровне фундаментов, опирающегося на сваи и исключающего возможность горизонтальных перемещений частей здания. Устроить такой диск оказалось возможным на относительной отметке минус 2.0 м, в уровне подошвы исторических фундаментов (за исключением зоны сцены) (рис. 9.74).

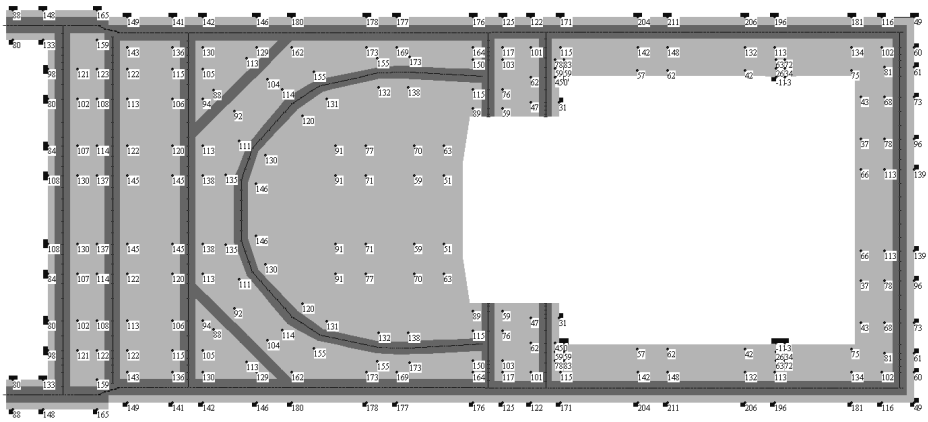


Рис. 9.74. Конфигурация жесткого диска в уровне фундаментов театра (подписаны нагрузки на сваи усиления, кН)

В качестве ограждения котлована глубиной порядка 6 м при расстоянии более 10 м от контура котлована до ближайшего соседнего сооружения (ограды дачи Клейнмихеля) вполне естественно применить металлический шпунт. Шпунтовое ограждение, как показывает петербургский опыт, является хотя и не абсолютным, но вполне эффективным противофильтрационным экраном, способным перекрыть поступление грунтовых вод в котлован. При пересадке здания театра на сваи и организации жесткого диска в уровне фундаментов перемещение внешнего ряда шпунта не является опасным для здания театра. Для обеспечения безопасности соседних зданий и сооружений жесткий диск на отметке минус 2 м включается в систему распорных креплений шпунтового ограждения.

В процессе откопки котлована сваи освобождаются от грунта, что может привести к опасности потери устойчивости. Поэтому в пределах подземного сооружения необходимо повысить жесткость свай, что может быть достигнуто путем их выполнения через предварительно изготовленную скважину с обсадной трубой. После изготовления сваи обсадная труба заполняется раствором и работает совместно со сваей. На период откопки подземного сооружения обсадная труба обеспечивает необходимую изгибную жесткость свай-колонн. Для восприятия вертикальных нагрузок сваи объединяются в пространственные колонны сквозного сечения путем установки раскосов по мере откопки.

Принятая в проекте последовательность выполнения работ по устройству подземного сооружения изображена на рис. 9.75…9.84. Работы можно разделить на 6 этапов:

1. Пробуриваются отверстия в существующих стенах для размещения поперечных балок узла временной передачи нагрузок от стен на сваи (рис. 9.75).
2. Устраиваются буроинъекционные сваи, подводятся поперечные металлические балки, армируются и бетонируются железобетонные обвязочные пояса для передачи нагрузки от стен на сваи (рис. 9.76). Параллельно погружается шпунтовое ограждение. Буроинъекционные сваи изготавливаются в два этапа. Вначале на глубину подземного сооружения погружается обсадная труба, затем внутри обсадной трубы выполняется свая. Обсадная труба повышает жесткость верхней части свай на изгиб, что необходимо при откопке подземного сооружения.
3. Поперечные балки поддомкрачиваются, стопорные гайки на штангах свай усиления подтягиваются, в результате чего нагрузка передается на сваи усиления. После этого можно приступать к разборке нижних частей бутовых фундаментов (рис.9.77). Данные работы выполняются в максимально щадящем режиме без передачи дина-

мических нагрузок на существующие конструкции. После удаления нижних частей бутовых фундаментов под них подводится железобетонная плита, составляющая жесткий диск в уровне фундаментов (рис.9.78, 9.79). Под фундаментами заливаются подфундаментные ленты, обеспечивающие передачу нагрузки на плиту. Буроинъекционные сваи также заделываются в плиту жесткого диска. После этого исключается необходимость передачи нагрузки через узел, выполненный на этапе 2. Нагрузки от стен здания могут передаваться на сваи непосредственно через плиту жесткого диска.

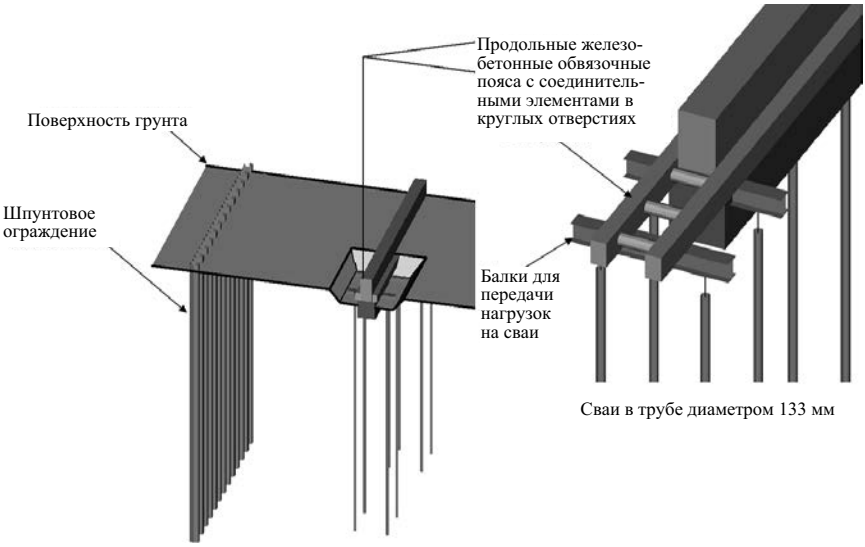


Рис. 9.75. Устройство шпунтового ограждения, буроинъекционных свай и узла передачи нагрузки от стен на сваи.

Рис. 9.76. Устройство обвязочного пояса: армирование; подведение балок под обвязочный пояс и передача нагрузки на сваю.

Рис. 9.77. Вся нагрузка передана на сваи. Старые фундаменты разобраны

4. Откапывается котлован подземного сооружения на проектную отметку. Откопка выполняется послойно, начиная с периметральных участков. При этом соблюдается симметрия откопки с разных сторон здания. Для обеспечения устойчивости шпунтового ограждения устраивается распределительный пояс и система распорок, опирающихся на плиту жесткого диска и крепящихся к специальным закладным в плите (рис. 9.80). После экскавации грунта в периметральных участках на дно котлована опускается малогабаритная техника и начинается экскавация грунта под зданием театра (рис. 9.81). Для обеспечения возможности механизированной разработки грунта под театром буроинъекционые сваи располагаются группами по 4 и более свай, между которыми возможен проезд техники. В процессе экскавации грунта сваи раскрепляются раскосами для образования колонн сквозного сечения и обеспечения устойчивости опор. При откопке котлована было зафиксировано характерное очертание прослоев грунта возле исторической деревянной сваи (рис. 9.82).
5. Устраивается плита ростверка на дне котлована подземного сооружения. При этом организуются узлы заделки буроинъекционных свай в плиту ростверка.

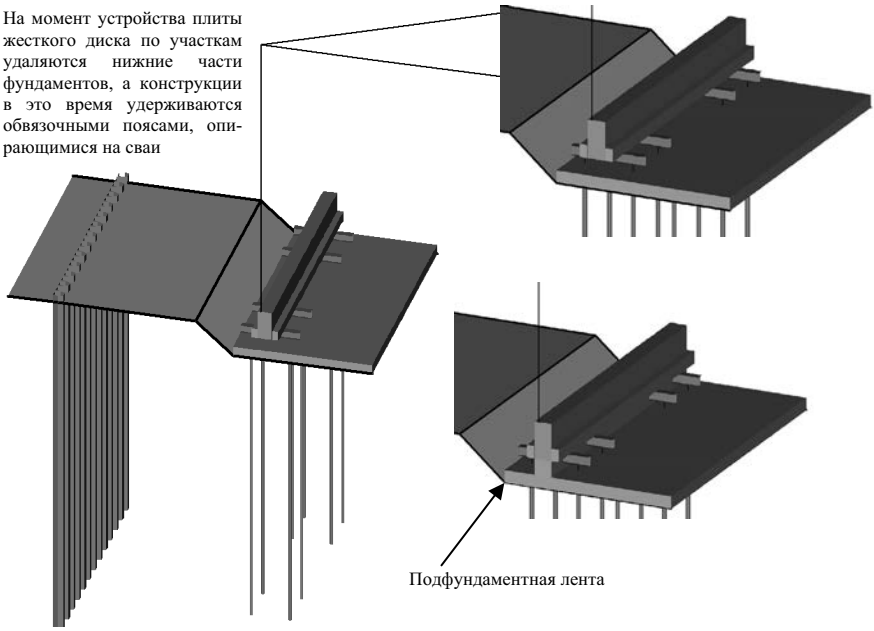


Рис. 9.78. Устройство плиты жесткого диска на относительной отметке минус 2.0 м

Рис. 9.79. Устройство верхней плиты на отметке минус 2 м

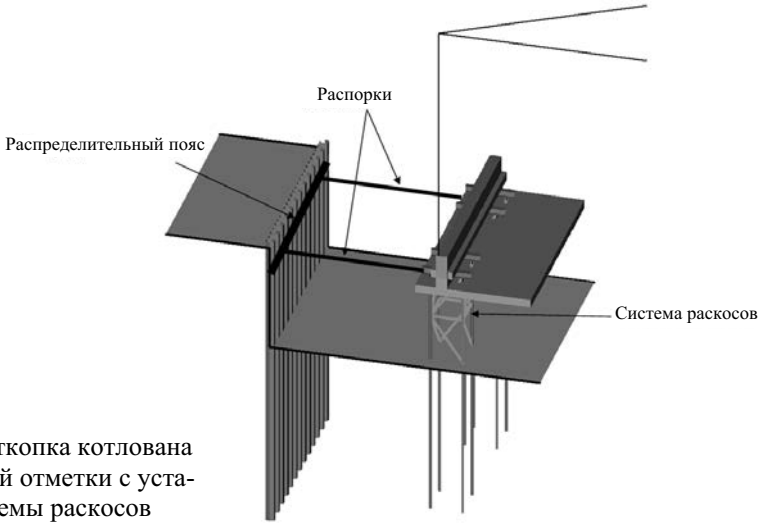


Рис. 9.80. Откопка котлована до проектной отметки с установкой системы раскосов

Рис. 9.81. Экскавация котлована до отметки минус 6,0 м. Распорные трубы установлены между верхней плитой и шпунтовым ограждением. Идет откопка подземного объема под театром и вокруг него.

Рис. 9.82. Характерное очертание прослоев грунта возле исторической деревянной сваи

6. Осуществляется бетонирование наружных и внутренних стен и колонн подземного сооружения (рис. 9.83). После бетонирования наружной стены подземного сооружения и устройства перекрытия на периметральных участках выполняется обратная засыпка пространства между шпунтовым ограждением и подземным сооружением. После выполнения конструкций подземного сооружения и устройства обратной засыпки распорки удаляются. После подведения опор под плиту жесткого диска временные сквозные колонны из буроинъекционных свай демонтируются, а передача нагрузок на сваи осуществляется через нижнюю плиту ростверка (рис. 9.84).

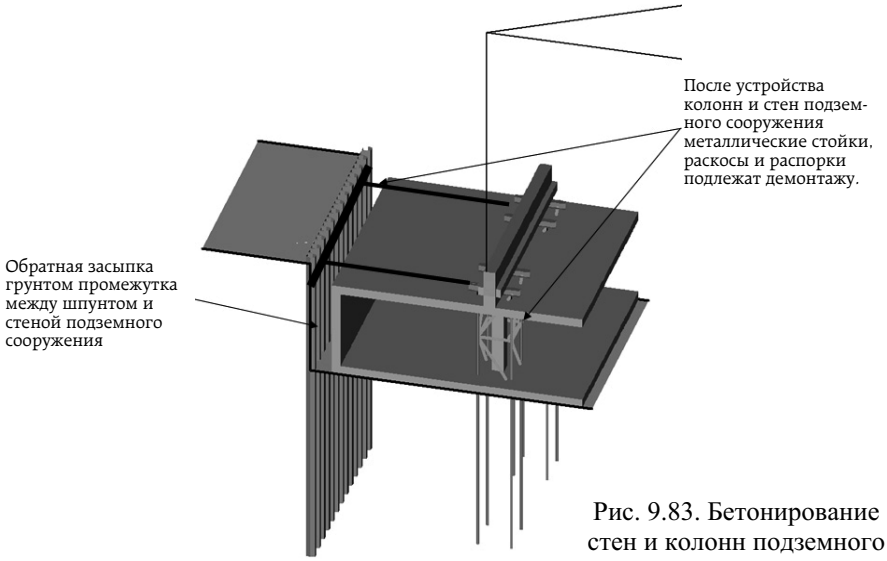


Рис. 9.83. Бетонирование стен и колонн подземного сооружения.

Рис. 9.84.Устройство конструкций подземного сооружения

Для оценки геотехнической ситуации на рассматриваемом объекте реконструкции использовались расчеты в трех постановках:

- аналитический расчет с одним уровнем распорных креплений;
- полуаналитическая модель с коэффициентами постели, вычислен-

ными по формуле (9.1);

- упруговязкопластическая модель работы грунта с решением задачи методом конечных элементов в плоской постановке с использованием методики, изложенной в п. 9.3.

Расчеты, выполненные аналитическим методом показали необходимость устройства ограждения котлована глубиной не менее 15 м, а с учетом локального понижения кровли моренных отложений - не менее 17 м.

Результаты расчета шпунтового ограждения полуаналитическим методом приведены на рис. 9.85.

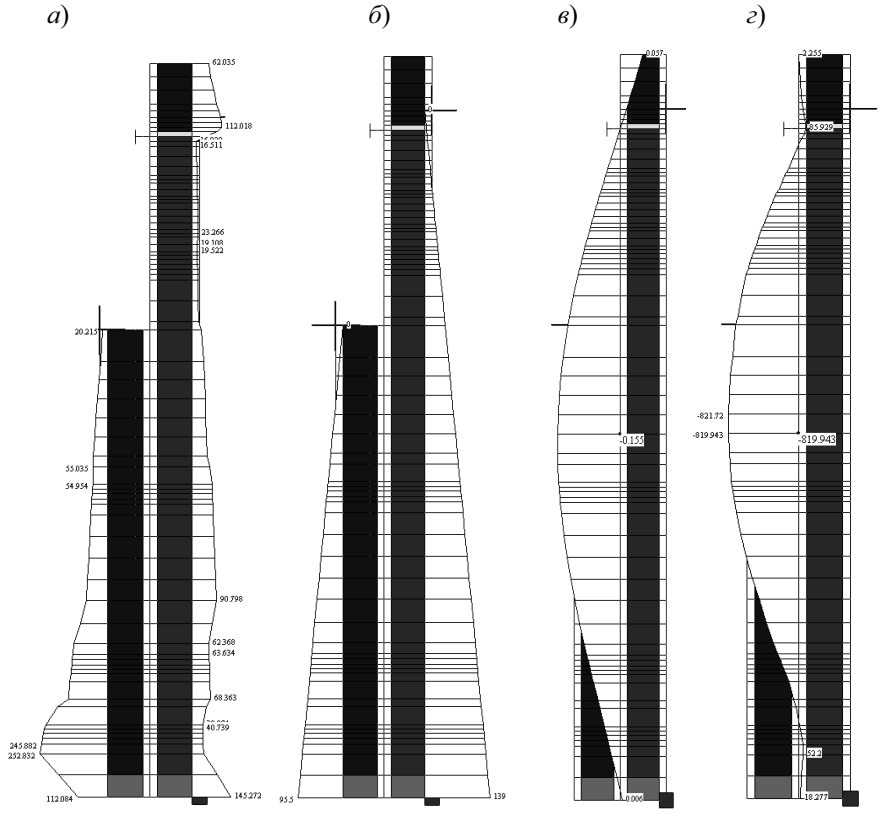


Рис. 9. 85. Результаты расчета ограждения котлована полуаналитическим методом: *а* – эпюры давления грунта (кПа), *б* – эпюры давления воды в дренированной постановке (кПа), *в* – пекремещения ограждения (м), *г* – эпюра моментов в шпунте (кНм)

Результаты расчета практически совпадают с результатами аналитического расчета. Это объясняется общностью постановок и большой

зоной реализации предельного состояния грунта, при которой значения коэффициентов постели не оказывают существенного влияния на расчет.

Расчетная схема к расчету ограждения котлована по упруговязкопластической модели приведена на рис. 9.86 и 9.87. Расчет выполнялся по этапам с учетом длительности откопки котлована около 6 месяцев (более быстрое выполнение откопки и возведение конструкций благоприятно с точки зрения уменьшения перемещений ограждения). На первом этапе выполнялось моделирования устройства пионерного котлована до уровня ниже распорных креплений. На втором этапе моделировалось устройство распорных креплений и экскавация грунта до проектной отметки. В расчетах учитывалась нагрузка за пределами котлована 20 кН (2 т/м^2). Расчеты выполнялись по двум группам предельных состояний для исторической застройки: 1 - при расструктуривании грунтов; 2 - в предположении сохранения природной структуры массива грунта.

Как показали расчеты, выполненные по первой группе предельных состояний, величины перемещений ограждения котлована и изгибающих моментов в нем при расчете по упруговязкопластической модели при нарушении природной структуры грунтов близки к приведенным выше расчетам в аналитической и полуаналитической постановке. Максимальный момент в ограждении составит 1006 кНм/пм (101 тм/пм). Для восприятия такого момента необходим усиленный профиль шпунтового ограждения из спаренных шпунтовых свай Ларсен V, устанавливаемых через одну шпунтовую сваю. По результатам расчета усилие в распорном уровне составляет 446 кН/пм (45 т/м).

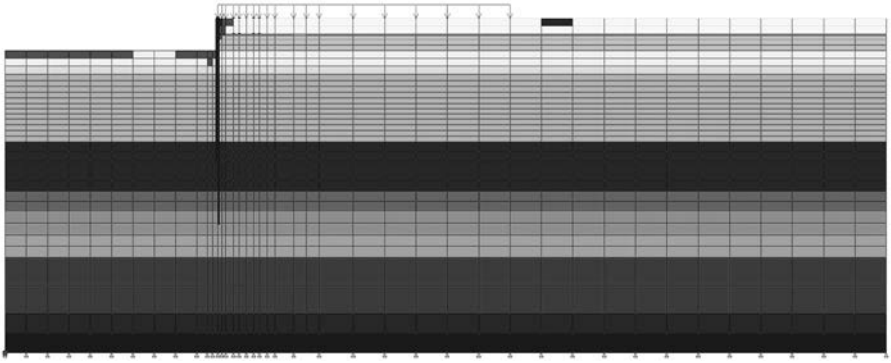
Как видно из рис. 9.88, ожидаемое перемещение шпунтового ограждения составляет около 20 см. Поскольку здание театра до откопки котлована пересаживается на сваи и его жесткость обеспечивается устройством плиты жесткого диска, перемещения внешнего контура шпунта не являются опасными для конструкций театра.

Зона развития осадок за пределами шпунта при расструктуривании грунта по расчету составляет около 20 м (рис. 9.89). Здание дачи Клейнмихеля в этом случае может получить осадку 20 мм, что не опасно для его конструкций, но может повредить декор. Усилия в элементах ограждения котлована и в распорных конструкциях, определенные из расчета по первой группе состояний для соседней застройки, были приняты во внимание при определении сечений этих конструктивных элементов.

Расчеты по второй группе предельных состояний для исторической застройки (в предположении сохранения природной структуры грунта) позволили определить, что горизонтальные смещения ограж-

дения котлована в течение 6 месяцев составят 30 мм, а дополнительные осадки здания дачи Клейнмихеля не превысят 10 мм, что удовлетворяет установленному критерию по сохранности декора.

В целях сохранения природной структуры грунтов основания в проекте мониторинга был предусмотрен постоянный контроль за параметрами колебаний грунта при устройстве свай усиления, разборке бутовых фундаментов, вибропогружении ограждения котлована. Кроме того, в состав геотехнического мониторинга на площадке включался регулярный контроль за уровнем грунтовых вод на прилегающей к котловану территории, измерения осадок и кренов зданий театра, дачи Клейнмихеля и ее ограды, наблюдения за горизонтальными смещениями ограждения котлована.



9.86. Расчетная схема при расчете по упруговязкопластической модели на первом этапе (откопка пионерного котлована до уровня распорных креплений) с учетом нагрузки за пределами ограждения 20 кПа (2 т/м^2).

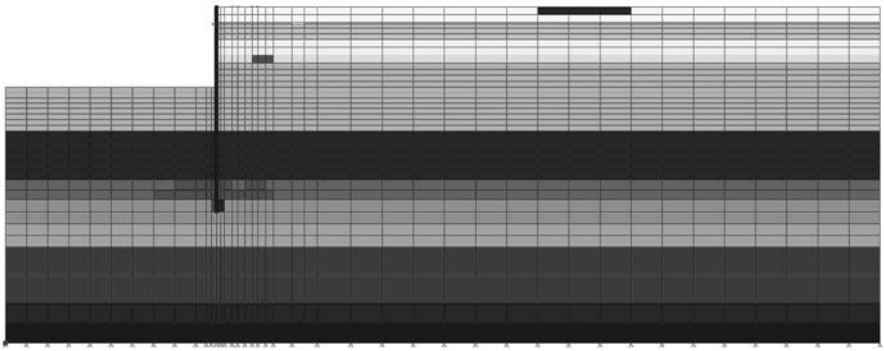


Рис. 9.87. Расчетная схема на втором этапе после установки распорных креплений и откопки котлована на проектную глубину.

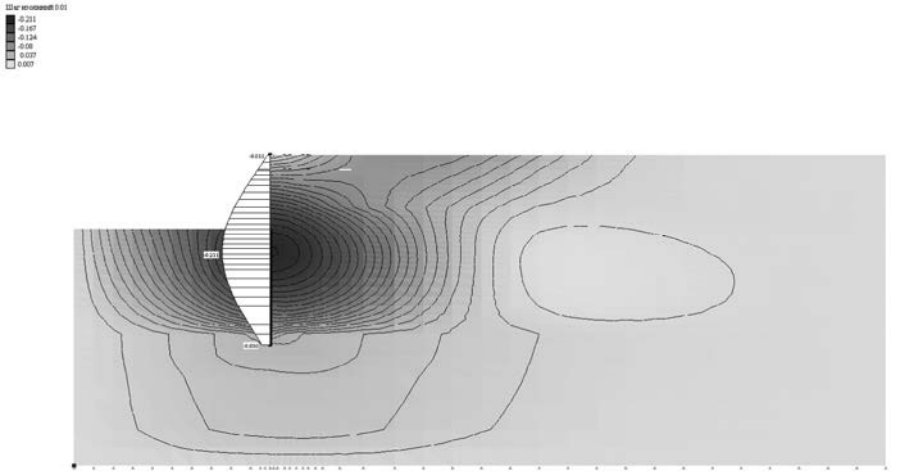


Рис. 9.88. Эпюра и изолинии горизонтальных перемещений (м) ограждения и массива грунта

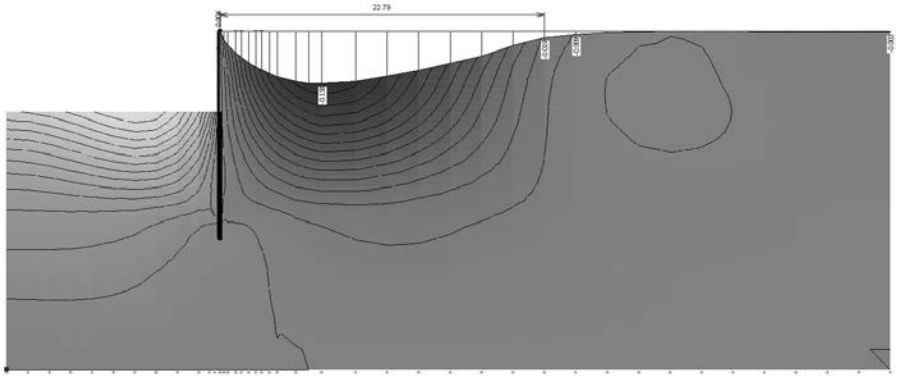


Рис. 9.89. Эпюра и изолинии вертикальных перемещений (м) массива грунта.

Натурные измерения позволили оценить работоспособность предложенной методики проектирования и эффективность всей концепции геотехнического сопровождения.

Прежде всего, следует отметить, что благодаря геотехническому мониторингу в течение всего периода ведения строительных работ удавалось исключать проявления воздействий, превышающих допускаемый уровень ускорений колебаний (0,15 м/с^2). Ограждение котлована было выполнено с надлежащим качеством и обеспечило сохранение природного уровня грунтовых вод. Максимальные осадки здания театра составили 24 мм, при этом не наблюдалось сколько-нибудь опасной их неравномерности (рис. 9.90). После передачи нагрузки от здания на сваи усиления ситуация с осадками стала полностью управ-

ляемой: при необходимости можно было выровнять здание, регулируя стопорные гайки на штангах свай. Благодаря высокой культуре производства работ и надежному проектному решению эти меры не понадобились.

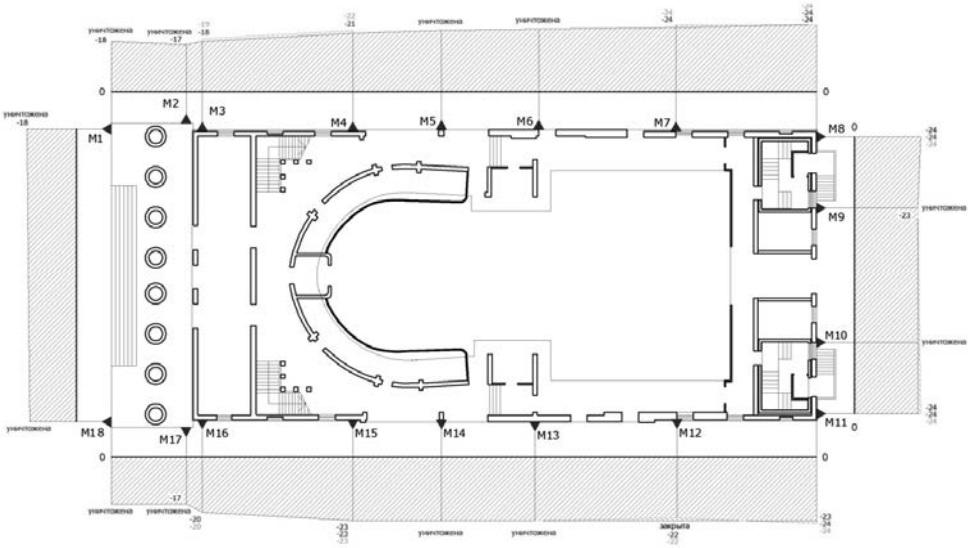


Рис. 9.90. Эпюры осадок здания Каменноостровского театра

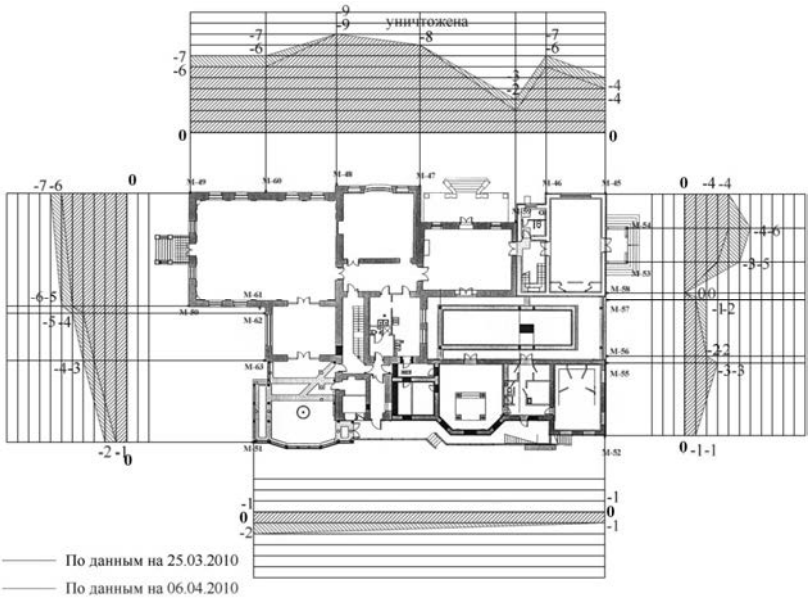


Рис. 9.91. Эпюры осадок здания дачи Клейнмихель.

Горизонтальные смещения шпунтового ограждения котлована составили 25…30 мм, а осадки дачи Клейнмихеля не превысили 9 мм (рис. 9.91). Интересно отметить, что наибольшую опасность для этого здания представлял не котлован соседнего театра, а сезонные колебания фундаментов, связанные с действием касательных сил морозного пучения в зимний период и с последующим оттаиванием.

Таким образом, проектирование подземного сооружения по двум группам предельных состояний для соседних зданий обеспечило не только безопасность конструкций исторических зданий, но и сохранность их интерьеров, а геотехнический мониторинг способствовал предотвращению расструктуривания массива грунта при ведении всех видов строительных работ на площадке.

10

ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ НА СЛАБЫХ ГРУНТАХ

10.1. Высотное строительство в Санкт-Петербурге. Исторический экскурс

Санкт-Петербург возник на «мшистых, топких берегах» дельты Невы, лишенных перепадов рельефа. Абсолютная отметка поверхности земли в центре сегодня колеблется преимущественно от + 2,5 м до + 3,5 м. На протяжении 200 лет застройка города велась по строгому регламенту, ограничивающему высоту жилых и общественных зданий уровнем карниза Зимнего дворца (23,4 м). Этому регламенту мы во многом обязаны тем неповторимым городским пейзажем, который принес Петербургу славу одного из красивейших городов мира.

Но этим отнюдь не исчерпывается значение высотного регламента для Санкт-Петербурга. В современном геотехническом понимании регламентирование высоты застройки есть ограничение давления на основание, что было чрезвычайно существенным для сложных инженерно-геологических условий города.

В качестве естественного основания для бутовых фундаментов использовался приповерхностный слой пылеватых и мелких песков, залегающий на глубину до нескольких метров. Если у поверхности встречались глинистые грунты (которые уже тогда именовались слабыми), их стремились «уплотнить» деревянными сваями длиной 6...8 м, по которым устраивался деревянный настил (ростверк). Распространенным приемом была укладка бута (известняковых плит, реже гранитных валунов) в траншею поверх настила из деревянных лежней.

Слой песков, залегающий под подошвой фундаментов, или уплотненное сваями основание играли роль распределительной подушки, передающей нагрузку от фундамента на подстилающую толщу слабых грунтов.

Следует признать, что ограничение высоты рядовой застройки оказалось весьма эффективным: при соответствующем уровне нагрузок на слабые подстилающие грунты основания и обычных для того времени скоростях их приложения, как правило, удавалось избежать выпора грунтов из-под подошвы. Осадки носили длительный (реологи-

ческий) характер, с годами уменьшаясь по интенсивности до осадок «вековой» ползучести, которые и по сей день прослеживаются у исторической застройки города.

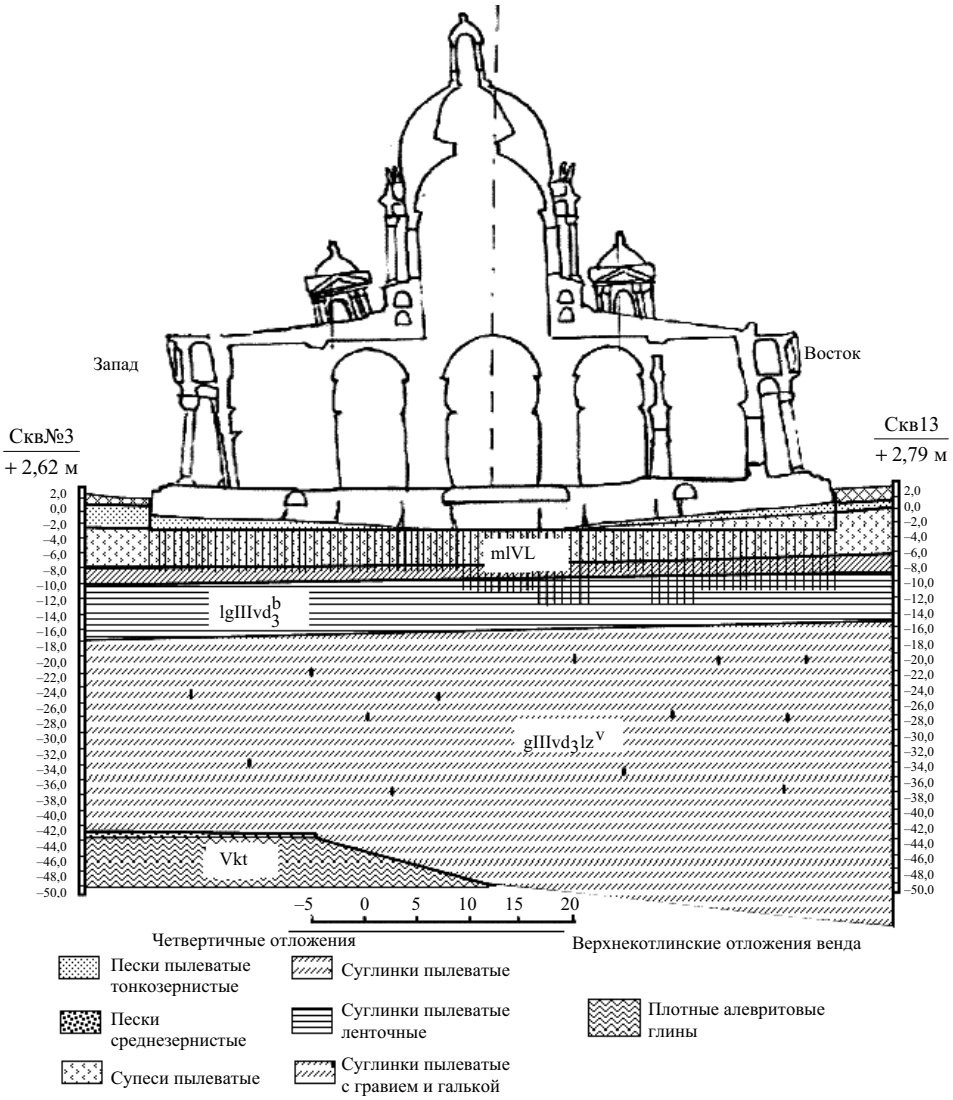


Рис. 10.1. Геолого-литологический разрез основания Исаакиевского собора (Дашко Р.Э., 2000)

Самое известное высотное (и самое тяжелое) здание города – Исаакиевский собор – крупнейший православный храм мира.

Строительство здания началось с откопки котлована глубиной 5 м,

со дна которого были забиты 24000 сосновых свай диаметром 26 см и длиной 8,4 м под столбы и 6,3 м под стены. В составе свайного поля использовались сваи, забитые при строительстве предшествующего собора (по проекту А. Ринальди). Общее количество этих свай составляло 13000, длина – 10,5 м под столбами и 8,4 м – под стенами. Между сваями был втрамбован щебень, пролитый известково-песчаным раствором, а поверх свайного поля устроен массивный ростверк толщиной 7,5 м из известняковой кладки и гранитных блоков.

Общая длина собора составила 102 м, ширина – 92 м, высота – 101,5 м, вес – 300 тыс. т, из которых 100 тыс. т. приходится на плиту ростверка. Инженерно-геологические условия основания характерны для центра города (рис. 10.1). Общая идеология устройства фундаментов из относительно коротких свай была предложена профессором Бетанкуром, первым ректором путейского института. К приезду в Петербург он уже был известным инженером в странах Европы (Испания, Франция, Англия).

Деформации собора начались уже в процессе его почти полувекового строительства. Западная часть осела больше, чем восточная, базирующаяся на сваях, оставшихся от постройки А. Ринальди. Из-за неравномерного нагружения (максимальное – под куполом, минимальное – под портиками) здание получило осадочные деформации в форме прогиба. Колонны портика стали наклоняться внутрь здания, возникла угроза их разрушения. В 1873 г., т. е. меньше чем через 15 лет после окончания строительства собора, были начаты работы по выпрямлению портиков. Были устроены силовые леса, воспринимающие нагрузку от фронтона; верхнюю часть колонн вырубали и с помощью клиньев выправляли крен. Далее на колонны заводили гранитные блоки, с помощью которых передавали нагрузку от фронтона на колонны.

В начале XX в. профессор Института гражданских инженеров (ныне СПбГАСУ) А. И. Дмитриев писал в отчете о причинах осадки собора: «Ввиду того, что сваи, не достигая плотного грунта, держатся только трением о грунт, происходит постоянная осадка собора».

После Великой Отечественной войны в связи с возникновением трещин в модульонах возник вопрос о необходимости закрытия и срочного усиления собора. Согласно исследованиям профессора Б.Д. Васильева (заведующего кафедрой оснований и фундаментов ЛИСИ), трещины не имели осадочного происхождения, а были обусловлены температурными деформациями неотапливаемого здания в годы блокады.

В 1983 г. по результатам съемки территории, примыкающей к зданию собора (проведенной профессором СПбГАСУ С. Н. Сотнико-

вым), было зафиксировано наличие «осадочной воронки» и выпора грунта с южной, западной и северо-западной сторон. Наибольшая разница отметок поверхности составила 0,85 м.

К сожалению, постоянный мониторинг состояния столь значимого памятника до сих пор не организован, что не позволяет следить за его техническим состоянием. Полагаем, что Исаакиевский собор заслуживает постоянного внимания специалистов, для чего необходимо соответствующее финансирование.

Исаакиевский собор остается для нас примером принципиальной возможности строительства тяжелого высотного здания на слабых грунтах. Отметим, что успех обусловлен достаточно высокой пространственной жесткостью здания, чрезмерной массивностью его конструкций (стены храма достигают 5 м, толщина сводов – 1,25 м). Бесперспективность достижения успеха в высотном строительстве таким путем стала очевидна еще на рубеже XIX и XX вв., когда в Соединенных Штатах активно велось строительство «кирпичных небоскребов».

Санкт-Петербург обладает одним из удивительных строений, которое не стало первым российским небоскребом американского образца только благодаря действующему в столице высотному регламенту. Речь идет о знаменитом доме Зингера («Доме Книги») на углу Невского пр. и канала Грибоедова (рис. 10.2).

Рис. 10.2. «Дом Книги» на углу Невского пр. и канала Грибоедова

Здание было построено в 1902–1904 гг. по проекту петербургского архитектора графа П. Ю. Сюзора в стиле модерн. Участок застройки

размером 28,5×53 м был куплен за один миллион рублей, что даже для центра Санкт-Петербурга по тем временам было довольно дорого. Компания «Зингер» собиралась построить высотное здание с одной лестницей и несколькими лифтами, но уже после покупки участка была неприятно удивлена ограничением высоты застройки в городе. Единственной возможностью обойти запрет было устройство башенки (вытянутого застекленного купола) и мансардного этажа. Впервые в России для увеличения размеров окон и уменьшения простенков несущая конструкция была выполнена по типу американских высотных зданий. Основная часть здания вдоль канала Грибоедова и Невского пр. имеет металлический остов, заключенный внутрь кирпичной кладки стен. Согласно обследованиям, выполненным институтом «Георекконструкция», металлический каркас здания (колоны, перемычки, ригели и балки) является несущей конструкцией для перекрытий и покрытия, а кирпичные простенки – самонесущими. Стойки каркаса обложены кирпичом на цементном растворе. Узел сопряжения стоек в уровне пола 5–го этажа приведен на рис. 10.3: ветви стойки каркаса выполнены из двутавра № 30, база стойки чугунная; стойка выполнена цельной на два этажа. Стык стоек – в уровне плинтуса пола. Все соединения – на заклепках и болтах.

Рис.10.3. Узел сопряжения стоек в уровне пола 5-го этажа

Но идея «металлокирпичных» небоскребов быстро исчерпала себя: слишком велик был вес конструкций такого здания. Высотное строительство в Северной Америке пошло по пути применения металлического каркаса и железобетонных конструкций.

Наверное, не стоит огорчаться по поводу несостоявшегося небоскреба на Невском пр. – он бы нарушил гармонию исторического центра. В современном Петербурге за пределами города конца XIX в.

имеются обширные зоны малопривлекательной застройки, которые строительство высотных зданий только украсило бы. К тому же инженерно-геологические условия в этих районах значительно более благоприятны, чем в островной части города.

До 60-х гг. прошлого столетия дореволюционное ограничение этажности оставалось в силе, что объяснялось прежде всего отсутствием принципиальных изменений в геотехнологиях. Фундаменты возводились преимущественно на естественном основании, ленточными, хотя вместо бутовой кладки все чаще использовался бетон. Применение забивных железобетонных свай привело к повышению этажности зданий.

Рядовая застройка 70–80-х гг. XX в. достигала уже 10–14 этажей. На Московском пр., у въезда в город, были возведены два 22-этажных здания, самые высокие на тот момент в городе.

Со второй половины 1990-х гг. на отечественном строительном рынке стали появляться современные зарубежные геотехнологии, успешно осваиваемые российскими подрядчиками.

Диктуемое рыночными отношениями стремление к повышению этажности застройки привело к появлению в городе зданий высотой 16, 18, в последнее время – 25 этажей. Здания такой высоты, конечно же, нельзя назвать небоскребами, но их строительство в сложных инженерно-геологических условиях нашего города является очень непростой задачей. Привычное понятие «слабый грунт» (традиционно относимое нами к текучим и текучепластичным морским и озерно-ледниковым глинистым отложениям центральной части города) с ростом этажности и, следовательно, нагрузок на основание, существенно меняет свое содержание. При нагрузках более 300 кПа «слабыми грунтами» оказываются уже тугопластичные моренные отложения.

В Петербурге практически отсутствует опыт проектирования зданий повышенной этажности. Проекты 16 и 25-этажных зданий представляют собой, по сути, «развитие» решений, апробированных для зданий высотой 9–14 этажей. Между тем для проектирования зданий повышенной этажности (не говоря уже о высотных) требуются совершенно иные подходы, отличающиеся от привычной схемы проектирования (в которой сначала формируется «образ» здания, затем – планировка квартир (помещений), а потом конструктору предлагается «придумать», как это построить). При строительстве таких зданий архитектор обязан мыслить «конструктивно», обеспечить их прочность и устойчивость.

К сожалению, столь банальные требования, как обеспечение прочности и устойчивости зданий, обретают весьма нетрадиционное наполнение при рассмотрении зданий повышенной этажности. Чтобы

лучше почувствовать это, обратимся к одной из самых известных строительных ошибок последнего времени – жилому дому на Шипкинском пер. в Санкт-Петербурге, который к концу 2003 г. получил крен 80 см (к настоящему времени в результате проведения противоаварийных работ крен выправлен).

Здание имеет всего 17 этажей, трапециевидный план с примерным отношением длины к ширине 2:1; возведено на сплошной монолитной железобетонной плите толщиной 800 мм с глубиной заложения порядка 3,0 м от дневной поверхности (рис. 10.4).

Рис. 10.4. Жилой дом на Шипкинском пер.

Казалось бы, при действующих давлениях на основание такой фундамент возможен как по абсолютным осадкам, так и по их неравномерности. При этом давление по подошве почти не превышает расчетного сопротивления основания. Опыт проектирования, строительства и эксплуатации зданий высотой в 9–12 этажей свидетельствует о возможности принятия для данного здания наиболее дешевого фундамента – сплошной монолитной плиты. Вот здесь-то и начинается разрыв между «опытом» предшествующего проектирования и реальным поведением высотных зданий на податливом основании (под высотным будем подразумевать здание, поперечный размер сечения которого существенно меньше высоты).

Прежде всего, задумаемся: какой параметр деформаций (абсолютная осадка, относительная неравномерность осадок, крен) наиболее важен для высотного здания? Обычный опыт подсказывает, что это относительная неравномерность осадок и, следовательно, их абсолютная величина, поскольку при возрастании последней увеличивается и неравномерность осадок.

Но высотное здание должно обладать высокой пространственной жесткостью и взаимодействовать с основанием по схеме, близкой к жесткому штампу. В этом случае на первое место выступает их *крен, а не* неравномерность осадок.

Среди проектировщиков распространено мнение: если давление на основание меньше расчетного сопротивления грунта – проблем не будет. В действительности же расчетное сопротивление является условной величиной, ограничивающей возможность применения линейной зависимости между напряжениями и деформациями для расчета осадок.

Считается, что при давлении, равном расчетному сопротивлению, под подошвой фундамента развиваются локальные зоны пластических деформаций на глубину не более четверти ширины подошвы. В этом случае нелинейность зависимости осадки от нагрузки проявляется весьма незначительно. (Забегая вперед, отметим, что здесь не идет речь о крене). Каков же реальный размер допустимой зоны развития пластических деформаций, равной $^1/_4 b$, где b – ширина подошвы фундамента, если рассматривается не отдельный фундамент шириной $b = 2...3$ м, а фундаментная плита под всё здание, у которой $b = 20$ м? Оказывается, что пользуясь методикой СНиПа, мы допускаем развитие зоны пластических деформаций на глубину 5 м(!) в основании.

Следовательно, мы имеем право построить здание с развитием зон пластики в основании на глубину более 5 м. Дом на Шипкинском пер. является наглядным примером такого «соответствия» нормам.

Изначально это здание имело незначительный эксцентриситет приложения результирующей нагрузки относительно геометрического центра сечения, равный 20 см. Этот эксцентриситет обусловливает смещение поверху на 17 см. Казалось бы, опасаться нечего. Но при смещении эксцентриситет нагрузки увеличивается, что приводит к дополнительному смещению поверху до 30 см. Здание становится восприимчивым к любому, даже незначительному, внешнему воздействию. Если смоделировать канализационный коллектор, проходящий в 2 м от накренившегося угла здания на глубине 4,0 м от поверхности, а также неуплотненную обратную засыпку траншеи коллектора, решение задачи становится расходящимся, крены возрастают во много раз (рис. 10.5). Сказанное, однако, не означает потерю устойчивости основания в привычном понимании этого явления.

Пояснить этот эффект можно простым примером: если карандаш, вертикально поставленный на стол, падает от какого-то случайного воздействия, из этого не следует, что потеряла устойчивость столешница. Потеряла устойчивость сама наша модель – карандаш.

Естественно, что на сжимаемом податливом основании падение

нашей модели будет еще более вероятным. Отсюда очевидно, что для обеспечения устойчивости высотных зданий необходимо обеспечить их *жесткое защемление* в основании.

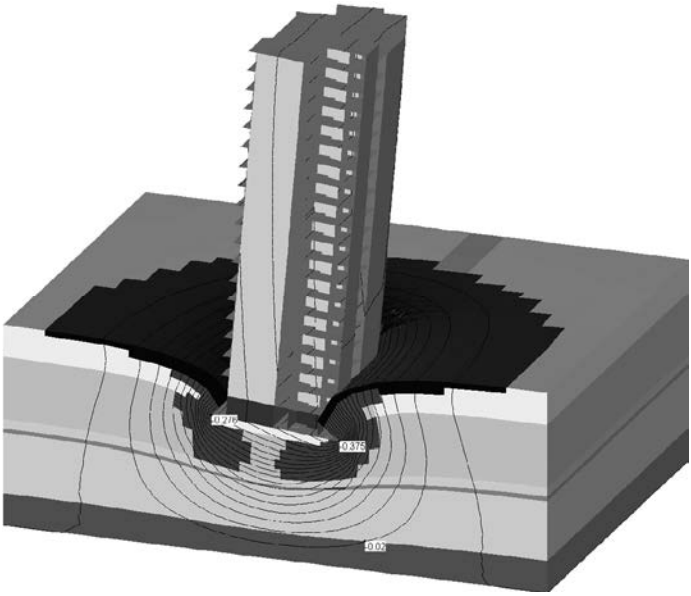


Рис. 10.5. Деформированная схема и изолинии осадок здания

Не следует забывать, что небоскребы Чикаго и Нью-Йорка построены на надежном скальном основании. Там, где скала перекрывалась толщей осадочных отложений, эти грунты проходились сваями. В Петербурге скальное основание покрыто 200-метровым чехлом осадочных пород и его невозможно использовать в качестве несущего слоя. Невозможность безосадочного строительства выдвигает особые требования к конструированию высотных зданий, прежде всего к обеспечению их пространственной жесткости и устойчивости. Конструкция высотного здания должна сопротивляться не только сжимающим, но и изгибным и крутящим нагрузкам. Теоретически такими свойствами может обладать только каркас из металла или железобетона. В мировой практике это известно с первой трети XX в.

Как ни странно, в Санкт-Петербурге до сих пор делаются попытки возведения зданий повышенной этажности из кирпича. Строительство 20-этажного кирпичного здания весьма проблематично хотя бы из-за исчерпания сопротивления кладки сжатию.

Первым опытом проектирования высотного здания в Петербурге стала так называемая башня «Петр Великий» высотой 120 м, которую предполагалось расположить в устье р. Смоленки на Васильевском острове. Следует отметить, что проектирование проводилось институ-

том ЛенНИИпроект с должным профессионализмом. Здание было запроектировано с жестким центральным ядром по принципу «труба в трубе», особое внимание уделялось деформациям здания. Причиной приостановки осуществления проекта стал вывод о необходимости устройства свай длиной порядка 100 м, что в начале 90-х гг. ушедшего века казалось просто нереальным.

В последние годы появились идеи строительства столь же высоких зданий на территориях с более благоприятными грунтовыми условиями. Весьма показательным примером является проектирование 100-метрового здания в южной части города. Его предполагалось возвести между двумя уже построенными 6-этажными корпусами. Некогда здесь планировалось возведение 17-этажного здания (небоскреба по тогдашним меркам). Институт «Фундаментпроект» настаивал на опережающем строительстве среднего корпуса по отношению к боковым корпусам. Но это основополагающее условие было проигнорировано. Сегодняшняя задача – возведение здесь вдвое более высокого здания – чрезвычайно сложна. Даже устройство длинных свай (более 30 м) не позволяет снизить осадки здания до уровня, безопасного для существующих строений. Курьез проектного предложения состоял в том, что высотное здание было решено в неполном каркасе с использованием кирпичных (!) стен, при этом многоэтажная коробка не имела ядер жесткости, адекватных решаемой задаче, и была «посажена» на первый этаж меньшей пощади (за счет встроенных пожарных проездов). Одна только ветровая нагрузка могла привести к раскачиванию верха такого здания почти на метр!

Появление подобных проектов является ярким примером попытки экстраполяции типовых решений, пригодных для малоэтажной застройки, на высотное строительство, что подтверждает неготовность к проектированию высотных зданий.

В связи с этим представляется необходимым изучение зарубежного опыта высотного строительства. Особый интерес для нас представляют высотные здания во Франкфурте-на-Майне и Берлине, возведенные на мощной толще осадочных отложений (Катценбах Р., 2005). Интересен также опыт выправления кренов высотных зданий в Сан-Паулу (Бразилия) (Гонсалвес Е.Х.С., 2005). Изучение передового зарубежного опыта не исключает необходимости изучения азов проектирования и конструирования высотных зданий, которые изложены в многочисленных публикациях, в том числе переведенных на русский язык. Понимание того, что проектирование высотного здания – это специфическая задача, требующая привлечения конструктора и геотехника уже на этапе рождения архитектурного замысла, является залогом успешного решения этой задачи.

10.2. Особенности расчетов высотных зданий

Как показывают сопоставительные расчеты, в отличие от относительной неравномерности осадок, крены здания, вычисленные по линейной и нелинейной моделям, различаются весьма значительно (до 1,5...2,2 раз) даже при нагрузках на основание, находящихся в пределах расчетного сопротивления грунта. Поэтому основание высотных зданий следует рассчитывать только по нелинейным моделям. Остановимся на этом подробнее.

Под краями жесткого фундамента, как известно, образуются зоны пластических деформаций. При величине среднего давления по подошве фундамента, не превышающей расчетного сопротивления, эти зоны не оказывают существенного влияния на величину осадки фундамента. Этому хорошо известному факту соответствует кривая *1* на рис. 10.6. Однако следует учитывать, что величина крена фундамента по упругому решению (по методике, изложенной в СНиПе) значительно отличается от полученной при решении по упругопластической модели грунта: при нагрузке, равной расчетному сопротивлению, крен здания может в 1,5 раза превышать рассчитанный по методике норм (см. кривую *2* на рис. 10.6). Для высотного здания (при высоком положении центра тяжести надземной конструкции), как уже отмечалось, необходимо учитывать дополнительный эксцентриситет, появляющийся при смещении центра тяжести вследствие крена здания. Как показывает решение с учетом такой простейшей геометрической нелинейности, крен фундаментов высотного здания при среднем давлении по подошве, равном расчетному сопротивлению грунта, может увеличиваться до двух раз по сравнению с полученным при решении упругой задачи (кривая *3* на рис. 10.6).

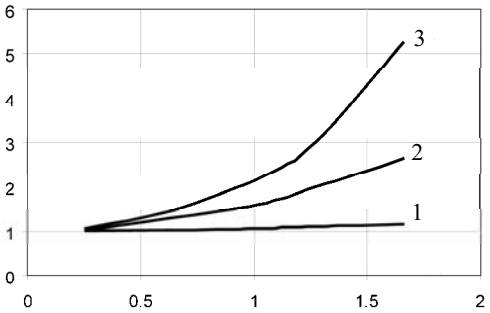


Рис. 10.6. Графики изменения отношения величин осадок и крена по упругопластическому (по вертикальной оси) и упругому (по горизонтали) решениям в зависимости от отношения нагрузки и расчетного сопротивления: *1* – S_{pl}/S_{el} – соотношение величин осадок по упругопластическому и упругому решениям; *2* – i_{pl}/i_{el} – соотношение величин крена по упругопластическому и упругому решениям; *3* – $i_{pl,\,def}/i_{el}$ – соотношение величин крена по деформированной схеме и по упругому решениям

Графики на рис. 10.6 изображены на координатной плоскости в относительных единицах, поэтому их вид сохраняется для грунтов основания с разными физико-механическими характеристиками и для различных размеров фундаментов.

Рассмотрим систему ограничений, накладываемых на величины вертикальных нагрузок на фундамент и моментов действующими отечественными нормами. Для наглядной оценки допустимых величин нагрузок удобно использовать диаграмму в осях «нагрузка–момент» (рис. 10.7).

Прямые *1*, *2* и *3* соответствуют стандартным ограничениям на величины нагрузок и моментов для условной линейной эпюры контактных давлений:

$$\frac{N}{A}-\frac{M}{W}\geq 0\,,\ \frac{N}{A}\leq R\,,\ \frac{N}{A}+\frac{M}{W}\leq 1{,}2R,$$

где A – площадь фундамента; W – момент сопротивления площади фундамента; R – расчетное сопротивление грунта.

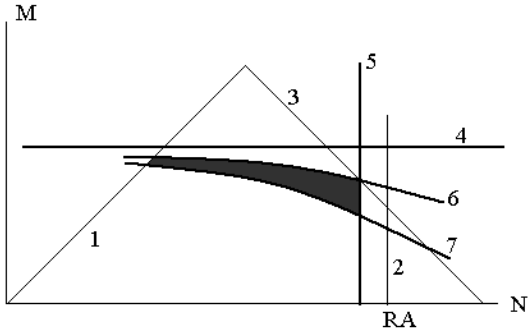


Рис. 10.7. Область допустимых значений нагрузок на фундаменты по второй группе предельных состояний

Прямые *4* и *5* ограничивают допустимые величины вертикальных нагрузок и моментов по предельным величинам крена фундамента и его осадки соответственно. Их положение по отношению к прямым *1*, *2* и *3* может быть различным, поэтому конкретная форма области допустимых величин нагрузок на фундамент может отличаться от изображенной на рис. 10.7. При учете дополнительного эксцентриситета величина крена будет зависеть от величины вертикальной нагрузки. В результате крен увеличится по сравнению с линейным решением. Следовательно, допустимый момент, соответствующий предельной величине крена, будет меньше, и область допустимых значений нагрузок будет ограничена кривой *6*. Однако, как было показано ранее, при

учете нелинейной работы грунта величина крена может значительно превышать получаемую по расчету в упругой постановке, поэтому предельно допустимые значения моментов оказываются соответственно меньшими и реальная зона допустимых значений нагрузок должна быть ограничена кривой *7*. Таким образом, при расчетах по второй группе предельных состояний крайне важно использовать современные методы учета физической нелинейности работы грунта. В противном случае при попадании величин фундаментных нагрузок в заштрихованную зону (рис. 10.7) реальная величина крена может превысить предельно допустимую величину.

Рассмотрим расчет фундаментов высотных зданий по первой группе предельных состояний. Для исследования области допустимых нагрузок снова построим диаграмму в осях «нагрузка–момент» (рис. 10.8).

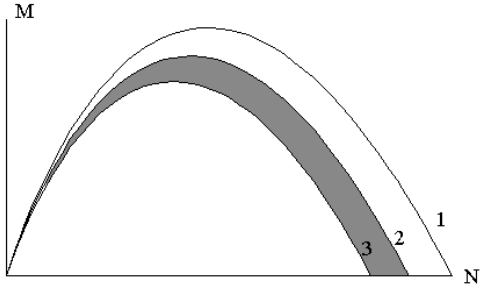


Рис. 10.8. Область допустимых значений нагрузок на фундаменты по первой группе предельных состояний (по СНиП 2.02.01)

Кривая *1* получена путем подстановки в выражение для предельной нагрузки величины

$$b' = b - 2\frac{M}{N}$$

и решения уравнения относительно момента. При учете дополнительного эксцентриситета, как это нетрудно получить из аналитического решения простейшей геометрически нелинейной задачи, величина момента будет определяться выражением

$$M = M_0 + \frac{i_0 HN}{1 - i_0 HN / M_0},$$

где M_0 – начальный момент; i_0 – крен фундамента по упругой модели (по методике СНиП); H – высота центра тяжести надземных конструкций. При подстановке выражения для момента в формулу несущей

способности и решении уравнения относительно начального момента M_0 получим кривую *2* на рис. 10.8. Как видно на рис. 10.8, при учете дополнительного эксцентриситета величина предельной нагрузки на основание может значительно снизиться. Поскольку крен, получаемый по упругопластической модели, может значительно превышать вычисленный по упругому решению, область допустимых значений нагрузок на фундаменты наиболее корректно ограничивать кривой *3*, которую можно получить из решения серии нелинейных задач. Попадание величин нагрузок в заштрихованную область (см. рис. 10.8) представляется крайне опасным, поскольку может привести к катастрофическому увеличению крена и разрушению здания.

Известно, что крен зданий обусловливается следующими основными причинами: пространственной неоднородностью грунтов основания и асимметричностью поля нагрузок. Но имеется еще одна не столь очевидная причина развития крена: значительная асимметрия в распределении жесткостей здания. Такая ситуация была выявлена при расчете 25-этажного здания в Санкт-Петербурге высотой 83 м (рис. 10.9).

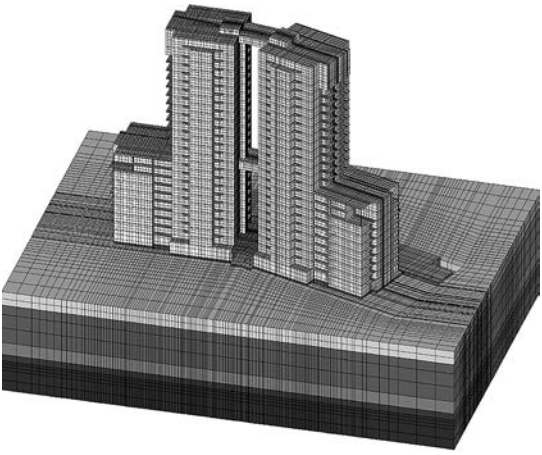


Рис. 10.9. Расчетная схема здания высотой 83 м в Санкт-Петербурге

Здание абсолютно симметрично по архитектурно-планировочному решению за исключением участка в одном крыле, где поперечные стены цокольного и первого этажей прорезаны значительными проемами для устройства бассейна. Это привело к перераспределению напряжений в коробке здания, в результате чего усилия передавались на основание преимущественно через более жесткие стены, не ослабленные проемами (рис. 10.10). Таким образом, нагрузка передавалась на основание эксцентрично, что привело к крену здания в плоскости поперечных стен до 9 см поверху.

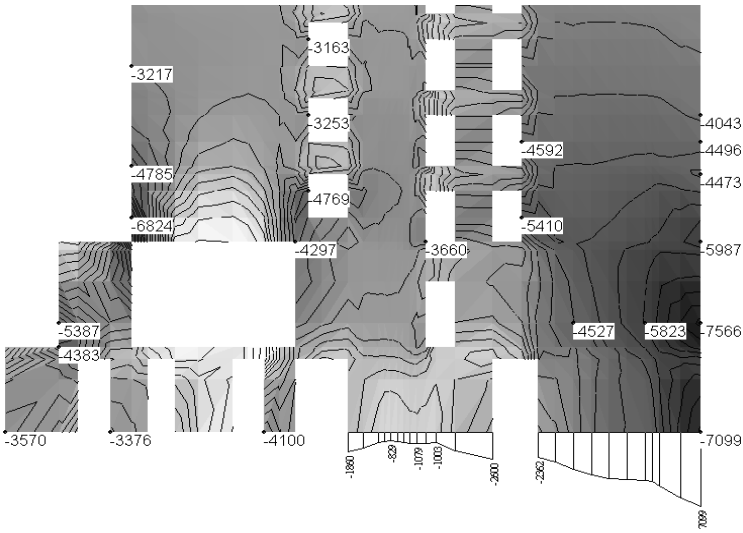


Рис. 10.10. Изолинии вертикальных нормальных напряжений (кПа) в поперечной стене, приводящих к неравномерному нагружению основания и крену здания вправо (фрагмент расчетной схемы – низ поперечной стены здания)

Таким образом, для удовлетворения требований СНиП по обеспечению устойчивости фундаментов высотных зданий и ограничению их деформаций обычных инженерных методов расчета явно недостаточно. Требуются пространственные нелинейные расчеты, учитывающие совместную работу основания и надземных конструкций здания. Такие расчеты позволят не только рассчитать напряженно-деформированное состояние основания, но и оценить уровень усилий в конструкциях, а, следовательно, предотвратить появление недопустимых величин усилий в элементах конструкции.

Особое внимание при расчетах высотных зданий следует уделять влиянию динамических нагрузок. В районах с низкой сейсмической активностью основным источником динамических воздействий для жилых зданий, как правило, является динамическая составляющая ветровой нагрузки. Воздействие ветровых нагрузок на высотные здания может приводить к значительным амплитудам колебаний на верхних этажах здания. Это может негативно сказываться на самочувствии людей в помещениях и вызвать дополнительные напряжения в надземных конструкциях и грунтах основания. Поэтому система «основание–фундамент–здание» для восприятия динамических нагрузок должна обладать достаточной жесткостью.

Обычно при расчете здания на динамическую составляющую ветровых нагрузок ограничиваются рассмотрением надземных конструкций здания. При этом расчет амплитуд колебаний здания обычно про-

водят методом разложения по собственным формам колебаний (модальной суперпозиции).

Такой метод требует решения задачи о собственных колебаниях здания, т. е. определения необходимого количества первых частот и форм собственных колебаний. При рассмотрении влияния основания на параметры колебаний здания данный метод, как правило, не позволяет учесть динамическую работу пространственного массива грунта из-за чрезвычайной вычислительной сложности задачи на собственные значения для систем высокой размерности. В результате рассматриваемый подход приводит к необходимости использования упрощенных моделей основания с применением понятия «присоединенной массы», что снижает точность совместных динамических расчетов.

Более перспективным представляется прямое интегрирование уравнений колебаний системы «основание–фундамент–здания» во времени. Такой подход при необходимости позволяет рассчитать динамическое поведение конструкции и грунта с учетом нелинейных явлений.

Рассмотрим динамический расчет высотного монолитного 25-этажного здания. При расчете без учета деформаций основания спектр собственных колебаний здания, полученный с помощью прямого интегрирования дифференциальных уравнений во времени, совпадает со спектром, известным из решения задачи на собственные частоты (рис. 10.11). В спектре отчетливо выявляются несколько первых частот собственных колебаний, максимальные амплитуды соответствуют частотам около 1 Гц.

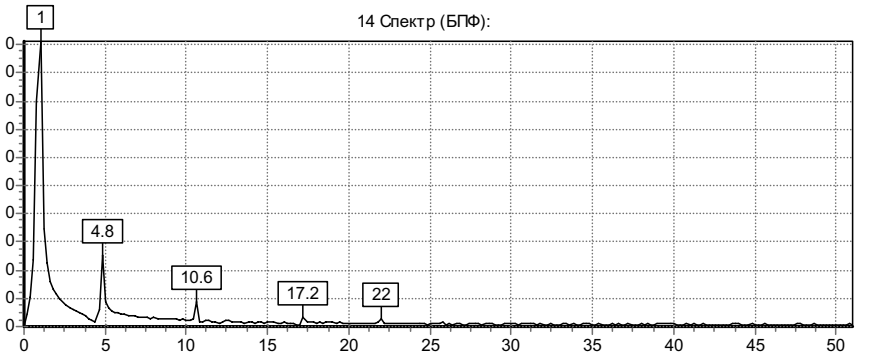


Рис. 10.11. Спектр колебаний 25-этажного монолитного здания без учета деформируемости основания

При расчете подобного здания на естественном основании (при динамическом модуле грунта 100 МПа) спектр колебаний существенно изменяется (рис. 10.12). Наибольшая амплитуда связана с колебанием здания как единого целого на податливом основании. Частота

таких колебаний составляет около 0,4 Гц, а амплитуда смещений верхних этажей значительно больше, чем при расчете без учета податливости основания. Более высокие частоты колебаний вносят существенно меньший вклад в величины напряжений в конструкциях и грунтах.

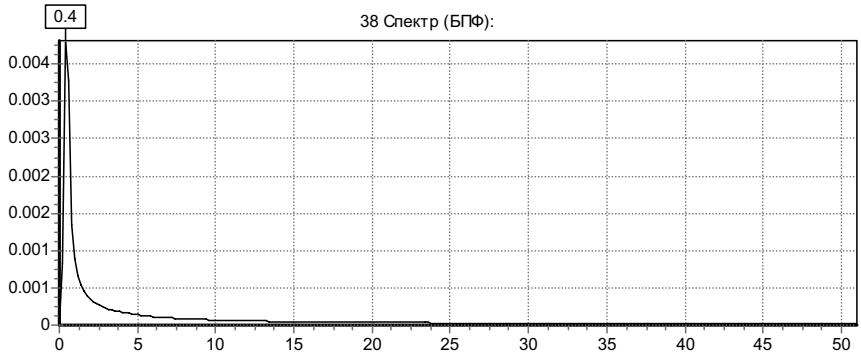


Рис. 10.12. Спектр колебаний 25-этажного монолитного здания на естественном основании со средним динамическим модулем 100 МПа

При расчете здания на свайном основании первая собственная частота колебаний здания увеличивается и занимает промежуточное положение между первой частотой, полученной для фундамента на естественном и неподатливом основании.

Амплитуды колебаний от динамической составляющей ветровой нагрузки на податливом и неподатливом основаниях могут существенно различаться. В данном примере это различие превышало 100% (рис. 10.13).

а *б*

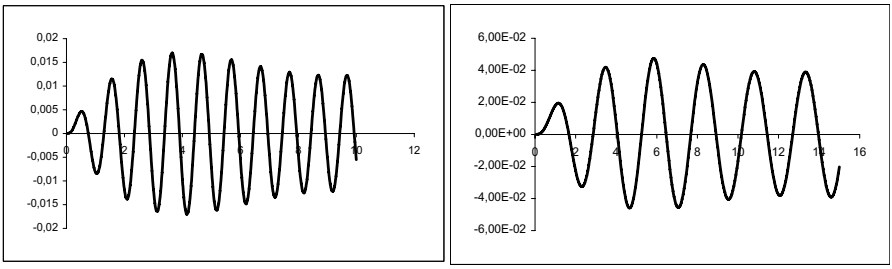


Рис. 10.13. Амплитуды смещения верхнего этажа здания от динамической составляющей ветровой нагрузки: *а* – по расчету на неподатливом основании; *б* – по расчету с учетом податливости основания для здания на естественном основании

Таким образом, при проектировании зданий на податливом основании необходим учет совместной работы надземных конструкций, фундаментов и грунтов основания.

10.3. Основы технического регламента проектирования высотных зданий в Санкт-Петербурге

Потребность в строительстве высотных зданий обусловила необходимость срочного заполнения лакуны в нормах на проектирование.

Впервые территориальные нормы по высотному строительству были введены в Москве, несколько позднее на их основе были составлены петербургские нормы. Последние в геотехническом отношении, к сожалению, почти не содержат какой-либо специфики возведения высотных зданий в условиях слабых грунтов.

Большинство положений общеизвестны и могут быть отнесены к любому объекту проектирования. Некоторые же тезисы ошибочны. Одним из них является рекомендация рассчитывать небоскребы в плоской постановке задачи. Нет необходимости пояснять, что небоскреб представляет собой здание башенного типа, которое не может рассматриваться в плоской постановке.

В связи с этим авторы убеждены, что разработка серьезных норм по проектированию высотных зданий еще впереди. В основу должны быть положены глубокие исследования, отвечающие на вопросы, которые целесообразно хотя бы обозначить.

Какой грунт может быть несущим для высотного здания?

Проектирование и устройство фундаментов высотных зданий вне зависимости от вида оснований представляет собой достаточно сложную инженерную задачу. Традиционно предпочтение отдается участкам, где достаточно близко к поверхности залегают прочные малосжимаемые грунты и горные породы. В этом случае основные проблемы у геотехников возникают в случаях трещиноватости горных пород, возможности развития карстовых явлений и сейсмической опасности территории строительства.

В Санкт-Петербурге скальные породы залегают на глубинах более 200 м. Устройство свайных фундаментов, достигающих таких глубин, весьма сложно с технической точки зрения (не говоря уже об экономической составляющей). Кровля протерозойских твердых глин располагается на глубинах более 30 м. Именно в этих глинах в основном располагаются тоннели петербургского метрополитена. Эти глины обладают достаточно хорошими физико-механическими свойствами и

во многих случаях их наиболее рационально рассматривать в качестве опорного слоя фундаментов высотных зданий.

При этом следует учитывать, что верхний слой глин достаточно часто носит следы гляциодислокации, что выражается в значительном ухудшении его строительных свойств. Как показывают наблюдения, опирание свай на дислоцированные протерозойские отложения может привести к существенным осадкам зданий даже небольшой этажности. Так, 7-этажное здание на пл. Конституции на сваях длиной 16 м, опирающихся на верхний, дислоцированный слой протерозойских глин, получило осадку 13 см, а расположенное рядом идентичное по конструкции здание на фундаментной плите – до 20 см. Такие данные свидетельствуют о необходимости детального исследования физико-механических свойств грунтов при проектировании фундаментов зданий, в противном случае свайный фундамент может оказаться неэффективным и опасным для строительства высотного здания.

Выше протерозойских глин располагаются моренные супеси и суглинки. В петербургском регионе эти грунты могут значительно различаться по своим физико-механическим свойствам. При этом под более прочными грунтами могут залегать слои с худшими физико-механическими характеристиками. Использование моренных супесей и суглинков в качестве основания для высотных зданий едва ли возможно, поскольку связано с развитием существенных неравномерных осадок.

Выше моренных супесей и суглинков, как правило, располагаются озерно-ледниковые отложения, отличающиеся крайне негативными строительными свойствами. Опирание фундаментов высотных зданий на эти слои невозможно.

Поэтому в большинстве случаев для условий Санкт-Петербурга наиболее надежным вариантом фундаментов высотного здания является свайный, с опиранием на слой протерозойских глин. Однако в зонах палеодолин (занимающих заметную часть территории города) кровля коренных протерозойских отложений понижается до глубин более 100…110 м.

Как правило, палеодолина прорезает мощную толщу глин верхних коренных отложений, образуя крутые склоны (до 12…15°). Кровля моренных отложений в пределах палеодолин также существенно понижается. Для геологических условий площадок, расположенных в пределах древних палеодолин, характерны невыдержанность и выклинивание отдельных слоев, что увеличивает риск развития неравномерных осадок и кренов конструкций любого здания (не только высотного). В настоящее время устройство свайных фундаментов, достигающих глубин более 100 м и передающих давление на плотные коренные протерозой-

ские отложения, является крайне сложной задачей для ведущих мировых и отечественных подрядчиков. В таких условиях в качестве несущего слоя приходится рассматривать слои моренных супесей и суглинков. В этом случае следует минимизировать осадки конструктивными методами. Пример возможного варианта устройства фундаментов высотного здания в подобных условиях будет рассмотрен ниже.

В целом грунтовые условия в регионе для строительства высотных зданий характеризуются как неблагоприятные или крайне сложные. Строительство высотных зданий в таких условиях потребует дополнительных детальных изучений инженерно-геологической ситуации с полным анализом свойств геологических элементов, позволяющим использовать современные модели механики грунтов для расчета осадок здания с учетом совместной работы основания и надземной конструкции.

В чем состоит философия проектирования высотных зданий?

Высотное здание относится к повышенному уровню сложности и ответственности проектирования и строительства, а устройство его фундаментов к третьей, наивысшей геотехнической категории.

Высотное строительство – это шаг на пути научно-технического прогресса, который сопровождается увеличением числа факторов риска.

Для обеспечения приемлемого суммарного риска при высотном строительстве необходимо минимизировать риск от каждого фактора.

С этой целью следует пересмотреть требования ко всем этапам строительного процесса.

Какие факторы риска следует учитывать?

1. Субъективные социальные факторы – непрофессионализм проектировщиков, отсутствие опыта.

2. Объективные социальные факторы – отсутствие обоснованных норм, системы взаимодействий разработчиков взаимозависимых разделов проекта.

3. Технические факторы.

3.1. Резкое возрастание нагрузок на основание при ограниченном пятне нагружения.

3.2. Высокое положение центра тяжести.

3.3. Снижение доли нагрузок от собственного веса конструкций (постоянных нагрузок) в общей сумме нагрузок.

3.4. Повышение доли временных нагрузок.

3.5. Среди временных нагрузок на первый план выходят ветровая нагрузка и температурные климатические воздействия.

3.6. Возрастание нагрузки от движения лифтов.

3.7. Возрастание влияния динамических нагрузок (в том числе от импульсной составляющей ветровой нагрузки).

3.8. Возрастание влияния сейсмических воздействий.

3.9. Увеличение влияния деформаций основания, сопровождающихся изменением структуры грунта (при высоких значениях статических воздействий – выпор грунта; при динамических – развитие выброползучести).

4. Группа факторов, обусловленных повышенной уязвимостью *при пожаре*.

5. Другие факторы – повышенная уязвимость при террористических актах, других форс-мажорных обстоятельствах.

Каковы критерии при расчете высотных зданий?

Для протяженных зданий привычным критерием при расчете по деформациям является ограничение относительной неравномерности осадок некоторым допустимым значением. Высотные здания взаимодействуют с основанием подобно жесткому штампу на податливом основании, для которого неравномерные осадки не опасны.

Главным критерием становится *ограничение крена* высотного здания.

Большинство перечисленных выше технических факторов риска способствует именно развитию крена.

Должно быть оценено влияние каждого технического фактора на крен здания в отдельности, а также в совокупности. При этом следует учитывать, что суммарное воздействие технических факторов на крен здания может превышать сумму кренов от каждого из них в отдельности (т.е. имеет место нелинейность, при которой суперпозиция факторов дает заниженное значение крена). Причинами развития крена является:

неоднородность поля нагружения основания;

неоднородность инженерно-геологических условий (несогласованность слоев, линзовидное залегание и др.);

неоднородность жесткости здания.

Кроме того, следует рассматривать возможность развития крена вследствие:

случайной неоднородности свойств грунта в пределах одного инженерно-геологического элемента (слоя);

неравномерных температурных деформаций конструкций здания;

развития виброползучести грунта при импульсных воздействиях ветра (в преобладающем направлении) и пр.

Следует также учитывать ограничение динамических составляющих всевозможных нагрузок (от ветра, движения лифтов и пр.) уровнем, допускаемым санитарными нормами.

Каковы требования к инженерно-геологическим изысканиям?

Учитывая значительное влияние на крен здания неоднородности инженерно-геологических условий площадки (несогласованное залегание слоев - выклинивание, линзовидное залегание) количество скважин на пятне застройки должно быть увеличено таким образом, чтобы они образовывали сетку 10×10 м. Глубина скважин должна, как минимум, на 20 м превышать глубину заложения пяты свай. Помимо разрезов должны быть построены изолинии кровли несущего слоя. Очертание его кровли между скважинами должно быть уточнено геофизическими методами.

Определения свойств грунтов должны обеспечивать возможность применения нелинейных моделей механики грунтов. В частности, обязательным является проведение трехосных испытаний в различных условиях дренирования, определение реологических параметров. Полезно также определять параметры виброползучести грунта в условиях нагружения, адекватных реальным воздействиям (импульсная составляющая ветровой нагрузки и т. д.).

Обязателен анализ процессов, негативно влияющих на инженерно-геологические свойства грунтов, и прогноз изменения свойств при воздействии этих процессов.

Определение свойств грунтов должно проводиться только прямыми методами в объеме, позволяющем получить статистически достоверное математическое ожидание и дисперсию для каждого параметра грунтовых свойств. Для одного слоя грунта должно быть выполнено не менее 50 дублирующих определений каждого параметра. Следует выявлять изменение однородности свойств внутри инженерно-геологического элемента.

Какие типы фундаментов можно использовать при возведении высотных зданий?

Фундамент высотного здания должен обеспечивать его надежное защемление в основании. Могут рассматриваться следующие типы фундаментов:

свайный фундамент;

заглубленный коробчатый «плавающий» фундамент;

их комбинация.

Какова должна быть конструкция высотного здания?

Конструкция должна обеспечивать достаточную пространственную жесткость здания для восприятия всех воздействий, в том числе отнесенных к факторам риска. Следует избегать неоднородности жесткости здания. Возведение здания допускается только из монолитного железобетона или металлических конструкций, при обеспечении необходимой степени их огнестойкости.

Как рассчитывать высотное здание?

Расчеты следует выполнить с учетом взаимодействия системы «здание – фундаменты – основание». Расчеты должны проводиться в пространственной постановке с учетом физической и геометрической нелинейности работы этой системы. При моделировании работы основания следует выполнить расчеты с использованием:

упруго-пластической модели с учетом эффекта возникновения избыточных поровых давлений для грунтов, подверженных фильтрационной консолидации;

реологической модели грунта.

Расчеты должны выполняться с учетом прогноза изменения свойств грунтов при воздействии процессов, оказывающих негативное влияние на грунты основания. Расчеты должны проводиться для всех этапов строительных работ на площадке:

ведения работ нулевого цикла (устройство ограждения котлована, откопка котлована, устройство свай и т. д.);

поэтапного возведения здания.

Каков состав мониторинга?

Возведение высотного здания и его последующая эксплуатация должны сопровождаться инструментальным мониторингом, обязательными составляющими которого являются:

постоянный контроль за осадками и кренами здания;

постоянный контроль статических усилий в основных несущих элементах, в том числе сваях, железобетонной плите днища, давления на грунт и пр.;

постоянный контроль параметров колебания конструкций;

постоянный контроль влияния на соседнюю застройку.

Очевидно, к перечисленным вопросам можно добавить и другие. Насущной задачей настоящего времени является поиск развернутых и обоснованных ответов на эти вопросы.

10.4. Пример расчета фундаментов высотного здания в сложных инженерно-геологических условиях

В качестве примера приведем расчетное обоснование строительства высотного здания в Санкт-Петербурге в сложных грунтовых условиях на территории Васильевского острова. Проектируемое здание имеет 40 этажей (150 м). Рассматриваемые предпроектные исследования являются по существу новой попыткой строительства здесь высотного здания после отказа предыдущих инвесторов (проект «Петр Великий», 1994 г.).

Площадка строительства характеризуется наличием глубокой палеодолины, кровля относительно прочных протерозойских отложений находится на глубинах более 100 м. Таким образом, данный участок строительства относится к наиболее неблагоприятным на территории Санкт-Петербурга для строительства высотных зданий.

Здание предполагалось расположить на подземном сооружении глубиной от поверхности 20 м. В пределах подземного пространства устраиваются 6 уровней: два уровня торговых помещений и четыре уровня подземной автостоянки. Над подземным пространством предполагалось устройство стилобата, имеющего три уровня помещений с торгово-развлекательными функциями. Выше располагаются жилые и технические этажи.

Как показывают расчеты, устройство развитого подземного объема позволяет решить одновременно следующие задачи:

снизить величины дополнительных нагрузок на основание за счет увеличения площади основания, а также разгрузки основания при устройстве подземного сооружения;

уменьшить величины горизонтальных смещений здания за счет развитой заглубленной части, которая на горизонтальные нагрузки работает как подпорная стенка;

повысить общую устойчивость здания (снизить риск развития значительных кренов);

уменьшить стесненность при расстановке свай с учетом включения их в работу конструкциями подземной части;

снизить амплитуды колебаний конструкций здания за счет увеличения площади подземной части, а также дополнительной «присоединенной массы».

В то же время следует учитывать, что устройство глубокого подземного объема в условиях слабых грунтов является сложной геотехнической задачей, решению которой посвящена гл.9.

Снижение осадок здания при устройстве подземного объема достигается, в основном, благодаря уменьшению давления на основание за

счет снятия веса вынутого грунта. Без учета этого фактора дополнительное давление на основание от высотной части здания может достигать 0,7…0,75 МПа. Для восприятия таких давлений основанием необходимы прочные малосжимаемые грунты, находящиеся на данной площадке на глубинах более 100 м. Варианты устройства фундаментов в таких условиях являются крайне дорогостоящими и технологически трудно осуществимыми.

При этом следует отметить, что учитывать снижение нагрузки при выемке грунта приходится с большой осторожностью. При выработке глубоких котлованов происходит поднятие дна, сопровождающееся расструктуриванием верхних слоев грунта и ухудшением их строительных свойств (Габдрахманов Ф.Г., 1990). В таких условиях возможно развитие существенной осадки фундаментов, опирающихся на слои, расположенные близко к поверхности дна котлована. В связи с этим при ширине котлована более 10 м отечественные нормы не позволяют учитывать положительную роль снятия веса вынутого грунта.

Для использования эффекта снятия веса грунта необходимо устройство свай ниже дна котлована, прорезающих зону возможного ухудшения свойств грунтов. В рассматриваемых инженерно-геологических условиях строительства грунты с относительно благоприятными физико-механическими характеристиками, имеющие твердую консистенцию, начинаются с глубин 30…35 м и относятся к отложениям лужской морены.

Расчетный анализ вариантов устройства фундаментов показал, что наиболее надежным и экономически эффективным является вариант свайных фундаментов с глубиной острия свай около 40 м от поверхности. Большинство свай может быть выполнено со дна подземного сооружения, при этом их длина составит около 20 м. При устройстве подземного сооружения глубиной 20 м среднее дополнительное давление (с учетом веса вынутого грунта) по подошве условного фундамента 75×75 м не превышает 100 кПа.

Таким образом, устройство развитой подземной части и эффект снятия веса вынутого грунта в объеме подземного сооружения позволили существенно уменьшить нагрузки на основание, а следовательно, и величину осадки здания. В то же время величина абсолютной осадки является далеко не единственным критерием, по которому следует оценивать эффективность работы фундаментов здания. На работу надземных конструкций влияет, как известно, не столько абсолютная осадка, сколько неравномерность осадок.

Эффект снятия веса вынутого грунта позволяет снизить абсолют-

ные величины осадок, однако не способен уменьшить их неравномерность. При проектировании традиционных фундаментов при незначительных величинах осадок, как правило, незначительными являются и их неравномерности. При расчете «плавающих» фундаментов с учетом снятия веса грунта низкая величина абсолютных осадок не должна вводить геотехника в заблуждение, поскольку может сопровождаться существенной неравномерностью.

Поэтому при расчетах зданий с развитой подземной частью особое внимание следует уделить *жесткости* сооружения и ее способности выравнивать неравномерности осадок. Для обеспечения достаточной жесткости и относительно равномерного распределения давления по пятну застройки конструктивная схема здания должна предполагать наличие жестких стенок, связывающих части подземного сооружения и имеющих незначительное количество проемов. Наиболее простым вариантом увеличения жесткости для рассматриваемого здания являлось устройство перекрестных несущих стен в пространстве стилобата и подземного сооружения. Однако такое решение ограничивало бы планировочные возможности использования подземного пространства (для устройства автостоянок, торговых залов и т. д.). Решением проблемы может стать *распределение жесткостей в различных уровнях высотного здания*. В расчетах рассматривалась конструктивная схема, предусматривающая расположение жестких стен выше стилобата в контуре высотной части здания (в пределах нижних 5–8 этажей) и жестких стен за контуром высотной части в пределах стилобата и подземного пространства.

Расчетная схема здания изображена на рис. 10.14, 10.15, конструктивные схемы внутренних монолитных несущих стен здания и перекрытий – на рис. 10.16, 10.17.

При расчете осадок здания методом послойного суммирования глубина сжимаемой толщи оказывается равной нулю, поскольку 20% от природного давления на глубине 40 м превышают величину дополнительного давления (с учетом веса вынутого грунта). Следовательно, расчетная осадка здания также равна нулю. Очевидно, что такой вывод является не более чем дефектом расчетного метода. При использовании метода Егорова величина сжимаемой толщи оказывается равной 16 м, при этом применимость эмпирической формулы для определения глубины сжимаемой толщи для данного типа фундамента вызывает большие сомнения.

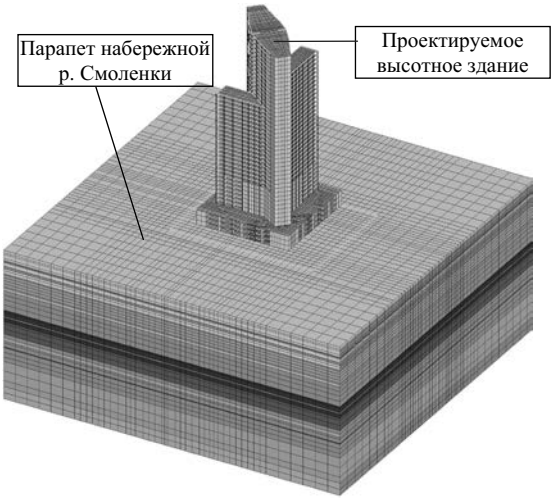


Рис. 10.14. Расчетная схема высотного здания

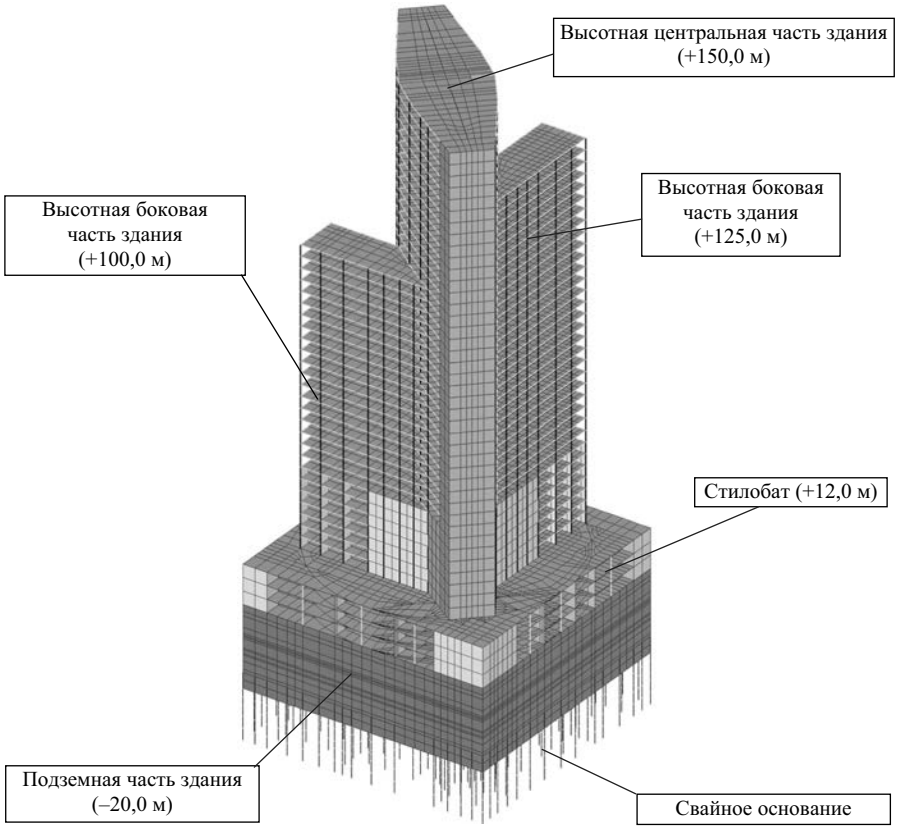


Рис. 10.15. Фрагмент расчетной схемы.
Конструкции высотного здания с подземной частью

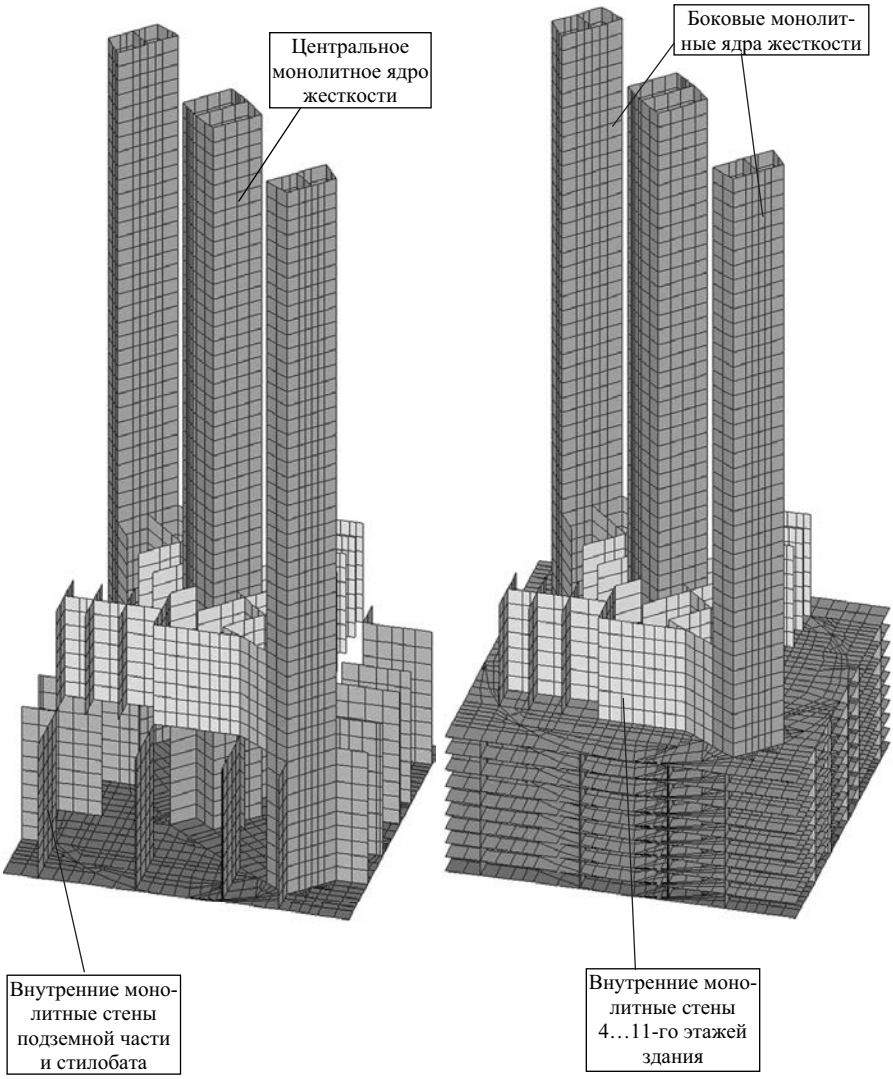


Рис.10.16. Система внутренних вертикальных несущих конструкций

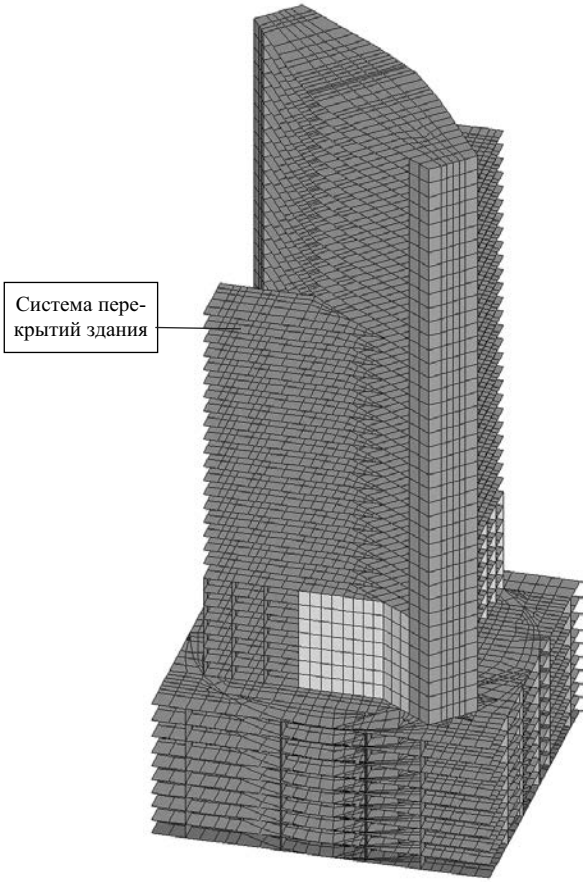


Рис. 10.17. Конструктивная схема внутренних монолитных стен здания и перекрытий

Более объективным представляется ограничение сжимаемой толщи уровнем залегания коренных пород (около 110 м от поверхности). При этом в расчете, согласно традиционному подходу, принимаются модули деформации, определенные с учетом природного давления на соответствующих глубинах (более 40 м). В таких условиях значения модулей деформации, определенные в результате компрессионных испытаний, будут достаточно высокими, и расчетная осадка здания составит 8…10 см. В то же время такие модули соответствуют влажности грунтов значительно меньше природной, т. е. отвечают характеристикам не природного, а искусственно уплотненного грунта. Такой подход соответствует гипотезе нормального уплотнения грунтов, которая, как уже указывалось, для глинистых грунтов Санкт-Петербурга не соответствует данным полевых исследований.

В грунтовых условиях Санкт-Петербурга при расчете оснований крайне важен корректный учет сдвиговых деформаций грунтов. При низких коэффициентах фильтрации и заглублении острия свай в водонасыщенные глинистые грунты деформации формоизменения, как уже отмечалось выше в гл.4, могут превалировать над объемными деформациями, связанными с уплотнением грунта. Характеристики поведения грунтов при деформациях формоизменения могут быть получены из трехосных испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме, выполнявшихся для грунтов рассматриваемой площадки строительства в Петербургском горном институте под руководством профессора Р. Э. Дашко. В сочетании с компрессионными испытаниями такой подход позволяет более полно учесть особенности нелинейной работы грунтов основания.

При расчете по данной модели максимальная конечная осадка высотного здания составляет 15 см (рис. 10.18). При этом наблюдаются существенные неравномерности осадок. Это говорит о том, что жесткость здания и подземного сооружения является не вполне достаточной. Этот недостаток должен быть устранен при проектировании здания путем увеличения толщин стен, установки дополнительных диафрагм или с помощью других конструктивных решений.

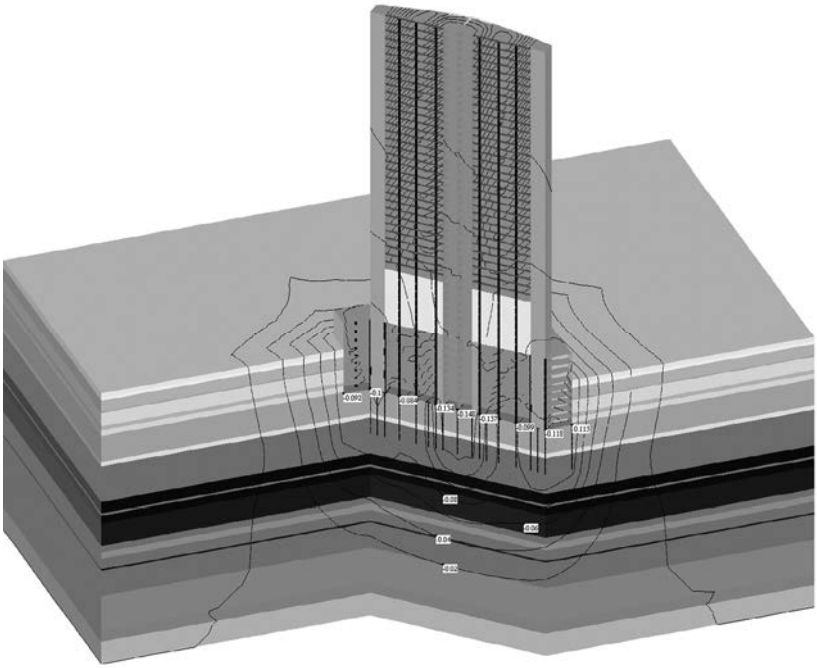


Рис. 10.18. Изолинии осадок (м) проектируемого высотного здания при расчете по упруго-вязко-пластической модели

Таким образом, строительство небоскребов в условиях Санкт-Петербурга прямо зависит от возможности устройства развитого подземного объема. Правда, подземный объем будет не очень удобен: в нем придется сделать множество жестких стен, мешающих размещению автомобилей и технических помещений. Именно такая идея была предложена нами для небоскреба на берегах Невы. Нами были выполнены уникальные, не имеющие сегодня аналогов расчеты взаимодействия основания и конструкций высотного здания. Была самым скрупулезным образом собрана расчетная схема здания, которое не имеет ни одного повторяющегося этажа. Было тщательно смоделировано свайное основание, состоящее из прямоугольных свай-баррет, рассмотрена нелинейная работа грунта основания, рассчитано развитие деформаций во времени (рис. 10.19).

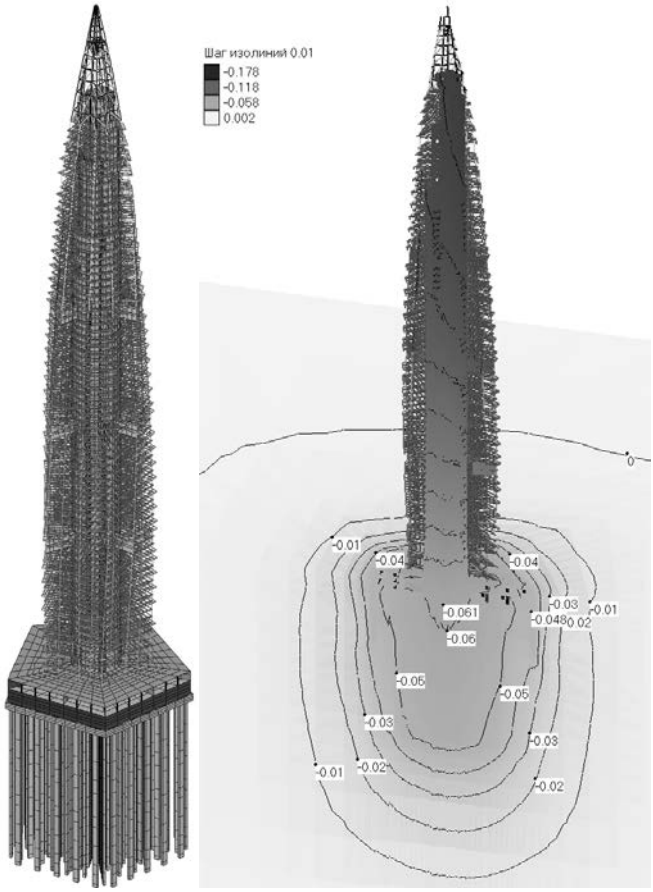


Рис. 10.19. Расчетная схема высотного здания и изолинии осадок (м) по расчету с учетом нелинейной работы основания и взаимодействия грунта и конструкций здания.

Расчеты со всей убедительностью показывают, что строительство такого небоскреба в нашем городе вполне осуществимо. При этом, правда, придется немало потратиться на фундаменты.

Следует предупредить инвестора, что любой небоскреб на любых грунтах – дело заведомо невыгодное, тем более, на слабых грунтах. Появление небоскребов всегда было свидетельством амбиций их владельцев. Сегодня, когда технология строительства небоскребов во всем мире стала обыденностью, такое выражение амбиций становится, как минимум, неоригинальным.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В современном мире геотехника становится эффективным инструментом по управлению рисками в области строительства и реконструкции. Инженерная геология служит информационной основой для численных расчетов, использующих достижения механики грунтов. Моделирование работы грунта в основании зданий и подземных сооружений с помощью компьютерных программ вошло в повседневную практику проектирования. Вступивший в силу с 1 июля 2010 г. Федеральный закон 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» впервые в отечественной практике на общефедеральном уровне обязывает вести совместные расчеты взаимодействия зданий и оснований. Закон указывает, что расчетные модели основания и строительных конструкций должны отражать действительные условия работы здания и сооружения. Эта, казалась бы, банальная истина далеко не всегда реализуется при проектировании. Закон требует рассматривать пространственную работу строительных конструкций и при этом «учитывать геометрическую и физическую нелинейность». Кроме того, закон обязывает учитывать реологические свойства материалов и грунтов.

Отмеченные выше требования закона остаются сегодня за пределами возможностей большинства проектных организаций. Прежде всего, традиционные инженерно-геологические изыскания не ориентированы не последующее численное моделирование при проектировании и не предоставляют проектировщику необходимых исходных данных для расчетов с использованием прогрессивных моделей механики грунтов. Сами программные продукты, содержащие такие модели, преимущественно построены по принципу «черного ящика», достоверность работы которого остается не выясненной для целого ряда практических задач. Более того, применимость имеющихся сегодня на рынке программ для расчетов зданий и подземных сооружений в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах нуждается в верификации (то есть проверке на соответствие результатам длительных наблюдений и натурных экспериментов).

Для реализации на практике проектных решений требуется применение современных геотехнологий. Их безопасное применение в ус-

ловиях плотной городской застройки невозможно без предварительной апробации в ходе технологических испытаний на опытной площадке и адаптации к специфическим инженерно-геологическим условиям региона.

Практический опыт геотехнического сопровождения проектирования и строительства объектов, накопленный авторами этой книги в течение полутора десятилетий работы в институте «Георeконструкция», позволяет утверждать, что развитие мегаполиса невозможно без развития геоинженерных наук – инженерной геологии, механики грунтов и геотехнологий. Авторы этой книги считали своим долгом сделать доступными для читателя те практические знания в области геотехники, которые позволяют сегодня с уверенностью решать актуальные задачи фундаментостроения и развития подземного пространства.

Изложенные в книге натурные исследования подтвердили эффективность предложенных авторами методов проектирования и достоверность разработанных расчетных моделей. Сопоставление фактически наблюдаемых величин и результатов численных расчетов авторов свидетельствует об их доверительной сходимости.

Геотехнические работы связаны с повышенным риском и поэтому должны сопровождаться постоянным интерактивным мониторингом, позволяющим корректировать проектные решения в процессе получения новой информации о поведении грунтов и конструкций. Федеральный закон 384-ФЗ рекомендует для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности предусматривать необходимость научного сопровождения инженерных изысканий, проектирования и строительства зданий и сооружений. Такое сопровождение является совершенно необходимой составляющей успеха для строительства в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах.

Сегодня на общероссийском уровне нет единого свода основополагающих требований к проектированию и строительству в условиях плотной городской застройки. Московские и петербургские геотехнические нормы и рекомендации не решают проблем для всего многообразия российских грунтов. Но они дают методологическую основу для разработки аналогичных региональных нормативных документов, учитывающих специфику грунтов и состояние окружающей застройки. Важность такого нормирования определяется существенными изменениями в характере застройки городов (высотное и подземное строительство, использование для застройки неблагоприятных в инженерно-геологическом плане территорий).

К сожалению, системные ошибки могут быть заключены уже в

расчетах, в численном моделировании. Авторы убеждены, что расчеты должны тщательно проверяться на стадии экспертизы проектной документации, осуществляемой государственными органами и страховыми компаниями. Такая практика для объектов повышенной опасности существует во многих странах мира. Затраты на профессиональный геотехнический контроль многократно окупаются как для инвесторов, так и для страховщиков. Об этом свидетельствует опыт устройства самых крупных подземных объемов в центральной части Петербурга. Можно надеяться, что реальное страхование строительных рисков станет возможным после объединения изыскателей, проектировщиков и строителей в саморегулируемые организации (СРО). Можно рекомендовать СРО направить свои усилия, прежде всего, на разработку нормативов и профессиональное повышение квалификации специалистов.

В этой книге были проанализированы важные составляющие геотехнического сопровождения:

– геотехническое обоснование проекта, со всеми расчетами, включая численное моделирование, с использованием принципа совместной работы грунтов и конструкций, с ретроспективным анализом геотехнической ситуации;

– технологический регламент реализации проектного решения;

– интерактивный мониторинг, объем которого определяется степенью ответственности объекта и состоянием соседней застройки.

Административные органы могут отменять существующие СНиПы и ТСН и принимать новые нормативы, но закономерности работы грунтов основания и взаимодействующих с ними конструкций не могут подлежать отмене даже самыми важными инстанциями страны, так как проверены многолетней строительной практикой. Принципы обеспечения безопасности едины для всех стран и континентов. Правила можно совершенствовать, можно корректировать, если это способствует повышению уровня безопасности и снижению рисков от реализации проектов. В любом случае опасно пренебрегать геотехнической составляющей проекта и многовековым опытом профессионалов – геотехников мира.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Абелев М.Ю.** Строительство промышленных и гражданских зданий на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. 247 с.
2. **Андреев С.А.** Восстановление и реконструкция капитальных зданий – М.: АКХ, 1944. 140 с.
3. **Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С.** Прогноз осадок свайных фундаментов – М.: Стройиздат, 1994.
4. **Бартоломей Л.А.** Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций. – Перм. гос. техн. ун-т. Пермь, 1999.
5. **Бахолдин Б.В., Большаков Н.Н.** Исследования напряженного состояния глинистых грунтов при погружении свай. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1973. № 5. С.11-13.
6. **Березанцев В.Г.** Расчет основания сооружений. – Л., Стройиздат, 1970. 208 с.
7. **Богданов Е.Н.** Исследование закономерностей пенетрационных испытаний и их приложения к расчету свай. – Автореф. дис... канд.техн.наук. Л.: ЛИИЖТ, 1978.24 с.
8. **Богов С.Г.** Опыт усиления здания в процессе деформирования. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. №5. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.81-85.
9. **Богов С.Г., Запевалов И.А.** Исследование свойств инъекционных растворов на основе цемента для качественного закрепления грунтов. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 2. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2000.
10. **Бондарик Г.К.** Методика определения прочности глинистых пород. – М.: Недра, 1974.
11. **Бражник В.Н.** Применение винтового штампа для определения характеристик свойств грунтов оснований реконструируемых зданий. – Мат. семинара ЛДНТП. Л., 1987.
12. **Брандль Х.** Использование коробчатых фундаментов глубокого заложения для передачи больших нагрузок (мосты, электростанции, высотные здания). – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.100-117.
13. **Брандль Х.** Разрушение глубокого котлована в условиях городской застройки. – Развитие городов и геотехническое строительство, №12. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2008. С.170-179.

14. **Бугров А. К.** О решении смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунтов. – Основания, фундаменты и механика грунтов, №6, 1974. С.20-23.
15. **Бугров А.К.** О применении неассоциированого закона пластического течения в смешенной задаче теории упругости и теории пластичности. – Л.: Тр. ЛПИ, №354, 1976. С.43-49.
16. **Бугров А.К., Голубев А.И.** Анизотропные грунты и основания сооружений. – СПб.: Недра, 1993. 245 с.
17. **Бугров А.К., Нарбут Р.М., Сипидин В.П.** Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. – Л.: Стройиздат, 1987. 184 с.
18. **Бургиньоли А.**, **Ямиолковский М., Виджиани К.** Применение геотехники как компонента междисциплинарного подхода для сохранения исторических городов и памятников. – Развитие городов и геотехническое строительство, №12. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2008. С.125-169.
19. **Ван Импе В.** Фундаменты глубокого заложения: тенденции и перспективы развития. – Развитие городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.7-33.
20. **Васенин В.А**. Расчетная оценка параметров колебанй грунта при вибропогружении шпунта и свай. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №5. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.111-116.
21. **Васенин В.А., Шашкин К.Г., Сахаров И.И.** Сравнительный анализ численных методов задач динамики сплошных сред. – Труды молодых ученых, ч.1. СПб.: СПбГАСУ,2000. С. 4-9.
22. **Васенин В.А., Шашкин К.Г., Сахаров И.И**. К задаче о численном моделировании колебаний полупространства под действием местной нагрузки. – Доклады 58-й науч. конф., ч.1. СПб.: СПбГАСУ, 2001. С.46-47.
23. **Вялов С.С.** Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
24. **Вялов С.С., Пекарская Н.К., Максимяк Р.В.** О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов. – Основания, фундаменты и механика грунтов, 1970, №1. С.7-9.
25. **Гольдштейн М.Н.** Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1973. 304 с.
26. **Габдрахманов Ф.Г.** Исследование напряженно-деформированного состояния при откопке котлованов. – Автореф. дис.... канд.техн.наук. Л.: ЛИСИ,1990. 24 с.
27. **Гонсалвес Е.Х.С.** Наклонившиеся здания города Сантос в Бразилии. – Развитие городов и геотехническое строительство, №9. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.132-155.
28. **Горбунов-Посадов М.И.** Осадки фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. М.: Госстройиздат, 1946.
29. **Горбунов-Посадов М.И.** Метод решения смешанных задач теории упругости и теории пластичности грунтов. –М., 1971.
30. **Далматов Б.И.** Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям. – Л.: Стройиздат, 1968. 142 с.

31. **Далматов Б.И.** Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л.: Стройиздат, 1988. 415 с.
32. **Далматов Б.И. и др**. Особенности устройства фундаментов на пылевато-глинистых грунтах в условиях реконструкции. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1986, № 5. С.4-6.
33. **Далматов Б.И., Улицкий В. М.** Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий. – Текст лекций. Л.: 1985. 42 с.
34. **Далматов Б. И., Чикишев В. М.** Определение осадок фундаментов с учетом изменения модуля деформации глинистого грунта в зависимости от напряженного состояния. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1984, №1.
35. **Далматов Б.И., Ягданова Л.П.** Компрессионно-декомпрессионные свойства некоторых разновидностей глинистых грунтов. – Механика грунтов, основания и фундаменты: Сб.науч.тр., № 78. Л.: ЛИСИ, 1973. С.53-57.
36. **Дашко Р.Э.** Инженерно-геологический анализ процесса консолидации водонасыщенных глинистых пород. – Инженерная геология, 1981. №1.
37. **Дашко Р.Э.** Основные представления о критерии начала фильтрационной консолидации водонасыщенных глинистых пород. – Проектирование и строительство автомобильных дорог: Межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1982. С. 142-159.
38. **Дашко Р. Э.** Механика горных пород. – Учебник для вузов. – М.: Недра. 1987.
39. **Дашко Р.Э.** Анализ деформаций водонасыщенных глинистых грунтов в основании сооружений. – Основания и фундаменты гражданских и промышленных зданий (в условиях слабых и мерзлых грунтов): Межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1990. С. 104-113.
40. **Дашко Р.Э., Александрова О.Ю.** Инженерно-геологический и геоэкологический анализ причин деформаций Исаакиевского собора. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. №5. СПб.: Изд-во «Георекoнструкция-Фундаментпроект», 2003. С.57-65.
41. **Денисов Н.Я.** О природе деформаций глинистых грунтов. – М.: Речиздат, 1951.
42. **Джантимиров Х.А.** Разработка конструкции и методов расчета буроинъекционных свай. – Автореф. дис. ... канд. техн. Наук. НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. М., 1986. 24 с.
43. **Джантимиров Х.А., Ушаков Н.В.** Устойчивость свай в грунте. – Сб.тр. НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. Вып. 70. М., 1980. С. 72-78.
44. **Дидух Б. И.** Упругопластическое деформирование грунтов: Монография. - М.: Изд-во УДН, 1987. - 166 с.
45. **Драновский А.Н., Фадеев А.Б.** Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве. Казань: изд-во КГУ, 1993.
46. **Друккер Д, Прагер В.** Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование. Новое в зарубежной механике. – М., 1975, т.2. С.165-177.
47. **Егоров А.И.** Усиление фундаментов в процессе реконструкции зданий и сооружений. – Обзор. информ. М.: ВНИИНТПН, 1991. 52 с.

48. **Егоров А.И., Львович Л.Б., Марочнин Н.Р.** Опыт проектирования и строительства фундаментов из буроинъекционных свай. – Механика грунтов, основания и фундаменты. 1982, № 6. С.14-16.
49. **Жемочкин Б.Н. Синицын А.П.** Практические методы расчета балок и плит на упругом основании. – М.: Госстройиздат, 1947.
50. **Жинкин Г.Н.** Теоретические основы и практическое применение электрохимического способа обработки глинистых грунтов. – Дисс. ... д-ра техн. наук. Л.: ЛИИЖТ, 1969. 400 с.
51. **Жинкин Г.Н., Калганов В.Ф.** Закрепление слабых грунтов в условиях Ленинграда. – Л.: Стройиздат, 1967. 150 с.
52. **Зарецкий Ю.К.** Теория консолидации грунтов. – М.: Наука, 1967. 268 с.
53. **Зарецкий Ю.К.** Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений. – М.: Стройиздат, 1988. 352 с.
54. **Иосилевич В.А., Рассказов Л.И., Сысоев Ю.М..** Об особенностях развития поверхнеостей нагружения при пластическом упрочнении грунта.// В.А.Иосилевич. *Избранные труды*. Изд. Московского Университета, 2005.
55. **Катценбах Р., Шмит А., Рамм Х.** Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. Случаи из практики. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.80-99.
56. **Коган Я.Л., Иосилевич В.А.** Прочность и длительная прочность глинистых грунтов. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1961, №5. С.19-20.
57. **Колыбин И.**В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях. – Развитие городов и геотехническое строительство, №12. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2008. С.90-124.
58. **Колыбин И.**В. Подземные сооружения и котлованы в городских условиях – опыт последнего десятилетия. – М.: Российская геотехника – шаг в XXI век. Труды юбилейной конференции, посвященной 50-летию РОМГГиФ. 2007, на CD диске. 34 с.
59. **Коновалов П.А.** Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – М.: Стройиздат, 1989. 136 с.
60. **Королев М.В.** Примеры и причины аварий зданий и сооружений в г. Москве. – Методич. пособие. М.: МГСУ, 1998. 80 с.
61. **Кудрявцев С.**А. Расчеты процесса промерзания и оттаивания по программе «Termoground». – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №8. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2004. С.83-97.
62. **Лапшин Ф.К.** Расчет оснований одиночных свай на вертикальную нагрузку. – Дисс. ... д-ра техн. наук. Саратов. политехн. ин-т. Саратов: Изд-во Саратовского ун-та, 1979. 152 с.
63. **Ломтадзе В.Д.** Физико-механические свойства горных пород, методы лабораторных исследований. – Л., 1990.

64. **Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Гутовский В.Э.** Влияние строительства трехуровнего подземного пространства на жилые здания окружающей застройки. М.: «Жилищное строительство», №5. 2010. С.23.
65. **Маслов Н.Н.** Механика грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1977. 320 с.
66. **Маслов Н.Н.** Основы инженерной геологии и механики грунтов. – М.: Стройиздат, 1982. 511 с.
67. **Медников И.А.** Коэффициенты постели линейно-деформируемого многослойного основания. – Основания фундаменты и механика грунтов. 1967, №4.
68. **Моррисо Г., Улицкий В.М., Ильичев В.А., Шашкин А.Г., Гладштейн Л.Я., Богданов М.И., Нейзберг М.И., Шашкин К.Г., Парамонов В.Н., Левин Г.Ф., Васенин В.А.** «Мариинский театр –II» – крупнейший проект Санкт-Петербурга. Реконструкция городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.181-202.
69. **Месчян С.Р.** Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. – М.: Недра, 1978. 206 с.
70. **Морарескул Н.Н.** Пути увеличения расчетного сопротивления грунта оснований при реконструкции зданий. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №5. Спб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.95-98.
71. **Мулюков Э.И.** Статистический анализ причин и вероятностный прогноз отказов оснований и фундаментов. – Отказы в геотехнике. Сб.статей. Уфа, 1995. С.5-17.
72. **Орленко Н.И.** Усиление фундаментов буроинъекционными сваями при реставрации памятников архитектуры. – Дисс.... канд. техн. наук. КИСИ. Киев, 1990. 176 с.
73. **Орленко Н.И., Антонюк А.Е.** Натурные испытания фундаментов из буроинъекционных свай в слабых грунтах при реставрации памятников архитектуры. – Основания и фундаменты. Киев, 1988. Вып. 21. С. 62-64.
74. **Парамонов В.Н.** Математическое моделирование устройства свайных фундаментов в условиях плотной городской застройки. – Основания, фундаменты и механика грунтов. М.: Стройиздат, 1998. №4-5. С.13-18
75. **Парамонов В.Н.** Решение задач фильтрационной консолидации с учетом ползучести скелета грунта методом конечных элементов. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. № 1. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 1999.
76. **Парамонов В.**Н., Дунаевская Т.А. Изменение несущей способности забивных свай во времени на открытых площадках и нагруженных конструкциями. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №8. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2004. С.102-106.
77. **Парамонов В.Н., Кудрявцев С.А., Богов С.Г.** Закрепление грунтов оснований фундаментов зданий по струйной технологии при увеличении нагрузок. – Развитие городов и геотехническое строительство. № 10. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2006. С.192-199.

78. **Парамонов В.Н., Фадеев А.Б.** Сочетание метода конечных элементов и метода предельного равновесия при решении геотехнических задач. – Геотехнические проблемы строительства, архитектуры и геоэкологии на рубеже XXI века. Тр. I-го Центрально-Азиатского геотехнического ун-та.
79. **Парамонов В.Н., Шашкин А.Г.** Моделирование технологических процессов при устройстве буровых свай в слабых глинистых грунтах. – Тр. I Казахской нац. геотехн. конф. Акмола, 1997. С.462-466.
80. **Пастернак П.Л.** Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. – М.: Госстройиздат, 1964.
81. **Паудэрхэм А.** Применение метода наблюдений путем последовательных модификаций. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №8. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2004. С.5-29.
82. **Паудэрхэм А., Пек Р.** Театральный комплекс в Чикаго опять распахнул двери. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.34-46.
83. **Пашкин Е.М., Бессонов Г.В.** Диагностика деформации памятников архитектуры. – М.: Стройиздат, 1984. 144 с.
84. **Петрухин В.П., Шулятьев О.А.** Геотехнические особенности строительства московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва-Сити». – Развитие городов и геотехническое строительство, №12. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2008. С.54-**89.**
85. **Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А.** Опыт проектирования и мониторинга подземной части Турецкого торгового центра. – Основания, фундаменты и механика грунтов, №5. М., 2004. С.2-8.
86. **Петрухин В.П., Безволев С.Г., Шулятьев О.А., Харичкин А.И.** Эффект краевой сваи и его учет при проектировании плитного ростверка. – Развитие городов и геотехническое строительство, №11. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2007. С.90-97.
87. **Петрухин В.П.** Геотехнические проблемы строительства в Москве – крупнейшем мегаполисе России. – Геотехнические проблемы мегаполисов. СПб: Изд-во «Группа компаний Георeконструкция», 2010. Т.1. С.259.
88. **Пинто А., Гувэйа М.** Театро Сирко: работы по усилению фундаментов при увеличении подземного пространства Столетнего Театра. - СПб: Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 7, 2003-2004. С.169-174.
89. **Разоренов В.Ф.** Пенетрационные испытания грунтов. 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1980. 248 с.
90. **Ройтман А.Г., Смоленская Н.Г.** Ремонт и реконструкция жилых зданий. – М.: Госстройиздат, 1978. 317 с.
91. **Рошефор Н.И.** Иллюстрированное урочное положение. Часть II. – М.: Гостехиздат, 1928. 350 с.
92. **Рыбаков В.И.** Осадки фундаментов сооружений (Результаты наблюдений и анализ). – М.-Л.: Стройиздат, 1937. 352 с.

93. **Рыбин В.С.** Проектирование фундаментов реконструируемых зданий. – М.: Стройиздат, 1990. 296 с.
94. **Санглера Г.** Исследование грунтов методом зондирования с применением пенетрометров. Перевод с франц. – М.: Стройиздат, 1971. 252 с.
95. **Симвулиди И.А.** Расчет инженерных сооружений на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1987.
96. **Солодухин М.А.** Инженерно-геологические изыскания для промышленного и гражданского строительства. – М.: Недра, 1985. 224 с.
97. **Сорочан Е.А., Дворкин Ю.И.** О назначении давлений на основания при реконструкции сооружений. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1976, №2. С. 16-19.
98. **Сотников С.Н.** Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах. – Автореф.дисс. д.т.н. – М.: МИСИ, 1987. 50 с.
99. **Сотников С.Н., Кофф Г.Л.** Методика выбора проектного решения фундаментов зданий, возводимых около существующих домов и сооружений, и его технико-экономическое обоснование. – Л.: ЛДНТП, 1990. 36 с.
100. **Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П.** Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений (Опыт строительства в условиях Северо-запада СССР). – М.: Стройиздат, 1986.- 96 с.
101. **Тер-Мартиросян З.Г.** Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений. – М.: Стройиздат, 1990. 200 с.
102. **Тер-Мартиросян З.Г., Теличенко В.И., Королев М.В.** Проблемы механики грунтов, оснований и фундаментов при строительстве многофункциональных высотных зданий и комнлексов. – Вестник МГСУ. 2006, №1. С.18-27.
103. **Терцаги К., Пек Р.** Механика грунтов в инженерной практике. – М.: Стройиздат, 1958. 607 с.
104. **Улицкий В.М.** Взаимодействие индустриальных конструкций с грунтами. – Прогрессивная технология строительно-монтажных работ нулевого цикла: Материалы семинара ЛДНТП. Л., 1980. С.30-35.
105. **Улицкий В.М.** Оценка прочностных и деформационных свойств грунтов в основании реконструируемых объектов. – Устройство фундаментов в условиях реконструкции: Материалы конф. ЛДНТП. Л., 1983. С.12-18.
106. **Улицкий В.М.** Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах. – СПб., 1995. 146 с.
107. **Улицкий В.М.** Геотехническое сопровождение реконструкции исторических городов (лекция на XV Международной конференции по механике грунтов и геотехническому строительству. Стамбул, август 2001). – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №4. СПб: Изд-во «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2001. С.13-21.
108. **Улицкий В.М.** Основы совместных расчетов зданий и оснований. – Развитие городов и геотехническое строительство, №10. СПб: Изд-во «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. С.56-62.

109. **Улицкий В.М., Богов С.Г.** Комплексное использование струйной технологии для целей реконструкции на слабых грунтах. – Реконструкция Санкт-Петербурга. Материалы 3-го международного симпозиума 16-20 мая. СПб., 1994.
110. **Улицкий В.М., Зубов Н.А., Парамонов В.Н., Шашкин А.Г.** Основы геотехнического обоснования проходки микротоннелей в условиях городской застройки. – Тр. XI российской конф. по механике горных пород. СПб., 1997. С.656-672.
111. **Улицкий В.М., Кудрявцев С.А., Парамонов В.Н., Богов С.Г.** Расчетное обоснование методов укрепления оснований фундаментов в условии слабых грунтов. – Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. БашНИИстрой. Уфа. 2006 г.
112. **Улицкий В.М., Лисюк М.Б.** Оценка риска и обеспечение безопасности в строительстве. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №5. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.160-166.
113. **Улицкий В.М., Осокин А.И., Ласкин Н.Б.** Обследование и усиление зданий на свайных фундаментах. – Основания и фундаменты в условиях слабых и пучинистых грунтов: Межвуз.темат.сб.тр. Л.: ЛИСИ, 1990. С.64-68.
114. **Улицкий В.М., Пронев Л.К.** Опыт устройства оснований и фундаментов при реконструкции на слабых грунтах. – Общ-во "Знание" РСФСР, ЛДНТП. Л., 1991. 32 с.
115. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Геотехническое обоснование сложных технологий реконструкции зданий на слабых грунтах. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. № 3 . С.3-8.
116. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г.** Геотехническое сопровождение реконструкции городов. – М.: Изд. АСВ, 1999.
117. **Улицкий В.М., Шашкин А. Г.** Концепция геотехнического сопровождения строительства и реконструкции для новой редакции петербургских геотехнических норм. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. №5. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.29-43.
118. **Улицкий В.М., Шашкин А. Г.** Подземные сооружения в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах. – Развитие городов и геотехническое строительство. №12. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2008. С.19-28.
119. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Лисюк М.Б.** Ретроспективный анализ геотехнической ситуации с учетом взаимодействия здания и основания. – Развитие городов и геотехническое строительство, №10. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2006. С.47-55.
120. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Оршанский С.Б., Шапиро А.В., Левин Г.Ф.** Основные вопросы технического регламента проектирования высотных зданий в Санкт-Петербурге. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.56-66.

121. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Парамонов В.Н**. Программная система для создания моделей и решения задач строительства и реконструкции с помощью МКЭ "FEM models". – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №2. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2000.
122. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Причины обрушения жилого дома на Двинской ул. в Петербурге. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №5. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.153-159.
123. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Высотное строительство в Санкт-Петербурге. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.67-70.
124. **Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. , Васенин В.А. Расчетная оценка взаимного влияния зданий и подземных сооружений. –** Реконструкция городов и геотехническое строительство, №8. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2004. С.68-82.
125. **Улицкий В.М., Шашкин А. Г., Шашкин К.Г., Лучкин М.А.** Расчет развития деформаций сдвига во времени. – Развитие городов и геотехническое строительство. №11. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2007. С.11-55.
126. **Улицкий В.М., Шашкин А. Г., Шашкин К.Г., Лисюк М.Б., Васенин В.А.** Деформирование основания при устройстве глубоких котлованов: сравнение различных методов расчета с данными натурных наблюдений. – Развитие городов и геотехническое строительство. №12. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2008. С.29-53.
127. **Улицкий В.М., Шашкин К.Г.** Расчет буроинъекционных свай по деформированной схеме. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1998, №4-5. с 8-12.
128. **Ухов С.Б.** Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов. – М.: МИСИ, 1988. 221 с.
129. **Фадеев А. Б.** Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. 220 с.
130. **Федоровский В.Г.** Учет геометрической нелинейности в конечно-элементных расчетах грунтовых массивов. – М.: Тр. НИИ оснований и подземных сооружений, 1986. Вып.86. С.3-9.
131. **Фиораванте В., Ямиолковский М.** Физическое моделирование плитно-свайных фундаментов. – Развитие городов и геотехническое строительство, №10. Спб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2006. С.200-206.
132. **Флорин В.А.** Основы механики грунтов. Т.2. – М.: Госстройиздат, 1961. 544 с.
133. **Франк Р.** Еврокоды 7 – Европейские нормы геотехнического проектирования. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №9. СПб: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.47-55.
134. **Фурса В.М.** Строительные свойства грунтов района Ленинграда. – Л.: Стройиздат, 1975. 142 с.

135. **Цытович Н.А.** Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1979. 272 с.
136. **Цытович Н.А., Тер-Мартиросян З.Г.** Основы прикладной геомеханики в строительстве. – М.: Высшая школа, 1981. 317 с.
137. **Шашкин А. Г.** Изменение напряженно-деформированного состояния слабых пылевато-глинистых грунтов оснований сооружений при квазистатическом нагружении. Дисс...канд. техн. наук. СПб, 1991. 205 с.
138. **Шашкин А.Г.** Изменение строительных свойств слабых глинистых грунтов при квазистатическом нагружении. – Межвуз.темат.сб.тр. Л.: ЛИСИ, 1992. С.63-68.
139. **Шашкин А.Г.** Исследование механических характеристик грунта в натурных условиях. – Строительные свойства слабых и мерзлых грунтов, используемых в качестве оснований сооружений. Межвуз.темат.сб.тр. Л.: ЛИСИ, 1992. С.25-31.
140. **Шашкин А.Г.** Поведение слабого глинистого грунта при квазистатическом нагружении. – Тр. IV российской конф. по нелинейной механике грунтов. СПб., 1993. Т.1. С.13-18.
141. **Шашкин А.Г.** О принципе эффективных напряжений для связных грунтов. – Исследования по механике строительных конструкций и материалов: Межвуз.темат.сб.тр. СПб.: СПбГАСУ, 1994. С.107-112.
142. **Шашкин А.Г.** Слабый глинистый грунт как структурно-неустойчивая среда. – Тр. российской конф. по механике грунтов и фундаментостроению. СПб., 1995. С.680-686.
143. **Шашкин А.Г.** Учет закономерностей деформирования слабого глинистого грунта при геотехническом обосновании реконструкции кварталов городской застройки. – Основания, фундаменты и механика грунтов. 1998. № 4-5. С.23-27.
144. **Шашкин А.Г.** Поведение структурно-неустойчивой среды при нагружении в условиях сдвигового деформирования. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. №4. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2001. С.127-134.
145. **Шашкин А.Г.** Геотехнические критерии при проектировании сложной реконструкции и нового строительства в условиях городской застройки. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. №5. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.48-54.
146. **Шашкин А.Г., Парамонов В.Н.** Пример геотехнического обоснования проходки микротоннелей в условиях плотной городской застройки. – Тр. XI российской конф. по механике горных пород. СПб., 1997. С.573-579.
147. **Шашкин А.Г., Парамонов В.Н., Сулейман Халед Абдель-Раззак.** Определение несущей способности буронабивных свай с пятой, уширенной с помощью электрогидравлических разрядов в несвязном грунте. – Тр. V международ. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. М., 1996. Т.3. С.121-123.
148. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Физическая модель слабого глинистого грунта как структурно-неустойчивой среды при деформациях формоизменения. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. №4. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2001. С.119-226.

149. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Упруго-вязко-пластическая модель структурно-неустойчивого глинистого грунта. – Развитие городов и геотехническое строительство. №9. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.221-228.
150. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г.** Основные закономерности взаимодействия основания и надземных конструкций здания. – Развитие городов и геотехническое строительство. №10. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2006. С.63-92.
151. **Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Васенин В.А.** Особенности расчета фундаментов высотных зданий с учетом работы надземных конструкций в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. – Развитие городов и геотехническое строительство. №9. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2005. С.71-79.
152. **Шашкин К.Г.** Способы учета пространственной работы грунта при расчете плит на упругом основании. – XVI Международная конференция "Математическое моделирование в механике деформируемых тел. Методы граничных и конечных элементов". Тезисы докладов. 1998. С. 112-114.
153. **Шашкин К.Г.** Использование структуры универсального конечного элемента при разработке моделей в рамках программы "FEM models". – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №2. СПб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2000.
154. **Шашкин К.Г.** Использование эффективных алгоритмов решения больших систем линейных алгебраических уравнений в задачах геотехники. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №3. Спб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2000.
155. **Шашкин К.Г.** Расчет напряженно-деформированного состояния основания, фундаментов и здания с учетом их взаимодействия. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №4. Спб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2001. С.153-163.
156. **Шашкин К.Г.** Методика построения пространственной картины залегания слоев грунта по данным геологических изысканий. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, №5. Спб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2003. С.99-102.
157. **Швейгер Х.**Ф. Влияние грунтовых параметров на численный анализ глубокой экскавации. – Развитие городов и геотехническое строительство, №12. Спб.: Изд-во «Георeконструкция-Фундаментпроект», 2008. С.215-222.
158. **Швец В.Б., Тарасов Б.Л., Швец Н.С.** Надежность оснований и фундаментов. – М: Стройиздат, 1980. 158 с.
159. **Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.** Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. 202 с.
160. **Шукле Л.** Реологические проблемы механики грунтов. – М., Стройиздат, 1976.
161. **Шулятьев О.А., Мозгачева О.А.** Научно-техническое сопровождение строительства высотных зданий. – Современное высотное строительство. М.: ГУП»ИТЦ Москомархитектуры». 2007. С.255-261.

162. **Юдина И.М.** Разуплотнение грунтов оснований котлованов и его учет при прогнозе осадок сооружений: Дисс. ... д-ра техн. наук. Л.: ЛИСИ, 1990. 42 с.
163. **Яссиевич Г.Н.** Электрогидравлический эффект в строительстве. – Горький, 1988. 68 с.
164. **Andrianopoulos K.I., Papdimitriou A.G., Bouckovalas G.D.** Bounding surface models of sands: pitfalls of mapping rules for cyclic loading. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P. 241-248.
165. **Antikoski U.V., Raudasdasmmaa P.J.** The Map of Building Foundations. – Helsinki, 1985. 114 p.
166. **Arslan U., Katzenbach R., Quick H.** Dreidimensionale Interaktionsbeschreibung zur Gruendung der vier neuen Hochhaustuermen in Frankfurt am Main. Vortraege der Baugrundtagung. – Koeln, 1994. P.-30.
167. **Asaoka A.** Compaction of sand and consolidation of clay: a super/subloading yield surface approach. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.4. P.121-140.
168. **Barron R.** Consolidation of fine grained soils by drain well. – Trans. Amer. Soc. Civil Eng. 1948. P.113.
169. **Benz T., Schwab R., Vermeer P.A.** On the numerical modeling of quasi-static cyclic problems. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P.257-264.
170. **Bishop A.W**., **Henkel D.J.** Proc. III Conference of soil Mechanics and foundation Engineering. Vol.1, No.1, 1953. P.94-99.
171. **Bowles J.E.** Foundation analysis and design. Fifth edition. – 1996.
172. **Brinkgreve R.**B.J., Vermeer P.A. PLAXIS: Finite element code for soil and rock analyses, version 7. Balkema, 1998.
173. **Brandl H.** Micropiles for underpinning/undercrossing of historical buildings. – Conference Reconstruction of Historical cities and geotechnical engineering, St.Petersburg, Russia, 2003. P.119-126.
174. **Drucker D., Gibson E., Henkel J.** Soil Mechanics and Workhardening Theories of Plasticity. – Transactions ASCE, 1957, Vol 122.
175. **Griczmanski M., Mayevski S.** A studi on elasto-plastic raft foundation-soil interaction. – Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering, v 2, A.A.Balkema, 1997.
176. **Gustafsson I.** Modified incomplete cholesky (MIC) methods. In D.Evans, editor. Preconditioning Methods – Theory and Applications. New York: Cordon and Breach, 1983. P. 265-293.
177. **Hansbo S.** Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains. – Swedish Geot.lnstitute. 1960. Proc.18. P.1-160.
178. **Heienelund K.V.** Grundiaggning och byggkador. – STVIF. Helsingfors, 1972. S.98.
179. **Hight D.W. Gens A. and Symes H.J**. Development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. Geotechnique, 1983, v.33, No 4. P 365-375.
180. Independent Review of Basement Design (Construction Top-Down). – ARUP, October 2008.

181. **Janfou N.** Settlement Calculations based on the tangent modules concept. – Trondheim (The Technical University of Norway, Bull. 2), 1985.
182. **Jefferies M.G., Shuttle D.A.** Norsand: calibration and use. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P. 345-352.
183. **Jones M. T., Plassmann P. E.,** An improved incomplete Cholesky factorization. – ACM Trans. Math. Software, 21, 1995.
184. **Juhola M.O.** Perustamistossa esiintyvista no.7, 1989. S.12-36.
185. **Katzenbach R**. Pile Raft Foundation. – XIV ISSMGE , Hamburg 1997, Vol. 4. P. 2253-2256.
186. **Katzenbach R., Arslan U., Gutwald J., Holzhauser J.** Soil-structure interaction of the 300 m high Commerzbank tower in Frankfurt am Main. Measurements and numerical studies. – Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering, v 2, A.A.Balkema, 1997. P.25-38.
187. **Katzenbach R., Moormann Ch**.. Tendenzen im Hochhausbau. – International Konferenz. Frankfurt am Main 2001.154 p.
188. **Katzenbach R**., **Quick H., Arslan U.** Commerzbank-Hochhaus Frankfurt am Main: Kostenoptiemierte und setzungsarme Gruendung. – Zietschrift Bauingenieur 71/1996. Issue 9. P. 345-354.
189. **Liu M.D., Carter J.P.** Effect of sample preparation method on sand behaviour simulated be the Sydney Soil Model. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P. 401-408.
190. **Mao-cai Zhao, Zhon Li, Jianfeng Wang, Chen Pan, Xiaochun He, Ning Ma**. Analysis on Deformation in Stockmann Nevsky Centre Up-down Basement Excavation. – 3rd International Geotechnical Symposium on Geotechnical Engineering for Disaster Prevention and Reduction. Harbin, China, 2009.
191. **Menzies J.B Hazards** N. Risks and structural safety. – The structural Engineer, Vol. 73. No.21, 1995.
192. **Munksgaard N.** Solving Sparse Symmetric Sets of Linear Equations by Preconditioned Conjugate Gradients. – ACM Transactions on Mathematical Software (TOMS), v.6 n.2, June 1980. P.206-219.
193. **Oh S., Kim T.-K., Park H.-I.** An anisotropic hardening constitutive model for dilatants soils. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P. 441-448.
194. **Oka F., Kimoto S., Adachi T.** Calibration of elasto-viscoplastic models for cohesive soils. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P. 449-456.
195. **Paramonov V.N., Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G.** Numerical modeling of soil-structure interaction. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.3. P.683-690.
196. **Peck R.B.** Advantages and limitation of the observational method in supplied soil mechanics. Geotechnique Vol. 19. P. 181-187, 1969.

197. **Pietruszczak S., Mroz Z.** Numerical Analysis Accounting for Material Hardening and Softening// Int. J. Rock Mech. Min. Sci. And. Geomech. Abstr. 1980. Vol. 17. №4. pp. 199-207.
198. **Pinto A., Ferreira S. & Barros V.** Underpinning solutions of historical constructions. – III Intarnational Seminar Historical Constructions. Guimaraes. Portugal, Consolidation and Strengthening Techniques, 2001. P. 1003-1012.
199. **Roscoe K. H., Burland J. B.** On the generalized Stress-Strain Behaviour of «Wet» Clay. – Cambridge Univ. press. Heyman, Leskie, Eds. 1968.
200. **Saad Y.** Iterative Methods for Sparse Linear Systems. – PWS Publishing Company, Boston, 1996.
201. **Sanchez F., Gonzales N.A.** Elastoplasticity within the framework of microplane models. Part II, applicable models for their use in geotechnical analyses. - Prediction, analysis and design in geomechanical applications/ The 11th Conf. of IACMAG. Torino, 2005. Vol.1. P. 497-504.
202. **Schanz T. Vermeer P.A., Bonnier P.G.** The hardening soil model: formulation and verification.// Beyond 2000 in Computional Geotechnics – 10 years of PLAXIS. Balkema, Rotterdam, 1999.
203. **Schultze E., Sievering W.** Statistical Evaluation of Settlement Observation. – Proc. 9th ICSMFE. Tokyo, 1977.
204. **Schweiger H.F.** Results from numerical benchmark exercises in geotechnics. – 5th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Paris, 4-6 Sept. 2002.
205. **Schmitt P.** Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. – Revue Française de Géotechnique, 71. 1995. P. 3-10.
206. **Shashkin A.G., Shashkin K.G.** Basic regularities of soil-structure interaction. – Proceedings of the international geotechnical conference Soil-structure interaction: calculation methods and engineering practice. Volume 1. Saint-Petersburg, 2005. P.11-38.
207. **Stark T.D.** Undrained shear strength from cone penetration tests. – Proceedings of the twelfth international conference of soil mechanics and foundation engineering (Rio De Janeiro, 1989). Vol.2. P.327-330.
208. **Smith I.C., Watt R., Addison C**. The effectivness of drop-tolerance based incomplete cholesky preconditioners for the conjugate gradient method.
209. **Tavenas F., Leroueil S., La Rochelle P., Roy M.** Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay. - Can. Geotech. J.,15(3), 1978. P.402-423.
210. **Ulitsky V., Shashkin A.** Geotechnical prognosis for the reconstruction purposes. – Proceedings of the International Symposium on Geotecnical Engineerings for the Preservation of Monuments and Historic Sites (Napoli, 1996). A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1997. P.313-318.
211. **Ulitsky V., Shashkin A**. Geotechnical survey in soft soils for reconstruction purposes. – Proceedings of the Fourteenth International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, 1997.
212. **Ulitsky V.M., Shashkin A.G**. Undeground Construction in Cities on Soft Soils. – Proceedings of the international geotechnical conference Develop-

ment of urban areas and geotechnical engineering, Saint Petersburg, Russia, 2008.

213. **Ulitsky V., Shashkin A., Shashkin K.** Simplified subsoil models in solution in combined subsoil-superstructure calculation problems. – Geoecology and Computers. A.A.Balkema, Rotterdam, 2000.
214. **Ulitsky V., Shashkin A., Lisyuk M.B.** Geotechnical problems of reconstruction of historical cities. – Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. XIII Danube-European Conf. 29-31 May, 2006. Ljubljana. Vol.1. P. 89-116.
215. **Ulitsky V., Zavarzin L, Shashkin A.** Systematization of geological conditions for the reconstruction purpose in metropoles. – Proccedings International Symposium on Engineerings Geology and the Environment (Athens, 1997). A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield/, 1997. P. 1535-1540.
216. **Winkler E.** Die Lerne von der Elasticitat und Festigkeit. 1867.
217. **ВСН 16-84.** Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями. Минпромстрой СССР. М., 1984. 48 с.
218. **ВСН 401-01-01-77**. Временная инструкция по устройству фундаментов около существующих зданий. – Исполком Ленгорсовета. – Л., 1977. 30 с.
219. **ВСН 358-76.** Инструкция по забивке свай вблизи зданий. М., 1976.
220. **ВСН 490-87**. Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки. – Минмонтажспецстрой СССР. М., 1988.
221. **МГСН 2.07-2001**. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – Правительство Москвы. ГУП НИИОСП им. Н.М.Герсеванова.
222. **Методика** по обследованию и проектированию оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий. – М.: Стройиздат, 1972. 110 с.
223. **Методы** определения прочности глинистых пород /Под ред. Г.К.Бондарика. – М.:Недра, 1974. 216 с.
224. **Рекомендации** по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г.Москве. – Правительство Москвы. Москомархитектура. 1999. 55 с.
225. **Рекомендации** по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции. – Правительство Москвы. Москомархитектура. 1998. 89 с.
226. **Руководство** по составлению региональных таблиц нормативных и расчетных показателей свойств грунтов. – ПНИИИС Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1981. 55 с.
227. **СНиП II-Б.1-62.** Основания зданий и сооружений. – М.: Госстройиздат, 1962. 20 с.
228. **СНиП 2.02.01-83**. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1985. 40 с.
229. **СНиП 2.02.03-85**. Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат, 1986.

230. **Справочник проектировщика**: Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. Е.А. Сорочан, Ю.Г. Трофименкова. – М., 1985. 480 с.
231. **ТСН 50-302-96.** Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и на территориях, административно подчиненных Санкт-Петербургу.
232. **ТСН 50-302-2004.** Проектирование фундаментов зданий и сооружений. Санкт-Петербург.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Об авторах 5
Предисловие 6
Введение 8
1. Геотехнические проблемы развития городов 9
1.1. О современной строительной ситуации 9
1.2. Анализ причин деформаций зданий 12
1.3. Геотехнические критерии безопасности городской застройки 15
2. Концепция геотехнического сопровождения 23
2.1. Факторы риска и компоненты деформаций застройки 23
2.2. Определение геотехнической категории (ГК) 28
2.3. Составляющие геотехнического сопровождения 33
2.3.1. Предварительная оценка геотехнической ситуации 36
2.3.2. Геотехническое обоснование проекта 41
2.3.3. Технологический регламент 44
3. Геотехнические аспекты обследования зданий 52
3.1. Особенности устройства фундаментов старых зданий. Критерии необходимости усиления 52
3.2. Учет изменения свойств грунтов под подошвой фундаментов в процессе эксплуатации зданий 66
3.2.1. Увеличение плотности, изменение влажности грунтов 66
3.2.2. Опытное определение характеристик уплотненных грунтов для геотехнических расчетов 77
3.2.3. Разгрузка грунта основания и ее учет при реконструкции 82
3.3. Исследование состояния грунтов под подошвой фундаментов с помощью современных экспресс-методов 96
4. Основы моделирования геотехнических ситуаций 111
4.1. Использование упрощенных моделей основания для решения задач совместного расчета основания и сооружения 112
4.2. Основные технические проблемы совместных расчетов 119
4.2.1. Проблема объема вычислений 119
4.2.2. Проблемы программной реализации 124
4.3. Основные эффекты, проявляющиеся при совместных расчетах 127
4.3.1. Закономерности работы фундаментов на естественном основании 128
4.3.2 .Закономерности работы свайных фундаментов 133

4.4. Нелинейные модели механики грунтов для совместных расчетов 136
4.4.1. Критический анализ распространенных нелинейных моделей... 137
4.4.2. Модификация модели упрочняющейся среды 153
4.5. Учет фактора времени при решении задач совместного расчета 155
4.5.1. Упруговязкопластическая модель работы грунта 155
4.5.2. Основные закономерности совместных расчетов основания и конструкций здания при учете нелинейного характера работы грунтов и развития деформаций во времени 167
4.5.3. Рекомендации для проектирования..... 170
5. Ретроспективный анализ и прогноз деформаций исторических зданий ... 172
5.1. Анализ причин развития деформаций здания Биржи на Стрелке Васильевского острова 172
5.2. Механизм деформирования подпорных сооружений Константиновского дворца в Стрельне 179
5.3. Причины деформирования подпорных сооружений большого Меншиковского дворца в Ораниенбауме 196
5.4. Причины обрушения жилого дома на Двинской ул. в Петербурге 209
5.5. Ретроспективный анализ причин деформирования административного здания 218
6. Обоснование реконструкции и строительства в условиях городской застройки 225
6.1. Устройство фундаментов мелкого заложения 225
6.2. Устройство свайных фундаментов 239
6.3. Определение несущей способности буронабивных свай 244
6.4. Изменение несущей способности свай во времени..... 251
6.4.1. Изменение несущей способности ненагруженных свай во времени..... 252
6.4.2. Изменение несущей способности нагруженных свай 256
6.4.3. Выводы 259
7. Усиление оснований и фундаментов 261
7.1. Технологии усиления 261
7.1.1. Традиционные способы усиления фундаментов 263
7.1.2. Современные технологии усиления оснований и фундаментов . 270
7.2. Особенности работы буроинъекционных свай усиления..... 283
7.3. Моделирование взаимодействия свай усиления с фундаментами 291
7.3.1. Методика численных исследований 291
7.3.2. Расчеты и сопоставление полученных данных с экспериментальными 296
7.3.3. Исследование усилий, возникающих в наклонных сваях..... 299
7.3.4. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтов основания усиленных фундаментов 303
7.3.5. Расчет буроинъекционных свай по деформированной схеме 306
7.4. Усиление основания и фундаментов буроинъекионными сваями на примере Константиновского дворца..... 312
7.5. Применение струйной технологии для усиления фундаментов 325

8. Анализ влияния геотехнологий на массив грунта.....332
8.1. Анализ влияния технологий устройства свай, связанных с вытеснением грунта 335
8.1.1. Вдавливание свай 335
8.1.2. Сваи, изготавливаемые в грунте вкручиванием пуансона или «раскаткой» скважины.....349
8.1.3. Рекомендации по снижению негативных эффектов при применении технологий, связанных с вытеснением грунта.....360
8.2. Анализ технологий устройства свай, связанных с извлечением грунта 362
8.2.1. Устройство буровых свай 362
8.2.2. Устройство скважин под защитой тиксотропного раствора.....369
8.2.3. Сваи, устраиваемые по технологии «проходного шнека» 371
8.2.4. Моделирование влияния технологий, связанных с извлечением грунта с помощью упруговязкопластической модели.....385
9. Подземные сооружения в условиях городской застройки на слабых грунтах 389
9.1. Влияние строящихся зданий на подземные сооружения.....389
9.1.1. Методологические основы оценки взаимного влияния городской застройки и подземных сооружений.....389
9.1.2. Оценка влияния проектируемого здания на комплекс сооружений метрополитена глубокого заложения 391
9.1.3. Оценка влияния проектируемого здания на подземные сооружения, попадающие в сжимаемую толщу 400
9.1.4. Пример оценки взаимного влияния проектируемого здания и подземного сооружения 405
9.2. Деформирование основания при устройстве глубоких котлованов в слабых грунтах 409
9.2.1. Развитие технологий устройства глубоких котлованов в Санкт-Петербурге.....409
9.2.2. Краткий обзор основных подходов к расчету ограждения глубоких котлованов.....421
9.2.3. Краткий анализ причин низкой точности расчетов котлована в Берлине.....426
9.2.4. Результаты наблюдения за строительством глубокого котлована на Комендантской пл.....430
9.2.5. Сравнение результатов расчета с данными инструментального мониторинга на опытной площадке на Лиговском пр.....432
9.2.6. Сравнение результатов расчета с данными инструментального мониторинга на опытной площадке на территории строительства Второй сцены Мариинского театра.....438
9.2.7. Анализ деформаций массива грунта при устройстве котлована подземного сооружения 446
9.3. Методология проектирования подземных сооружений с учетом развития деформаций во времени.....454
9.4. Пример проектного решения устройства подземного объема здания Второй сцены Мариинского театра 459

9.5. Пример устройства подземного объема под историческим зданием Каменноостровского театра 477
10. Высотные здания на слабых грунтах 497
10.1. Высотное строительство в Санкт-Петербурге. Исторический экскурс 497
10.2. Особенности расчетов высотных зданий 507
10.3. Основы технического регламента проектирования высотных зданий в Санкт-Петербурге 514
10.4. Пример расчета фундаментов высотного здания в сложных инженерно-геологических условиях 520
Заключение 529
Литература 532

Научное издание

В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин

ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ РАЗВИТИЯ ГОРОДОВ
(практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки)

Электронная подготовка издания — Е.В. Дубинин

Формат 72×52/16. Печать офсетная.
Бумага офсетная. Тираж 5000 экз.

«Стройиздат Северо-Запад».
Группа компаний «Георeконструкция».
190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4.
Отпечатано в типографии «МСТ».
199048, Санкт-Петербург, В.О., 10-я линия, д. 57.

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

К. Ишихара

«ПОВЕДЕНИЕ ГРУНТОВ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ»
2006 г.

В. Ван Импе, Р.Д. Верастеги Флорес

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

В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин

«ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ РАЗВИТИЯ ГОРОДОВ
(практическое пособие по проектированию зданий
и подземных сооружений
в условиях плотной застройки)»
2010 г.

Общество с ограниченной ответственностью
«ПИ Георeконструкция»

Коллективный член Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению – РОМГГиФ
Коллективный член Международной ассоциации геотехников - ISSMGE

Группа компаний "Георeконструкция"

создана ведущими геотехниками и проектировщиками более 15 лет назад.
Со дня основания компания поддерживает и приумножает традиции и интеллектуальный потенциал петербургской школы строительного проектирования.

Генеральный директор
Кандидат технических наук
Член РОМГГиФ и ISSMGE
Ученый секретарь ГЭККОФиПС СПб

А.Г. Шашкин

Научный руководитель
Доктор технических наук
Профессор
Почетный строитель
Лауреат Государственной премии
Председатель ГЭККОФиПС
Член РОМГГиФ и ISSMGE
Председатель комитета №207 «Взаимодействие зданий и оснований»

В.М. Улицкий

Сферы деятельности:

• Проектирование сложных объектов

В группе компаний "Георeконструкция" существует 3 проектных отдела:

1. Отдел комплексного проектирования
(бывший отдел №4 Ленпромстройпроекта)
Без ложной скромности можно сказать, что это самое крупное и сильное проектное подразделение нашего города, которому по плечу проектирование объектов любого масштаба и назначения – от театров, крупных коммерческих комплексов, до самых сложных промышленных предприятий. Сегодня в отделе трудятся 56 специалистов в области архитектурно-строительного проектирования.

2. Отдел геотехнического проектирования
Это специализированное проектное подразделение, занимающееся расчетами и проектированием оснований и фундаментов. Сегодня в отделе трудятся 15 конструкторов-геотехников и специалистов в области геотехнических расчетов.

3. Конструкторский отдел
Отдел специализируется на конструировании гражданских зданий в Санкт-Петербурге, архитектурный замысел которых принадлежит ведущим петербургским мастерским, среди которых мастерская «Земцов, Кондиайн и партнеры», «Рейнберг и Шаров», «Союз-55», «SUAR.T», «А-Лен» и другие архитектурные мастерские.

mail@georec.spb.ru
www.georec.spb.ru

190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., д. 4
Тел.: +7 (812) 575-35-87, 316-61-18 Факс: +7 (812) 575-36-25

• Изыскания

Наличие отдела по инженерно-геологическим изысканиям является весьма важным конкурентным преимуществом нашей организации. Наши изыскания – надежная база для принятия проектных решений. Мы контролируем их качество с самого начала: на площадке отбор образцов грунта из скважин и их документирование мы доверяем только высокопрофессиональному геологу (а не буровику, как это практикуют конкуренты). Мы уделяем особое внимание отбору образцов грунта ненарушенной структуры. Сразу с площадки образцы поступают в лабораторию, где испытываются в трехосных приборах.

• Геофизические исследования

При помощи геофизических исследований можно определять зоны разуплотнения грунта, оконтуривать области обводнения и потоков подземных вод, давать оценку состояния подземных коммуникаций. Это направление активно развивается под руководством известного геофизика, кандидата технических наук, С.А. Татаркина. Сегодня мы научились заглядывать внутрь фундаментов с помощью миниатюрных видеокамер, определять техническое состояние фундаментов изнутри. Сейсмо-томография, вейвлет-анализ и другие прогрессивные методики позволяют нам определять состояние и прочностные параметры самых сложных конструкций, недоступных для обследования прямыми методами.

• Обследования

Мы специализируемся на обследовании памятников архитектуры, промышленных объектов и гражданских зданий любой сложности. В таких ситуациях, когда вопрос стоит о спасении объектов, о постановке верного диагноза и назначении правильного лечения, необходим самый высокий профессионализм обследователей, владение самыми совершенными методами обследования и расчета конструкций. В основу методики обследования сложных аварийных объектов нами положен расчет взаимодействия системы «здание – его фундаменты – основание». Такие возможности дает уникальная программа *FEM-models*, разработанная в нашей организации, которая является сегодня лидирующей в нашей стране и мире в области совместных расчетов. В нашем арсенале широкий выбор геофизических методов исследований, которые позволяют решать множество актуальных геотехнических задач. В арсенале специалистов группы компаний «Георeконструкция» имеются всевозможные приборы для определения свойств конструкционных материалов.

• Мониторинг

Основная задача Отдела геотехнического мониторинга группы компаний «Георeконструкция» – это комплексный подход к контролю за ведением строительных работ в условиях стесненной строительной площадки, отработке щадящих технологий.

Отдел геотехнического мониторинга осуществляет следующие виды работ:
- геодезический контроль за возможными по регламенту деформациями соседних зданий,
- контроль технического состояния окружающей застройки,
- контроль уровня грунтовых вод вокруг строительной площадки,
- контроль за параметрами колебаний грунта и конструкций соседних зданий при производстве работ нулевого цикла,
- контроль вертикальных и горизонтальных смещений ограждений котлованов в ходе выполнения земляных работ,
- контроль напряжений в распорных конструкциях ограждений котлованов,
- контроль набора прочности и влажности возводимых конструкций,
- пооперационный контроль соблюдения щадящих параметров производства свайных работ,
- геологический контроль забоя скважины (если позволяет технология),
- контроль качества строительных материалов,
- контроль сплошности изготовленных свай.

Все проводимые работы осуществляются в интерактивном режиме, что позволяет своевременно информировать заказчика и проектировщиков о развитии ситуации на строительной площадке, принимать адекватные решения и тем самым снижать конечную стоимость реализации проекта.

Задачей мониторинга является не только своевременное выявление негативных тенденций, не приводящих еще к отрицательным последствиям. Главной задачей мониторинга является оперативное определение мероприятий, способных переломить негативные тенденции и стабилизировать ситуацию. Предложить такие мероприятия по силам только высококвалифицированным геотехникам, в совершенстве владеющим современным расчетным аппаратом механики грунтов, всеми нюансами новейших геотехнологий, сложностями геотехнического проектирования. Только такой мониторинг может быть эффективным при строительстве подземных сооружений и небоскребов, при сложной реконструкции кварталов исторической застройки.

Группа компаний "Георeконструкция" большое внимание уделяет научно-просветительской деятельности:

- организация международных конференций, семинаров по геотехнике, совместным расчетам зданий и оснований, по проблемам развития и реконструкции городов;
- проведение циклов лекций по геотехнике и современным методам расчета;
- издание научно-технического журнала «Развитие городов и геотехническое строительство» в печатной и Интернет-версиях и научных приложений к журналу;
- издание серии книг «Достижения современной геотехники».

Огромный опыт наших сотрудников и возможность комплексно взглянуть на задачу позволяет нам браться за объекты любой сложности и успешно выполнять нашу работу

GRF
ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ

mail@georec.spb.ru
www.georec.spb.ru

190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., д. 4
Тел.: +7 (812) 575-35-87, 316-61-18 Факс: +7 (812) 575-36-25

• Расчеты взаимодействия зданий и оснований

Программа *FEM-models* - мощный расчетный инструмент, разработанный сотрудниками группы компаний "Геореконструкция", позволяющий выполнять сложные строительные расчеты методом конечных элементов.
На сегодняшний день програмный комплекс *FEM-models* признан всеми ведущими мировыми геотехниками и является лидером в нашей стране и мире в области совместных расчетов.
Расчеты в программе *FEM-models* позволяют нам находить самые оптимальные конструктивные решения при проектировании зданий и сооружений, прогнозировать развитие деформаций во времени при выполнении работ по мониторингу, выявлять истинную причину осадок здания при обследованиях.

• Адаптация геотехнологий к геологическим условиям

Группа компаний «Геореконструкция» специализируется на отладке геотехнологий, определении щадящих параметров технологических режимов, не оказывающих негативного воздействия на окружающую застройку, не приводящих к расструктуриванию грунтов основания. Нами детально исследовано влияние на грунты основания всех широко применяемых сегодня технологий устройства свай, определены границы безопасного применения различных технологий. Мы провели беспрецедентные по масштабу натурные исследования поведения глубоких котлованов в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга, которые стали основой проектирования подземных сооружений. Специалисты группы компаний «Геореконструкция» являются наиболее компетентными экспертами по применению современных геотехнологий в условиях городской застройки на слабых грунтах.

Специалисты Группы компаний «Геореконструкция» участвуют во всех основных международных конференциях по геотехнике, выступая на них с ключевыми докладами и лекциями, работают в общественных организациях:

- в президиуме РОМГГиФ, в руководстве ISSMGE;
- в международных технических комитетах:
  ТК – 207 «Взаимодействия зданий и оснований и подпорные сооружения»,
  ТК – 206 «Интерактивное геотехническое проектирование»,
  ТК – 301 «Сохранение исторических городов».
- в Городской Экспертно-консультативной Комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при Правительстве Санкт–Петербурга (ГЭКК ОФиПС);
- в Ассоциации инженерных изысканий в строительстве;
- в Северо–Западной ассоциации реставраторов.

Общество с ограниченной ответственностью
«ПИ Георeконструкция»

Коллективный член Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению – РОМГГиФ
Коллективный член Международной ассоциации геотехников - ISSMGE

Мы работаем и разделяем успех с предприятиями и компаниями, приоритеты которых – качество, надежность и безопасность. Сотрудничество с ведущими зарубежными компаниями обязывает нас находиться на переднем рубеже научно-технического прогресса. Большая группа наших специалистов награждена грамотой «За своевременное выполнение заданий Президента по подготовке Санкт-Петербурга к празднованию 300-летнего юбилея»

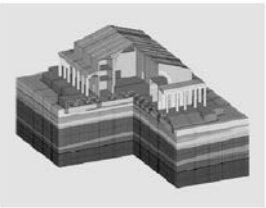
Крупные проекты и объекты

Генеральное проектирование:
- Каменноостровский театр
- Тверской академический театр драмы
- Коммерческий центр на пр. Александровской фермы

Проектирование и расчеты подземных сооружений:
- Пятиэтажный подземный паркинг на Комендантской пл.
- Орловский тоннель – левый берег
- Комплекс «Новая Голландия»
- Набережная Европы
- Расчеты подземных сооружений на пл. Восстания, Зоологическом пер., Почтамтской ул.

Проектирование и расчеты высотных зданий:
- «ГАЗПРОМ – Сити» (разработка концепции фундаментов)
- Расчеты высотных зданий у Ладожского вокзала, на Васильевском о-ве, на Московском пр., пр. Художников, жилого комплекса «Граф Орлов»

Архитектурно –строительное проектирование и конструирование:
- Общественные здания: Мариинский концертный зал, корпус горного института в г. Кириши
- Жилые дома: на ул. Дрезденской, Институтском пр., на Конной ул., на Шпалерной ул., на наб. Мартынова, комплекс «Пять морей» в г. Ростов-на-Дону
- Коммерческие и бизнес-центры: на М. Морской ул., на ул. Типанова, на Сенной пл., «Нептун», Мерседес-центр
- Промышленность: в СПб - пивоваренный з-д «Балтика», чаеразвесочная ф-ка. Цементный з-д в Мордовии,
- Цементный завод в Новороссийске,
- Братский Лесопромышленный комбинат



GRF
ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ

mail@georec.spb.ru
www.georec.spb.ru

190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., д. 4
Тел.: +7 (812) 575-35-87, 316-61-18 Факс: +7 (812) 575-36-25

Крупные проекты и объекты

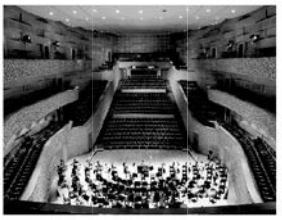
Геотехнические изыскания и проектирование восстановления памятников архитектуры:
- Константиновский дворец
- Меншиковский дворец в Ораниенбауме
- Церковный павильон Большого Петергофского дворца
- Шуваловский дворец на Фонтанке
- Смольный собор

Геологические изыскания и обследования:
- Здание Биржи на стрелке Васильевского острова
- Адмиралтейство
- Здания Сената и Синода
- Кронштадский собор
- Комплекс «Новая Голландия»
- Большой дворец в г. Павловск
- Орловский тоннель – левый берег
- Дворцовый комплекс « Михайловская дача»

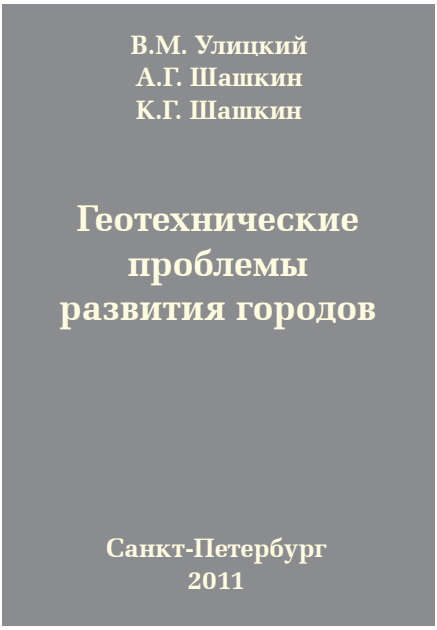
Мониторинг:
- Строительство транспортно-коммерческого центра у Московского вокзала
- Реконструкция наб. р. Фонтанки, р. Мойки, канала Грибоедова, наб. лейтенанта Шмидта
- Реконструкция Певческого моста, Казанского моста, Лештукова моста
- Невская Ратуша
- Стокманн

Крупные заказчики

- Администрация Санкт-Петербурга
- Северо-Западная Дирекция по строительству Управления делами Президента РФ
- ПСО «Система ГАЛС»
- Администрация Тверской области
- ОАО «Гипроцемент»
- ВТБ Девелопмент
- ОАО «Пивоваренная компания «Балтика»
- КЦ «Питер»
- ОАО «Мордовцемент»
- Отечественные и зарубежные архитектурные бюро
- «Bovis Lendlise»
- «Renaissanse Construction», Турция
- «Skanska», Финляндия
- Soletanche Bachy, Франция



Готовятся к изданию
следующие книги по геотехнике:



В.М. Улицкий
А.Г. Шашкин
К.Г. Шашкин

Геотехнические проблемы развития городов.

Книга посвящена теории и практике совместных расчетов зданий и оснований. Авторы возглавляют технический комитет №207 «Взаимодействие зданий и оснований» Международного геотехнического общества ISSMGE. В настоящее время эта тематика становится основой проектирования зданий и сооружений в России и за рубежом.

Более полную информацию о наших изданиях по геотехнике
вы можете найти на нашем сайте:
http://www.georec.spb.ru