

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
Кузбасский государственный технический университет
имени Т. Ф. Горбачева

На правах рукописи



Соколов Михаил Валерьевич

**ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ
УКРЕПЛЕНИЯ НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВЫХ
ОСНОВАНИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ
ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Специальность: 25.00.20 – Геомеханика, разрушение горных пород,
рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук,
профессор С. М. Простов

Кемерово 2018

Содержание

Введение	4
1. СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ СВОЙСТВАМИ НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	11
1.1. Проявление неустойчивости грунтовых оснований горнотехнических зданий и сооружений	11
1.2. Методы управления свойствами разуплотненных и влагонасыщенных грунтовых массивов	17
1.3. Напорное и электрохимическое закрепление грунтов	20
1.4. Методы контроля и прогноза устойчивости грунтовых оснований инженерных сооружений	26
1.5. Методы моделирования геомеханического состояния грунтовых массивов	29
1.6. Выводы, цель и задачи исследования	36
2. РАЗРАБОТКА МЕТОДИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ УКРЕПЛЯЕМЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	39
2.1. Разработка алгоритма и выбор базовой компьютерной среды моделирования	39
2.2. Обоснование расчетных схем и параметров моделей	45
2.3. Методика формирования банка данных компьютерного моделирования геомеханических процессов укрепления грунтового массива	49
2.4. Обоснование количественных критериев геомеханического анализа и разработка алгоритмов их расчета	52
Выводы	54
3. УСТАНОВЛЕНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ИЗМЕНЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ПРИ УКРЕПЛЕНИИ ОСНОВАНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	57
3.1. Исследование геомеханического состояния укрепляемого однородного грунтового основания	57
3.2. Исследование влияния горизонтальной нагрузки	67

3.3. Исследование геомеханического состояния укрепляемого слоистого грунтового основания	74
3.4. Исследование влияния неравномерности нагружения слоистого массива	82
Выводы	89
4. РАЗРАБОТКА И ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО УКРЕПЛЕНИЮ ОСНОВАНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	91
4.1. Разработка методики обоснования технологических параметров укрепления грунтовых оснований	91
4.2. Разработка рекомендаций по повышению устойчивости горнотехнического сооружения на насыпном основании	95
4.3. Разработка рекомендаций по повышению устойчивости зданий и сооружений на ослабленных естественных основаниях	107
4.4. Техничко-экономическая эффективность от применения разработок	125
Выводы	127
Заключение	130
Список литературы	132
Приложение А. Результаты применения технологии контролируемой на- порной инъекции на объектах горной и энергетической промышленности в Кузбассе (по данным ООО «НООЦЕНТР»)	141
Приложение Б. Фрагмент исходного кода программы для построения зон напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований	145
Приложения В. Фрагмент исходного кода программы для определения интегрального показателя напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований	148
Приложение Г. Титульный лист «Методических указаний по определению технологических параметров укрепления неустойчивых грунтовых оснований строящихся и эксплуатируемых горнотехнических сооружений» ..	151
Приложение Д. Акт внедрения результатов исследований	152

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы

Одной из основных проблем горнодобывающих предприятий является обеспечение устойчивости сооружений поверхностных комплексов. При строительстве, а также на различных стадиях эксплуатации копров, воздухоподающих каналов, опор галерей различного назначения, комплексов наклонной сепарации и обогащения, трансформаторных подстанций, водоотливных установок, примыкающих зданий были зафиксированы визуальные признаки осадок фундаментов. Причиной подобных проявлений являются естественные и техногенные факторы, влияющие на прочностные и деформационные свойства грунтов, действие которых в условиях горнодобывающих предприятий усиливается сейсмическим воздействием взрывных работ, подработкой, резкими изменениями гидрогеологического режима грунтов (влагонасыщение, в т. ч. агрессивными к железобетону растворами), частым применением при устройстве оснований вскрышных пород. Кроме того, работа технологических механизмов (подъемных, вентиляционных установок, конвейеров и др.) приводит к асимметрии и неравномерности нагрузок на фундамент. По данным ООО «НООЦЕНТР», специализирующегося на проведении аварийно-восстановительных работ на сооружениях горного и строительного профиля, за последние 10 лет на сооружениях шахт и разрезов Кузбасса зафиксировано 36 аварийных ситуаций, вызванных развитием деформаций грунтов оснований.

Уплотнение грунтов с целью повышения их прочностных и деформационных характеристик все активнее применяется при строительстве и реконструкции зданий и сооружений как горнодобывающей, так и строительной отраслей промышленности. Для грунтовых оснований, сложенных гравелистыми и песчаными грунтами, наибольшее применение нашли методы инъекции цементных растворов, в песчано-глинистых грунтах используют химические растворы, а в обводненных глинах, илах весьма перспективен метод электрохимического закрепления. Указанные технологии находятся на разных стадиях практического применения, вместе с тем недостаточно изученным является геомеханический аспект проблемы управления механическими свойствами грунтов. Аналитические расчетные методы, основанные на применении классических законов механики, развивающиеся длительное время, дают приемлемую точность результатов только при ре-

шении весьма узкого круга задач. Интенсивное развитие получили методы компьютерного моделирования, использующие численное решение задач геомеханики. Созданы мощные вычислительные комплексы, обеспечивающие максимальное приближение к реальной среде при постановке широкого круга задач.

До настоящего времени не изучены следующие аспекты данной проблемы: не обоснованы рациональные параметры геомеханических моделей укрепляемых грунтовых оснований горнотехнических зданий и сооружений, методики и количественные критерии для обработки и анализа баз данных; не установлены закономерности изменения геомеханического состояния при укреплении грунтовых оснований неоднородного строения при асимметричной и неравномерной нагрузке; не разработаны практические рекомендации по геомеханическому обоснованию параметров укрепления оснований эксплуатируемых горнотехнических зданий и сооружений с учетом влияния горных работ.

Работа выполнена в соответствии с планами НИР КузГТУ по хоздоговору с ООО «НООСТРОЙ» № 102–2017, при поддержке гранта АО «СУЭК–Кузбасс» на проведение научных исследований по приоритетным направлениям науки в области рационального природопользования.

Цель работы: разработка методики геомеханического обоснования параметров укрепляемых неустойчивых грунтовых оснований эксплуатируемых горнотехнических зданий и сооружений, обеспечивающей повышение безопасности горных работ, снижение материальных и трудовых затрат на строительновосстановительные работы.

Объект исследований: грунтовые массивы в основаниях наземных горнотехнических зданий и сооружений, подлежащие укреплению инъекционными методами.

Предмет исследования: геомеханическое состояние укрепляемых грунтовых оснований в различных геологических и горнотехнических условиях.

Идея работы состоит в использовании базовых и локальных геомеханических моделей грунтовых оснований, учитывающих неоднородность свойств грунтов, неравномерность и асимметрию нагрузки, для установления закономерностей формирования их геомеханического состояния и корректирования параметров технологии напорного инъекционного укрепления, определенных методом геотехногенных блоков по осредненным параметрам.

Задачи исследования:

- разработка алгоритмов и критериев анализа результатов компьютерного моделирования геомеханического состояния укрепляемых грунтовых оснований горнотехнических зданий и сооружений с учетом влияния горных работ;
- установление закономерностей изменения геомеханического состояния при укреплении оснований горнотехнических зданий и сооружений в условиях неоднородности свойств грунтов, асимметрии и неравномерности нагрузки;
- разработка и практическое применение рекомендаций по укреплению оснований горнотехнических зданий и сооружений на основе базовых и локальных геомеханических моделей.

Методы исследований.

В работе использован комплекс методов, включающий:

- анализ научно-технической информации по проблеме управления свойствами неустойчивых грунтовых массивов горнотехнических сооружений;
- компьютерное моделирование геомеханических процессов в естественных и искусственных грунтовых основаниях зданий и сооружений методом конечных элементов;
- анализ баз данных напряженно-деформированного состояния (НДС) с использованием локальных и интегральных геомеханических критериев;
- методы разработки циклических алгоритмов и компьютерных программ для обработки баз данных;
- анализ результатов инженерно-геологических изысканий и маркшейдерско-геодезических измерений.

Научные положения, защищаемые в диссертации:

- повышение объективности и точности анализа баз данных геомеханического состояния грунтовых оснований на участках подработки, подтопления, использования вскрышных пород обеспечивается построением зон предельного состояния и интегральных показателей, учитывающих распределение локальных значений напряжений и деформаций по интервалам и площадям, определенных с помощью циклических алгоритмов путем разбиения полей изолиний на элементы;
- при закреплении однородного обводненного естественного или насыпного грунтового основания величина оседаний грунтов нелинейно уменьшается до 25 % с увеличением размеров и площади зон закрепления, на 10–20 % с увеличением расстояния между ними и их относительной жесткости; в двухслойном на-

сыпном основании с углом наклона до 18° снижение концентрации напряжений в слабом слое более чем в 3 раза обеспечивается расположением зоны закрепления в нижнем, более жестком слое;

– дополнительная горизонтальная нагрузка, возникающая при работе горношахтных механизмов, увеличивает концентрацию напряжений в опорной части основания в 2–3 раза, при этом зоны упрочнения с продольной площадью 1,8–3,6 м² снижают величину интегрального показателя горизонтальных деформаций на 60–70 %, что уменьшает риск снижения устойчивости фундамента;

– интеграция геомеханического прогноза в существующий метод геотехногенных блоков обеспечивается определением образованных влиянием горных работ потенциально аварийных участков по превышениям предельных нормативных оседаний с помощью базовой геомеханической модели и корректированием базовых параметров по экстремальным и интегральным значениям составляющих НДС на локальных моделях этих участков.

Научная новизна работы заключается:

– в обосновании интегральных критериев анализа геомеханического состояния укрепляемых грунтовых неоднородных оснований сооружений и разработке алгоритмов для их определения;

– в установлении закономерностей формирования геомеханического состояния грунтовых оснований однородного и слоистого строения при равномерном, неравномерном и асимметричном нагружении оснований сооружений;

– в разработке двухэтапной методики геомеханического обоснования параметров укрепления неустойчивых грунтовых оснований, интегрированной в метод геотехногенных блоков, учитывающей дополнительное влияние горнотехнических процессов.

Обоснованность и достоверность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждается:

– использованием в компьютерных расчетах апробированного метода конечных элементов и лицензионного программного комплекса Alterra, предоставленного в некоммерческое пользование ООО «ИнжПроектСтрой»;

– сходимостью результатов сопоставления расчетных и экспериментальных значений оседаний оснований по двум объектам (расхождение не более 17 %);

– использованием при геомеханических расчетах данных инженерно-геологических изысканий и маркшейдерско-геодезических измерений, полученных стандартными методами.

Личный вклад автора заключается:

– в разработке методики выбора рациональных параметров компьютерной модели, алгоритмов расчета интегральных параметров и геомеханических зон;

– в создании компьютерных моделей естественных и искусственных грунтовых оснований различного строения при различных схемах нагрузки на фундаменты сооружений, проведении компьютерных расчетов, их обработке и анализе;

– в разработке методики геомеханического обоснования параметров укрепления грунтовых оснований, развивающей метод геотехногенных блоков для условий неоднородных массивов;

– в геомеханическом прогнозе состояния укрепляемых грунтовых оснований четырех горно-строительных объектов и разработке рекомендаций по повышению их устойчивости.

Научное значение работы состоит:

– в развитии методического обеспечения компьютерного моделирования геомеханического состояния укрепляемых грунтовых оснований сооружений в условиях интенсивного влияния горных работ;

– в расширении знаний о закономерностях формирования аномальных геомеханических зон грунтовых оснований сложного строения при асимметричных и неравномерных нагрузках;

– в обосновании двухэтапной методики корректирования параметров укрепления грунтов, полученных методом геотехногенных блоков, на основе базовой и локальной геомеханических моделей.

Отличие от ранее выполненных работ состоит в следующем:

– при обработке результатов компьютерного моделирования геомеханического состояния укрепляемых грунтовых оснований использовались интегральные критерии, расширяющие возможность обобщения исследуемых закономерностей;

– впервые исследованы основные факторы, влияющие на формирование аномальных геомеханических зон (слоистость, асимметрия и неравномерность нагрузки), причем при анализе рассматривались все компоненты напряжений и деформаций массива;

– реализована идея учета при обосновании параметров укрепления реальной неоднородности свойств грунтов на основе локальных геомеханических моделей.

Практическая ценность работы заключается:

– в разработке программ для ЭВМ «Программа для построения зон напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований» и «Программа для определения интегрального показателя напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований», прошедших государственную регистрацию (свидетельства № 2015611668 и № 2015611451);

– в разработке методических рекомендаций по корректировке параметров укрепления грунтовых оснований на проектируемых, строящихся и эксплуатируемых горнотехнических зданиях и сооружениях, пришедших в аварийное состояние в результате технологических ошибок или техногенного воздействия, реализованных на четырех объектах горно-строительного профиля в Кузбассе.

Реализация работы

Основные научно-практические положения диссертации изложены в методическом документе «Методические указания по определению параметров укрепления неустойчивых грунтовых оснований строящихся и эксплуатируемых горнотехнических сооружений / КузГТУ, ООО «НООЦЕНТР». – Кемерово, 2017. – 43 с.», разработанном совместно КузГТУ и ООО «НООЦЕНТР», согласованном с НИИОСП им. Н. М. Герсевича и приятном к использованию ОАО «Кузбассгипрошахт» при проектировании шахт и разрезов.

Полученные теоретические и методические результаты используются в учебном процессе КузГТУ.

Апробация работы

Основные положения диссертационной работы рассматривались на следующих конференциях, симпозиумах: на китайско-российском симпозиуме «Уголь. 21 век» (Китай, Россия, 2014, 2016); на международной научно-практической конференции «Безопасность жизнедеятельности предприятий в промышленно развитых регионах» (Кемерово, 2013); на научно-практической конференции с международным участием «Россия молодая» (Кемерово, 2014, 2015, 2016); на международной научно-практической конференции «Природные и интеллектуальные ресурсы Сибири. СибРесурс2014» (Кемерово, 2014, 2016); на всероссийской научно-практической школе «Роль молодых ученых в инновационном развитии регионов» (Кемерово, 2014); на международной научно-

практической конференции «Проблемы строительного производства и управления недвижимостью» (Кемерово, 2014, 2016); на всероссийской научной конференции «Горняцкая смена 2015» (Новосибирск, 2015); на международной научно-практической конференции «Современная наука: проблемы и пути их решения» (Кемерово, 2015); на международной научно-практической конференции «Наукоемкие технологии разработки и использования минеральных ресурсов» (Новокузнецк, 2016).

Публикации. По теме диссертации опубликовано 15 научных работ, из них 6 – в изданиях, рекомендованных ВАК, в том числе получено 2 свидетельства о государственной регистрации программ для ЭВМ.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы и 5 приложений, изложена на 152 страницах машинописного текста, содержит 90 рисунков, 13 таблиц, список литературных источников из 143 наименований.

Диссертация соответствует п. 4 «Разработка теорий, способов, математических моделей и средств управления состоянием и поведением массивов горных пород и грунтов с целью обеспечения устойчивости горных выработок, подземных и наземных сооружений, предотвращения проявлений опасных горно-геологических явлений» и п. 5 «Разработка научных и методических основ количественного прогнозирования геомеханических процессов в массивах горных пород и грунтов, в том числе антропогенных, служащих основанием, средой и материалом различных сооружений» паспорта специальности 25.00.20 «Геомеханика разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика».

Автор диссертации и научный руководитель выражают признательность генеральному директору ООО «НООЦЕНТР» к.т.н., О. В. Герасимову за предоставленную техническую документацию и результаты инженерно-геологических изысканий на производственных объектах.

1. СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ СВОЙСТВАМИ НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1. Проявление неустойчивости грунтовых оснований горнотехнических зданий и сооружений

Проблема деформаций грунтовых оснований весьма актуальна как на этапе строительства, так и в период эксплуатации горнотехнических зданий и сооружений [1]. Значительные вертикальные оседания, деформации и нарушение целостности конструкций фундаментов, а также грунтовых оснований зданий и сооружений отражаются на техническом состоянии объекта в целом в виде продольных и поперечных трещин, неравномерных и местных просадках, особенно при строительстве на насыпных техногенных грунтах [2–6].

Причины образования и развития деформаций грунтов оснований зданий и сооружений можно разделить на следующие основные группы [3]: ошибки при проведении инженерных изысканий и проектировании (ошибки в определении физико-механических свойств, недостаточная глубина заложения фундамента, неверное определение нагрузок) [5]; нарушение технологии подготовки грунтового основания (слабое уплотнение грунтов основания; замораживание или замачивание грунтов основания в период строительства) [4, 5]; нарушение технологии устройства фундаментов (низкое качество материалов, отсутствие или неправильное армирование фундамента, ведение работ при низких температурах) [6]; техногенные аварии и нарушение условий эксплуатации объекта (подтопление грунтов основания, перегрузка фундаментов, промерзание грунтов оснований); сейсмическое воздействие и движение тектонических плит.

В горнотехнической отрасли на проявление значительных деформаций грунтов оказывает влияние ряд дополнительных факторов, в том числе применение в качестве оснований насыпных вскрышных пород, имеющих пониженные строительные свойства; образование локальных ослабленных зон в естественных и искусственных массивах вследствие подработки, сейсмического воздействия взрывов и большегрузного транспорта, вибрации технологических механизмов, резкого изменения гидрогеологического режима грунтов; наличие существенной асимметрии и неравномерности нагрузок на фундамент (рис. 1.1, а).

Характерные признаки потери несущей способности грунтовых оснований горнотехнических сооружений разделены на 2 группы [3] (рис. 1.1, б).



Рис. 1.1. Особенности грунтовых оснований горнотехнических сооружений (*a*) и признаки потери их несущей способности (*б*)

Здания и сооружения строительной геотехнологии, угледобывающей промышленности, гидротехнические объекты, расположенные преимущественно на неустойчивых грунтовых основаниях, являются основными потенциально аварийными объектами, классификации которых приведены на рис. 1.2 и 1.3 [7, 8].



Рис. 1.2. Классификация объектов строительной геотехнологии



Рис. 1.3. Классификация горнотехнических зданий и сооружений

При посещении предприятий горнопромышленного комплекса Кузбасса были отмечены объекты, требующие проведения ремонтных работ или находящиеся в аварийном состоянии либо потенциально близкие к их возникновению. К потенциально аварийным горнотехническим сооружениям можно отнести опоры укосного копра, подверженные значительным асимметричным нагрузкам и возможности вертикальных смещений при наличии в основании слабых грунтов (рис. 1.4, а, б), и резервуары для хранения жидкого топлива (рис. 1.4, в), а к сооружениям, требующим капитального ремонта – здание обогатительного корпуса (рис. 1.4, г) и опоры галерей (рис. 1.4, д).

Одной из наиболее частных причин аварий является наличие насыпных техногенных грунтов в основаниях, изменяющих свои прочностные и деформационные свойства со временем и обладающих значительными просадочными свойствами. На угледобывающих предприятиях отмечены нарушения условий отвода талой и дождевой воды, вследствие чего происходит обводнение грунтов основания и образование локальных текучих отложений.



Рис. 1.4. Общий вид укосного копра (а) и его опор (б), резервуаров для хранения жидкого топлива (в), фасадов (г) и фундаментов (д) здания и галерей обогатительного корпуса

Примеры аварий на горнотехнических зданиях и сооружениях представлены в табл. 1.1 (данные ООО «НООЦЕНТР»).

Таблица 1.1

Примеры аварий на горнотехнических сооружениях

Объект	Геологические особенности основания сооружения, причины нарушения устойчивости	Технические и технологические последствия
1. Комплекс биофильтров очистных сооружений ОАО «Разрез Кедровский»	Высокопористые грунты и сильнотрещиноватые скальные породы, ослабленные сейсмическим действием взрывных работ	Сильные осадки фундамента. Сброс вредных веществ в гидросистему очистки
2. Корпус аккумуляторных емкостей ЦОФ ОАО «Разрез Кедровский»	Просадочные грунты мощностью $h = 4-6$ м. Высокий уровень динамических нагрузок	Накренивание конструкции
3. Блок ДСУ-300 ОАО «Разрез Барзасский»	Мощность просадочных суглинков $h = 4,5$ м. Объект расположен на склоне	Нарушение жесткости железобетонной плиты в основании сооружения
4. Ремонтная база БелАЗ ОАО «Разрез Кедровский»	Сочетание слоя насыпных грунтов, неоднородных по составу и плотности ($h = 2,5-4,4$ м) и слоя суглинков тугопластичной консистенции ($h = 1,5-3,5$ м, $R_0 = 0,18-0,21$ МПа)	Деформации основания сооружения
5. Административное здание ООО «Шахта «Заречная»	Мощный слой водонасыщенных суглинков ($h > 20$ м)	Деформации основания, многочисленные трещины, аварийное состояние
6. Автоучасток ОАО «Разрез «Моховский»	Неустойчивые грунты	Необходимость строительства ленточного монолитного фундамента
7. Административное здание ОАО «Разрез «Краснобродский»	Насыпные грунты ($h = 2$ м), суглинки текучепластичной консистенции, влагонасыщенные ($h = 8-10$ м), локальное влагонасыщение	Трещины в стенах и фундаменте с раскрытием до 30 мм, неравномерная деформация несущих конструкций
8. Жилой дом в поселке шахты им. Волкова	Просадочные суглинки ($h = 8-12$ м), участок находится в мульде сдвига	Неравномерные осадки основания, крен сооружения

В приложении А приведены результаты применения технологии напорной инъекции на 36 объектах горной и энергетической промышленности Кузбасса.

Примером проявления неустойчивости грунтовых оснований является состояние насыпи железнодорожного пути на угольном разрезе «Краснобродский угольный разрез». Методами геодезических, геофизических и маркшейдерских наблюдений были установлены области значительных деформаций насыпи с раскрытием трещин на протяжении всего участка железнодорожного пути [9]. При-

чинами нарушения устойчивости является водонасыщение грунта и постоянное динамическое воздействие. Для решения проблемы устойчивости насыпи было предложено устройство дренажных траншей и реконструкция водопропускной трубы.

На нарушение устойчивости наземных зданий и сооружений оказывает влияние подземная разработка полезных ископаемых, особенно в приповерхностном массиве. На примере калийных рудников [10] теоретически доказана возможность образования значительных оседаний земной поверхности, связанная с ликвидацией или затоплением подземных месторождений.

Интенсивная разработка угольных пластов ведет к изменению напряженно-деформированного состояния (НДС) массива горных пород, а как следствие, сдвигам и деформациям земной поверхности. В работе [11] представлены подтверждения смещений в виде микромульд оседаний на шахте «Котинская». На основе полученных данных представлены результаты прогноза развития микромульд и их влияния на близстоящие горнотехнические сооружения.

Проявления оползневых явлений вследствие ведения горных работ отмечаются в южных районах Кузбасса. После комплекса исследований на примере г. Осинники в работе авторов [12] представлены факторы влияния сдвигов и подвижек в породных массивах на оседания земной поверхности. Результаты работы обобщены в методику прогноза устойчивости горнотехнических сооружений.

В ряде случаев на устойчивость горнотехнических зданий и сооружений влияет скорость проходки тоннелей в приповерхностных грунтовых массивах. В работе [13] представлены результаты натуральных наблюдений за оседаниями земной поверхности при прокладке стационарных туннелей. Результаты наблюдений не выявили существенного влияния скорости проходки на оседания поверхности в городских условиях, однако в горной отрасли режим и скорости проходок отличны и могут оказывать большее влияние, приводящее к нарушению устойчивости сооружений.

В области строительной геотехнологии важным фактором является наличие сетей коммуникаций и водоснабжения городов. При проходке коммуникационных тоннелей, коллекторов значительно повышается величина вертикальных оседаний близстоящих зданий и сооружений, что доказано теоретическими расчетами и экспериментальными наблюдениями [14].

1.2. Методы управления свойствами разуплотненных и влагонасыщенных грунтовых массивов

В настоящее время существует целый ряд методов управления свойствами слабых грунтов основания, в том числе влагонасыщенных и малопроницаемых [15]. Условно все методы можно разделить на две основные группы: физические и физико-химические. Физические методы направлены на изменение физических параметров грунтов оснований (плотность, степень водонасыщения, просадочность), а физико-химические – на увеличение их деформационных и прочностных параметров путем обменных химических реакций. Отдельной категорией является конструктивный метод, заключающийся в полной или частичной замене слабого грунтового массива песчаными подушками или техногенными отсыпками [16–18].

Методы, основанные на физических или физико-химических процессах в грунтах, имеют различные технологические подходы для повышения устойчивости грунтового массива (рис. 1.5).

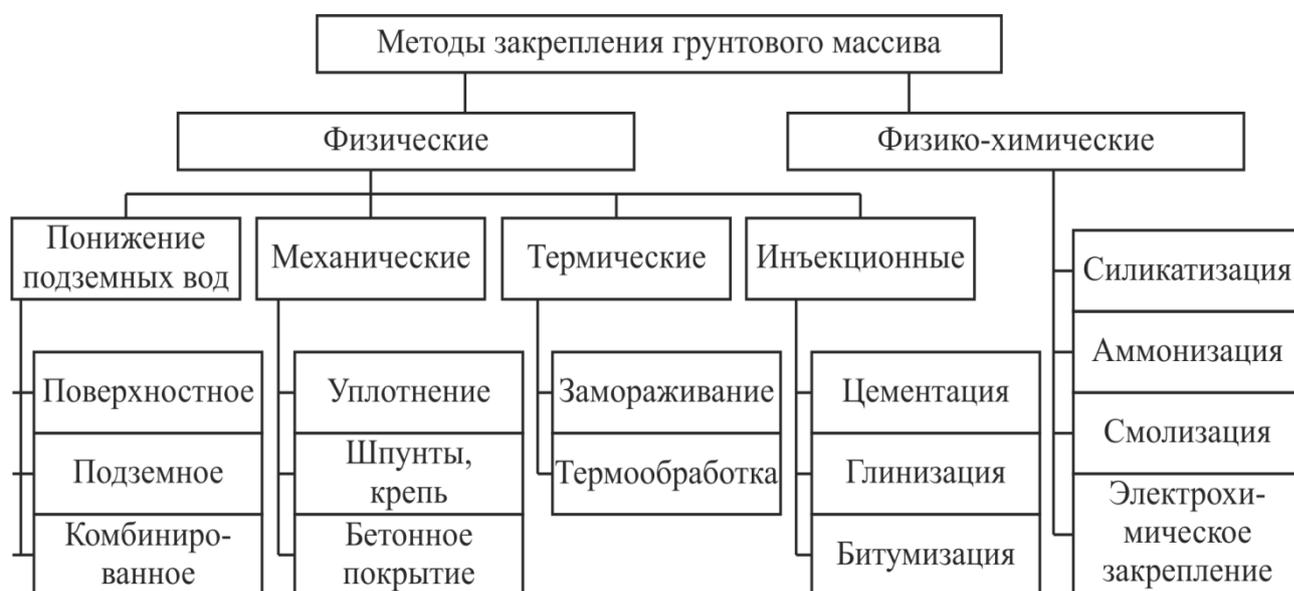


Рис. 1.5. Разновидности методов управления состоянием неустойчивого грунтового массива

При выборе метода управления необходимо учитывать ряд факторов: тип грунта и его состояние (консистенцию); водопроницаемость, гранулометрический состав, плотность сложения и т. д. Область применения методов управления в зависимости от типа грунта представлены на рис. 1.6.



Рис. 1.6. Классификация методов укрепления в зависимости от разновидности грунта основания

К наиболее простым и эффективным методам управления относят понижение уровня подземных (грунтовых) вод. Метод заключается в устройстве в толще массива дренажей и отводов, по которым водные и фильтрационные потоки отводятся от обводненного грунта [19]. Метод применяют исключительно в водопроницаемых песчаных грунтах.

Поверхностное уплотнение грунтов применяется при устройстве грунтовых подушек для устранения просадочных свойств и повышения прочности грунтов основания. Процесс уплотнения происходит за счет постоянного или периодического воздействия давлением на грунт оптимальной влажности. Процесс поверхностного уплотнения может включать уплотнение тяжелыми железобетонными трамбовками, уплотнение грунта катками или поверхностным вибрированием [16, 18].

Наряду с поверхностным уплотнением используют глубинное, путем устройства шпунтовых ограждений, песчаных и грунтовых свай или применение глубинных динамических машин [17–20].

К глубинному уплотнению можно отнести эффективный и дешевый способ устройства щебеночных свай, заключающийся в уплотнении щебня заданной

фракции и марки по прочности через пробуренную скважину с применением пневмопробойника [21].

Термические методы основаны на изменении свойств неустойчивых грунтовых масс за счет воздействия высоких температур или замораживающих составов [22, 23]. Способ термической обработки применяется для лессовидных и обводненных глинистых грунтов [16]. Эффект упрочнения, высушивания достигается за счет нагнетания газов высокой температуры или сжигания топлива в заранее пробуренных скважинах.

Методы термического и газохимического закрепления нашли свое применение не только в приповерхностном массиве, но и при подземном упрочнении массивов горных пород. Так, в работе [24] представлены результаты определения прочностных характеристик до термического воздействия и после, на основании которых отмечено повышение прочности порового массива на 20–40 %, а в отдельных случаях – в 2 раза.

Инъекционные методы являются наиболее распространенными в современной практике управления устойчивостью грунтовых оснований. Принципиально процесс инъекции растворов в грунтовый массив можно разделить на три этапа: погружение вдавливанием в грунт труб-инъекторов; нагнетание растворов различного состава и типа; заполнения объемов пор; повышение прочности массива за счет твердения растворов, необратимых химических реакций [20]. В зависимости от вида раствора различают методы цементации, смолизации, глинизации, битумизации, силикатизации и аммонизации [25–28].

Методы глинизации и битумизации основаны на использовании глинистых растворов и текучих битумных эмульсий, суспензий. Растворы, попадая в грунтовый массив, заполняют поры грунта и одновременно образуют взаимосвязанную структуру за счет вязкости и связности самого раствора [29, 30]. Таким образом, грунтовый массив становится более плотным и, как следствие, имеет меньшие деформации, повышается его водонепроницаемость.

Методы силикатизации, аммонизации и смолизации имеют химическую природу. При попадании в поры грунта развиваются химические процессы, образующие высокопрочные соединения с одновременным понижением уровня грунтовых вод и осушением грунта.

История развития инъекционных методов закрепления описана в работе [31]. Автор затрагивает период становления и развития этих методов с 70-х годов

XX века по настоящее время, приводя классификацию методов по их назначению, применяемым растворам и областям использования. Представлен перечень ведущих зарубежных и российских организаций, занимающихся развитием инъекционных методов в областях открытой, подземной и строительной геотехнологии.

Имеется опыт применения инъекционного метода закрепления для повышения устойчивости пористого массива. В работе [32] путем многочисленных компьютерных моделирований демонстрируется эффективность инъекционных методов. Расчеты авторов основаны на совместной методике подбора параметров закрепления, учитывающей неоднородную линейно-деформированную среду с ослабляющей полостью произвольной формы.

Развивается метод активного армирования грунтовых массивов на стадии строительства. Примером является округлое шпунтовое ограждение с предварительным напряжением по грунту вокруг фундамента под резервуар [33]. Армирование оснований жесткими элементами без предварительного напряжения также дает заметные результаты. Так, в работе [34] теоретически и экспериментально доказана возможность армирования оснований даже при циклической нагрузке.

Среди инъекционных методов одними из наиболее перспективных являются методы цементации и электрохимической обработки грунтов.

1.3. Напорное и электрохимическое закрепление грунтов

В настоящее время наибольшее распространение получили методы инъекционного закрепления с применением цементных растворов различного состава. Методы цементации, в том числе метод напорной инъекции, в конце XIX века применялись как способ закрепления водонасыщенных трещиноватых горных пород, а затем получили широкое распространение в области строительства и реконструкции грунтовых оснований, в гидротехническом строительстве [34]. Напорные методы отличаются простотой и технологичностью, имеют высокую надежность искусственного основания и не требуют высокотехнологичного оборудования.

Наиболее ярким примером широкомасштабного использования метода цементации является проведение восстановительных работ на «ДнепроГЭС им. В. И. Ленина», где суммарно было укреплено бутовых и железобетонных фундаментов объемом порядка 200 тыс. м³ [36]. Примером объекта гидротехнического назначения является «Высотная Асуанская плотина» высотой 110 м, при ре-

конструкции оснований которой в ходе комплекса противофильтрационных работ было затрачено более 680 тыс. м³ цементного раствора [37].

Существующие методы цементации можно разделить на основные три группы: струйные, инъекционные, бурсмешивание (рис. 1.7).

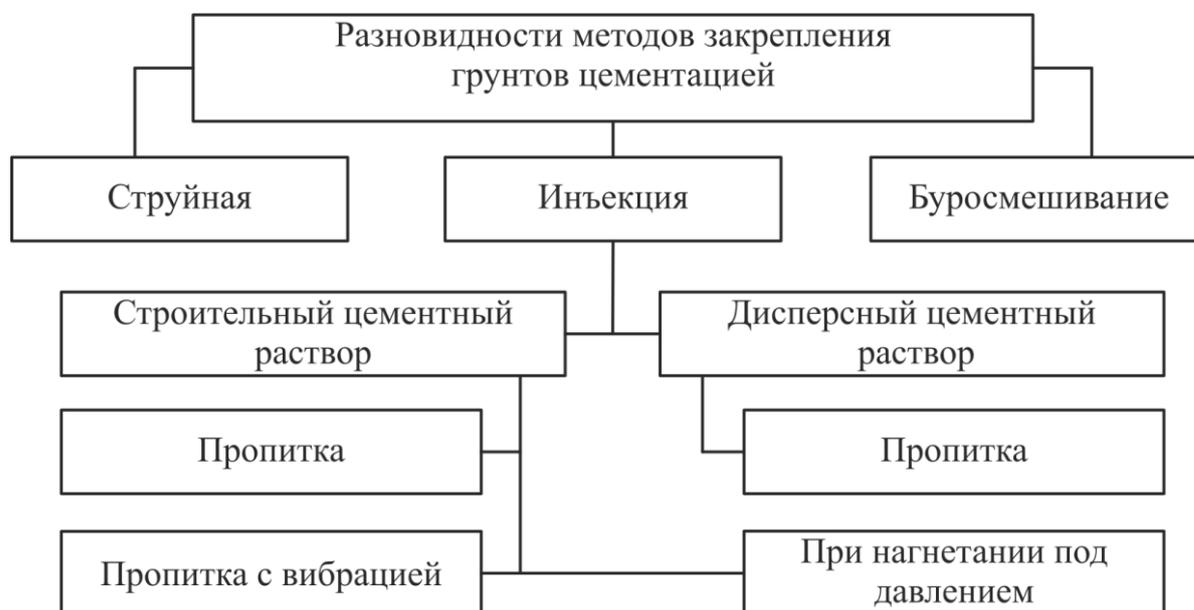


Рис. 1.7. Разновидности методов цементации грунтов

Сущность метода струйной цементации (jet grouting) заключается в использовании высоконапорной струи цементного раствора или водно-воздушной смеси для размыва и разрушения грунта, при перемещении которого образуется пульпа с цементным раствором с заданными химическими и минеральными добавками [35, 38]. После высыхания и твердения смеси образуется грунтоцементный камень, обладающий повышенными прочностными и деформационными свойствами.

Технология производства работ включает три этапа: бурение лидерной скважины на заданную проектом глубину; высоконапорный разрыв и подъем агрегата с глубины лидерной скважины; подъем и изъятие оборудования. Полученные грунтоцементные пульпы оставляют на 15–30 сут. для твердения тела будущей зоны закрепления [35].

В зависимости от геологических условий, назначения и требуемой прочности различают три основных способа размыва грунтов, представленные на рис. 1.8.

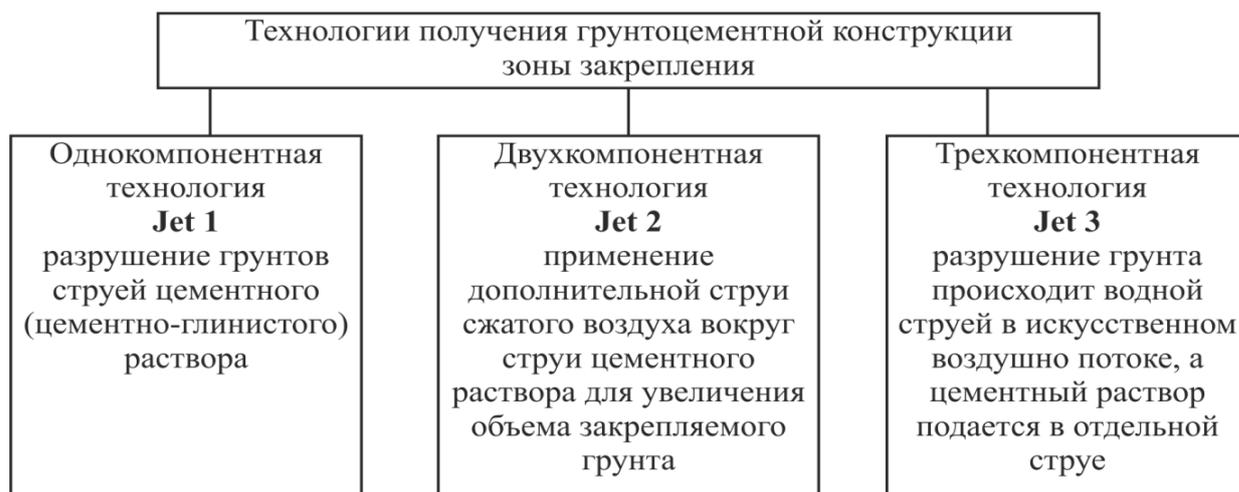


Рис. 1.8. Технологии создания грунтоцементной конструкции

Метод струйной цементации применялся при реконструкции оснований общественного здания в г. Санкт-Петербурге с изменением его функционального назначения и увеличением этажности. Основание здания сложено слабыми водонасыщенными пылевато-глинистыми и заторфованными грунтами, в связи с чем использовалась струйная технология с расположением наклонных зон закрепления по специальной схеме [39].

Другим примером применения технологии являются здания Большого дворца и Хлебного дома на территории ГМЗ «Царицыно». В ходе проектных изысканий и работ по усилению применялась технология Jet 1 с уширением зон закрепления в нижней части. Общее количество зон закрепления составило около 3 тыс. [40].

Сущность метода буросмешивания отражена в перемешивании цементного раствора с грунтом в процессе вращательного бурения без извлечения грунта на поверхность [35]. Областью применения метода являются пески, пылевато-глинистые грунты, илы и лессовые грунты, при этом зоны закрепления имеют диаметры 0,8–1,0 м и глубиной до 10–30 м [41]. В отличие от других методов цементации при буросмешивании применяются различные цементные суспензии, а не растворы.

Методы цементных инъекций по видам применяемых растворов можно разделить на следующие две группы: с применением строительных цементных растворов высокой плотности и с применением дисперсных растворов.

Дисперсные цементные растворы применяются при пропитке грунтов. Сущность данного метода заключается в создании единой грунтоцементной кон-

струкции за счет проникания цементного раствора через поры в грунтовый массив. Таким образом, область применения метода ограничена и зависит от пористости грунтов, его влажности и степени водонасыщения, дисперсности цементного раствора. Именно поэтому чаще всего применяются микроцементы, способные проникать в слабопроницаемые грунты. Микроцемент «Микродур» марки R-X с размером частиц 6 мкм и менее применялся для укрепления сильно обводненных грунтов оснований тоннелей на Краснопресненском проспекте МКАД. Закрепление выполнялось совместно со струйной технологией Jet 1 [42].

Строительные цементные растворы применяют по трем основным технологиям: пропитка гравелистых песков, трещиноватых пород и карстовых массивов; пропитка с вибрацией; разрывы под давлением. Технология пропитки с вибрацией заключается в использовании глубинных вибраторов для лучшего проникновения цементного раствора в грунтовый массив при его одновременном погружении в тело будущего закрепленного массива [35, 43]. Примером применения вибротехнологии является здание № 2 Новолипецкого металлургического комбината, где мощность укрепляемого основания составила 8 м, было выполнено 1500 грунтоцементных свай. В конце XX века данным методом были укреплены песчаные насыпи откосов дамбы на Запорожской АЭС [44], в 1977 году – склоны Сенгилеевского водохранилища [45].

Наибольшее распространение в геотехническом строительстве нашел метод нагнетания цементного раствора под высоким давлением с образованием локальных разнонаправленных гидроразрывов. Отличительная особенность этой технологии состоит в местном гидроразрыве грунта в области зоны закрепления, заполнении пустот рабочим раствором и с последующим уплотнением [46]. Образование местных гидроразрывов происходит хаотично, в любом направлении [35, 47], именно поэтому важно контролировать все процессы напорной инъекции, в том числе расход рабочего раствора и величину давления [35]. В результате инъекции получают зоны закрепления, обладающие эквивалентными прочностными и деформационными свойствами. Эффект уплотнения по гидроразрывной технологии зависит от количества гидроразрывов и его объема [35, 48]. Данная технология сопоставима с другими инъекционными физическими методами, за исключением высокого давления нагнетания. Твердеющий рабочий раствор через иньектор нагнетают под давлением в полость скважины. Растворы в грунт нагнетают двумя способами: при постоянном давлении со снижением расхода до «от-

каза» скважины; при постоянном расходе раствора и нерегулируемом давлении [48, 49].

Для достижения большего эффекта при напорной инъекции используют манжетные колонки, способствующие более равномерному распределению раствора вдоль всей скважины. Применение манжетной технологии позволяет нагнать раствор в наиболее ослабленные зоны, сосредоточивать гидроразрывы в заданной области [50, 51].

При наличии слабых обводненных малопроницаемых пылевато-глинистых грунтов возникает ряд проблем в применении инъекционных методов, связанных с большими значениями давления. Обусловлено это мелкодисперсной структурой грунта и низким коэффициентом фильтрации (менее 10^{-6} м/с). В данных грунтах активно применяются методы электроосмотической обработки и электрохимического закрепления.

Сущность электрохимической обработки заключается в воздействии на глинистые грунты постоянным током, с помощью электродов-инжекторов, погружаемых в грунт. Под действием электрического тока подаваемый раствор разлагается на ионы и перемешивается между электродами, а при снятии напряжения ионы стабилизируются, вступают в реакции, образуя высокопрочные соединения [52]. Таким образом образуются более прочные зоны массива, водонепроницаемые и неразмокаемые.

В процессе электрохимической обработки происходит множество процессов, в том числе электроосмотическое осушение, электроосмос, электролиз и обменные реакции. Принципиальная технологическая схема электрохимического закрепления (ЭХЗ) представлена на рис. 1.9.

Процессы ЭХЗ можно разделить на три этапа [52]:

- этап 1 – активно протекают электрокинетические процессы, начинают развиваться электрохимические и структурообразующие процессы;
- этап 2 – на первый план выходят электрохимические процессы, образуются прочные водостойкие связи и структуры, активно повышается прочность грунта;
- этап 3 – протекает после закрепления и заключается в агрегации частиц, кристаллизации соединений.

Выделяют три основных вида ЭХЗ: электроосушение; электролитическую обработку и электросиликатизацию. Область применения разных видов обработки представлена в табл. 1.2.

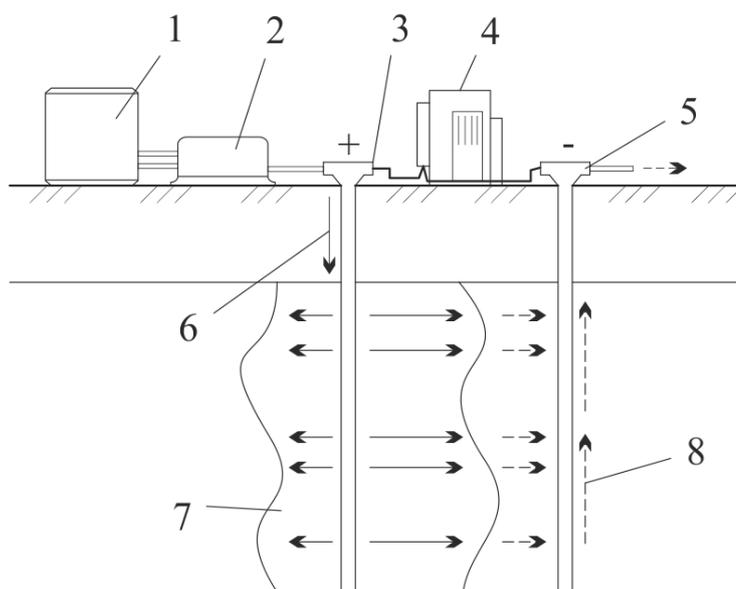


Рис. 1.9. Технологическая схема электрохимической обработки грунта:
1 – емкость; 2 – насос; 3 – анод; 4 – источник постоянного тока; 5 – катод;
6 – раствор; 7 – зона закрепления; 8 – вода

Таблица 1.2

Области применения ЭХЗ

Виды обработки	Коэффициент фильтрации, м/с	Грунты	Растворы
Двухрастворная электросиликатизация	$10^{-5}-10^{-7}$	Песок	Силикат натрия и хлористый кальций
Однорастворная электросиликатизация	$8 \cdot 10^{-6}-6 \cdot 10^{-8}$	Супесь, суглинок, глина	Силикат натрия с кремнефтористоводородной кислотой
Электролитическая обработка	менее 10^{-7}	Супесь, суглинок, глина	Хлористый кальций и другие хлориды
Электрообработка без раствора	менее $6 \cdot 10^{-8}$	Суглинок, глина	–

Под электроосушением (электроосмосом) понимают перемещение воды в поле постоянного тока от анода к катоду. Электролитическая обработка используется для упрочнения грунтов за счет окислительно-восстановительных реакций на электродах. Процессы обмена и замещения ионов железа на ионы калия и натрия приводят к коагуляции части и уплотнению грунта [52, 53].

Электросиликатизация является современным комбинированным способом закрепления малопроницаемых грунтов, отличающимся введением в массив грун-

та упрочняющего раствора (силиката натрия). Различают одно- и двухрастворную электросиликатизацию, области применения которых зависят от типа грунта, химических условий и состава грунта, дисперсности среды [52, 53].

В настоящее время из-за малой изученности процессов электрохимической обработки метод ЭХЗ не нашел широкого применения. В обзорной работе [54] было проанализировано свыше 120 различных патентов на технологические схемы и принцы ЭХЗ, отличающиеся в большинстве случаев величиной тока и составом для обработки. Так, в патенте [55] предлагается использовать состав на основе 50 %-го водного раствора мочевиноформальдегидной смолы, 3 %-го водного раствора гидрата оксида натрия и 5 %-го водного раствора концентрата сульфитно-спиртовой барды, а в патенте [56] используется специальная система электродов-инъекторов в процессе электрохимической обработки.

1.4. Методы контроля и прогноза устойчивости грунтовых оснований инженерных сооружений

В период ведения работ по усилению грунтовых оснований, а также в период строительства и эксплуатации горнотехнических сооружений необходимо наблюдать и контролировать состояние объектов. Процесс мониторинга за объектом можно осуществлять различными методами, в том числе инженерно-геодезическими и маркшейдерскими изысканиями, средствами геоконтроля, а также на основе данных прогноза и моделирования.

В условиях открытой и строительной геотехнологии в большинстве случаев основываются на результатах инженерно-геофизических изысканий и маркшейдерских измерений. Данные методы основаны на инструментальных наблюдениях за объектами строительной и горнодобывающей отраслей промышленности. Применяется высокоточное оборудование: нивелиры, тахеометры, системы спутникового позиционирования, трехмерные цифровые сканирующие системы. Для контроля требуется нанесение марок, доступ к опорным реперам, нормальные климатические и погодные условия. Сущность геотехнических и маркшейдерских измерений заключается в периодической фиксации высотных отметок характерных элементов сооружения или нанесенного маркера (репера) [57]. После серии наблюдений производят обработку данных и определение областей техногенных нарушений. Данные методы требуют большой продолжительности ведения наблюдений и значительных экономических затрат.

В условиях открытой и подземной разработки используют методы геоконтроля, представленные на рис. 1.10.



Рис. 1.10. Классификация методов геоконтроля

Электромагнитные, геофизические методы и их разновидности могут быть использованы в строительной геотехнологии как для определения строения грунтового массива, так и для определения физических свойств грунтов [53, 58].

Современный подход к наблюдению за состоянием объекта заключается в прогнозировании его состояния на основе инструментальных измерений в комплексе с математическими и численными методами как наземных, так и подземных объектов [59].

Прогноз устойчивости горнотехнических сооружений и их оснований возможен с помощью теории случайных функций и вейвлет-преобразований [60]. Полученные прогнозируемые деформации были сопоставимы с натурными наблюдениями, проводимыми на шахтах Кузбасса. Прогнозирование устойчивости сооружений может осуществляться по нормативным методикам [61] с учетом нелинейного деформирования, тензоров напряжений, изменения степени уплотне-

ния во времени [62]. Метод линий нулевых растяжений имеет место при прогнозе деформаций фундаментов мелкого заложения [63].

Из ряда методик прогнозирования устойчивости можно отметить метод, изложенный в работе [12]. Метод направлен на прогнозировании оседаний земной поверхности при ведении горных работ. В основе метода лежат эмпирические зависимости средних скоростей горизонтальных деформаций от крутизны склонов на поверхности и сезона ведения работ. Для наземных сооружений и административных зданий подходит методика прогнозирования, рассматривающая здание как балку-стенку, имеющую в основании горную выработку или коммуникационный тоннель [64]. Данная методика была реализована для объекта с геометрически простым планом.

В работе [65] приведен обзор эмпирических, аналитических и численных методов оценки и прогнозирования оседаний земной поверхности при проходке городских туннелей. Прогноз осуществляется в два этапа: обратное моделирование поведения грунтов при боковом давлении; моделирование сложных нелинейных зависимостей с использованием нейронных сетей.

Методы прогнозирования устойчивости могут применяться для оценки состояния откосов, отвалов, насыпей и прочих земляных сооружений. В работе [66] авторы приводят комплексный метод для прогноза устойчивости борта разреза, основанный на методе алгебраического сложения и многоугольника сил. В качестве сопоставления полученных данных автор приводит результаты расчета по зарубежной методике, основанной на методе понижения сопротивления сдвигу (SSR-Shear Strength Reduction) и реализованной с применением метода конечных элементов в программе Phase 2. На примере восточного борта разреза «Шестаки», обе предложенные методики показали достаточную точность в прогнозировании.

В области открытых горных работ применяется геомеханический контроль за устойчивостью бортов разрезов и отвалов [67]. Особенность представленного метода заключается в поэтапном систематическом мониторинге, включающем: визуальный осмотр бортов и отвалов с фотофиксацией; простые инструментальные наблюдения за проявлениями неустойчивости откосов и точные инструментальные замеры значительных деформаций; съемку местности и составление паспортов на оползневые явления и прочие формы деформации; систематическое проведение геодезических и маркшейдерских мероприятий.

Прогноз устойчивости отвала вскрышных пород может осуществляться стандартными математическими методами. В работе [68] на примере Сартакинского угольного разреза составлен прогноз устойчивости отвала на намывном основании методом алгебраических расчетов действующих сил и избыточного порового давления воды в намывных грунтах. В результате автор дает практические рекомендации по возведению устойчивого откоса на основе полученных значений коэффициентов запаса устойчивости.

Вопрос прогноза устойчивости откоса актуален для угольного карьера «Тамнава западное поле» после его затопления [69]. На основе аналитического расчета с применением комплекса Slide 6.0 были установлены зависимости коэффициентов запаса устойчивости при варьировании высоты борта, а также установлено влияние снижения уровня аккумуляирования воды. Для подтверждения прогноза автор производил также расчет устойчивости откоса методами Бишопа и Morgenштерна–Прайса.

1.5. Методы моделирования геомеханического состояния грунтовых массивов

В настоящее время моделирование различных технологических процессов и систем становится все более актуальной задачей, что зачастую связано с необходимостью изучения объектов больших размеров или объектов, не доступных для натуральных изучений (массив горных пород, грунтовые массивы).

Для изучения геомеханического аспекта укрепляемых грунтовых оснований и массивов горных пород существуют следующие виды моделирования (рис. 1.11) [70]:

– концептуальное моделирование – представление системы с помощью специальных знаков, символов, операций над ними или с помощью естественных или искусственных языков;

– физическое моделирование – моделируемый объект, процесс или его часть воспроизводится исходя из соотношений подобия, вытекающих из схожести физических процессов и явлений;

– структурно-функциональное моделирование – моделями являются схемы (графы, блок-схемы), графики, диаграммы, таблицы, рисунки со специальными правилами их объединения и преобразования;

– математическое (логико-математическое) моделирование – построение модели осуществляется средствами математики и логики;

– имитационное (программное) моделирование – в этом случае логико-математическая модель исследуемой системы представляет собой алгоритм функционирования системы, программно-реализуемый на компьютере.

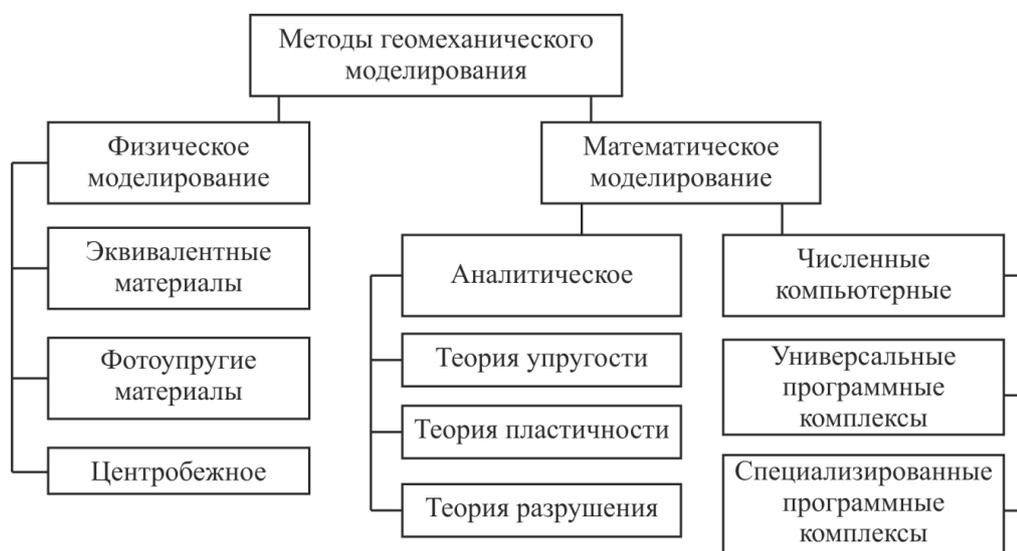


Рис. 1.11. Методы геомеханического моделирования

На современном уровне развития вычислительной техники перспективно применение компьютерного моделирования (КМ) – метод решения задач, включающий анализ и синтез сложной системы на базе компьютерной модели [71]. Основными преимуществами КМ являются универсальность, удобство построения, быстрота расчетов. КМ включает в себя основные положения методов математического, имитационного и стохастического моделирования.

Сущность КМ отражена в получении количественных и качественных результатов расчета путем математических действий и решения систем уравнений, при этом качественные результаты дают новое понимание об устойчивости, целостности конструкции, а количественные могут быть направлена на прогноз и оценку состояния модели.

Процесс КМ включает в себя следующие этапы: определение проблемной области; формирование понимания об объекте моделирования; назначение требований к моделям, форме представления результатов и описания модели; принцип реализации модели, методика исследования модели.

Основным элементом КМ является его компьютерная базовая модель, отражающая образ объекта, формализованного системами уравнений, логических

соотношений, таблиц и т. д. Базовая модель должна удовлетворять ряду требований: быть адекватной, надежной, простой и понятной пользователю, целенаправленной, удобной в управлении и обращении, функционально полной с точки зрения возможностей решения главных задач, адаптивной, позволяющей легко переходить к другим модификациям или обновлять данные, допускающей изменения (в процессе эксплуатации она может усложняться). В зависимости от назначения модели налагают специальные требования: целостность, отражение информационных свойств, универсальность, осуществимость, реализуемость, эффективность.

При разработке моделей необходимо учитывать множество факторов, в том числе параметры материала, его прочность, размеры и т. д. Для максимального приближения модели к условиям объекта исследования необходимо не только вводить критерии подобия, но и основываться на оптимизированных данных [72, 73]. Из-за особенностей грунтов, слагающих основания сооружений, необходимо использовать данные, полученные экспериментальным путем для конкретных геотехнических условий [74, 75].

В области геомеханики КМ основано на методах численного дифференцирования (например, метод уравнений в конечных разностях), обратной интерполяции, численного интегрирования. С применением численных методов расчета и анализа стало возможным решать сложные задачи, имеющие ряд граничных условий и ограничений [76–82].

Метод численного моделирования применялся для изучения условий проявления трещин гидроразрыва в проницаемых горных породах, их влияния на напряженно-деформированное состояние массива и его деформационные характеристики [83, 84]. В работах [85, 86] предложен метод оценки развития трещин гидроразрыва в плоскостях главных напряжений для повышения точности их прогнозирования.

Численное моделирование применимо для сложных задач анализа состояния анизотропных массивов горных пород, насыщенных флюидами [87], а также для решения задач и анализа динамических проявлений, в том числе, для оценки НДС порового массива до и после горных ударов [88, 89].

Численные методы используются для решения практических уникальных задач со своими граничными условиями и свойствами среды, позволяют вести смешанные расчеты деформаций горных пород и грунтовых массивов [90–96].

Смешанные расчеты геомеханики включают расчеты упругих и пластических стадий деформаций грунтовых оснований и массивов горных пород путем повторений расчетов в упругой стадии [97, 98]. Нелинейный расчет моделей позволил решать ряд задач с локализацией линий сдвигов, местных деформаций, учета различных критериев, в том числе предела прочности Ставрогина, предельного равновесия Кулона и переменных значений модуля Юнга [98–102].

Применение комбинированных численных методов геомеханического анализа, в том числе с интеграцией графового метода и весовых характеристик грунта [103, 104], позволит реализовать расчеты в сложных горнотехнических условиях [105–107].

Среди численных методов расчета наиболее широкое применение нашел метод конечных элементов (МКЭ), благодаря простоте расчета, определения констант и переменных, свободной интеграции в программные комплексы и возможности рассмотрения нелинейных задач механики твердых и сыпучих тел [108–110]. Примерами применения МКЭ является моделирование слабых или разуплотненных грунтовых оснований, полузаглубленных фундаментов и сооружений, оседаний земной поверхности при ведении подземных выработок [111–112]. Одним из перспективных направлений применения МКЭ является учет нескольких факторов и критериев, в том числе в условиях искусственных или преобразованных грунтовых оснований [113–115]. Физические предпосылки к расчету и моделированию преобразованных и закрепленных грунтовых оснований и крепи выработки, в том числе методами электрохимической обработки изложены в работе [117, 118].

Результаты анализа предметов и методов исследований НДС массива горных пород при решении задач геомеханики различными организациями и авторами представлены в табл. 1.2.

Из таблицы следует, что основные объекты и применяемые методы исследований следующие:

– обоснование технологических параметров подземной технологии с применением аналитических расчетов и численных методов моделирования с использованием экспериментальных данных (смещения поверхности выработки и земной поверхности, естественного поля напряжений, физико-механических свойств пород);

Таблица 1.2

Предметы и методы исследований НДС массива горных пород при решении задач геомеханики

Организация	Авторы, ссылки	Предмет исследований	Методы исследования
ИГД СО РАН	Курленя М. В. Серяков В. М. Еременко А. А. [77, 93, 101]	Техногенные геомеханические поля напряжений горных пород, модели деформирования горных пород, модели блочных структур массива при подземной разработке рудных месторождений	Методы численного и математического моделирования с использованием лабораторных испытаний и измерений
	Сердюков С. В. Павлов В. А. [84]	Компоненты напряженно-деформированного состояния массива проницаемых горных пород и их оценка по деформационному поведению системы «скважина-трещина гидроразрыва» при различных типах нагружения стенок скважины	Физическое и математическое моделирование, метод интегральных сингулярных уравнений, лабораторные эксперименты на масштабных моделях
	Сердюков С. В. Патугин А. В. [85, 87]	Параметры процесса газоотдачи углепородного массива, обусловленного трещиной гидроразрыва	Математическое моделирование массива и процессов развития трещин гидроразрыва с использованием программного обеспечения FLAC 6.0, экспериментальные исследования
	Опарин В. Н. Лобанова Т. В. [88, 89, 94]	Закономерности деформирования подрабатываемых скальных массивов для обоснования безопасной эксплуатации охраняемых объектов	Инструментальные измерения сдвижения земной поверхности, горных пород и охраняемых объектов, методы анализа и обобщения данных геодинамического и морфоструктурного картирования; машинное картирование полей сдвижений, деформаций и напряжений
СибГИУ	Фрянов В. Н. Разумова Л. В. [141]	Напряжения и деформации в углепородном массиве с учетом пространственного расположения, формы и размеров неоднородностей для прогноза параметров очистных и подготовительных выработок	Лабораторные испытания, численное моделирование процессов деформирования и разрушения неоднородных породных образцов, слоев и угольных пластов с применением комплекса компьютерных программ

Организация	Авторы, ссылки	Предмет исследований	Методы исследования
	Фрянов В. Н. Златицкая Ю. А. [142]	Закономерности техногенной дезинтеграции горных пород и формировании опасных зон для направленного упрочнения пород в окрестности подземных горных выработок и обеспечения их устойчивости	Метод конечных элементов для расчета параметров напряженно-деформированного состояния и опасных зон массива горных пород, лабораторные испытания, статические методы обработки данных, визуализация и оценка с использованием компьютерных программ SURFER, EXCEL и FORTRAN
	Павлова Л. Д. Корнеев Е. С. [143]	Массив горных пород и его математическая модель для обоснования параметров короткозабойной технологии угледобычи по результатам численного моделирования геомеханических процессов в окрестности системы взаимовлияющих выработок камерального типа	Механика сплошной среды, теория упругости, математическое и численное моделирование с применением метода конечных элементов, объектно-ориентированное программирование (программа «MGP program complex»)
ИУУХ СО РАН	Черданцев Н. В. [106, 107]	Техногенные поля напряжений и условия разрушения пород в окрестностях комплексов подземных горных выработок, сооружаемых в массивах с регулярными поверхностями ослабления	Метод граничных интегральных уравнений, методы механики разрушения горных пород, методы физического моделирования массива горных пород, методы строительной механики для расчета анкерной крепи, методы вычислительной математики
КузГТУ	Бахаева С. П. Гоголин В. А. Ермакова И. А. Гурьев Д. В. [105]	Прогноз устойчивости насыпных предохранительных дамб горнопромышленных предприятий с учетом пространственной изменчивости физико-механических свойств суглинистых грунтов	Инженерно-геологические изыскания, методы статистики и корреляции, аналитическое и численное моделирование геометрии дамбы и ее напряженного состояния, объектно-ориентированное программирование (программа «Устойчивая насыпь»)
	Ермакова И. А. Пириева Н. Н. [140]	Напряженное состояние угольных предохранительных целиков при их запредельном деформировании	Численные метод конечных элементов решения задач геомеханики, метод буровой мелочи для натурных исследований, методы обработки экспериментальных и теоретических исследований

Организация	Авторы, ссылки	Предмет исследований	Методы исследования
МГСУ	Тер-Мартirosян З. Г. Тер-Мартirosян А. З. [80]	Грунтовые основания, их свойства, в т. ч. реологические, и описания напряженно-деформированного состояния оснований во времени	Численные методы моделирования напряженно-деформированного состояния естественных (непреобразованных) грунтов основания, теоретические и экспериментальные исследования
ВолгГАСУ	Богомоллов А. Н. [78]	Несущая способность оснований сооружений, устойчивости грунтовых массивов, взаимодействия элементов систем «здание – основание» и «противооползневое сооружение – грунтовый массив», определение рациональных параметров грунтовых сооружений	Теоретические и экспериментальные исследования, лабораторные испытания грунтов, численные и аналитические методы моделирования напряженно-деформированного состояния квазиоднородных грунтов основания, в т. ч. с применением программных комплексов
НИИОСП им. Н. М. Герсевича	Петрухин В. П. Шулятьев О. А. Мозгачева О. А. [67]	Способы регулирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива, путем создания инъекционного давления	Лабораторные испытания, натурные испытания, промышленные эксперименты, методы численного и математического моделирования для обоснования инъекционного давления
НИИиКИ «Уральский Промстройниипроект», Институт геологии и геохимии УрО АН СССР	Мельников Б. И. Богомоллов В. А. Кантер С. Л. Татарина Л. Л. [136]	Технологические параметры усиления грунтового основания методом напорной инъекции цементных растворов (глубина инъекции, состав раствора, давление, диаметр зоны усиления, расстояние между инъекторами, расход раствора)	Разработка метода геотехногенных блоков, основанного на аналитическом расчете диаметров зон усиления в квазиоднородном массиве с эквивалентными деформационными параметрами

– обоснование параметров устойчивости откоса сооружений (дамб, уступов, насыпей) при открытой геотехнологии с использованием условия равновесия блоков в пределах призмы обрушения с учетом пространственно-временной изменчивости прочностных свойств естественных и техногенных грунтов, а также с использованием специализированных вычислительных программ;

– обоснование технологических параметров (глубины, радиуса инъекции, давления и расхода) в однородной среде с приведенными эквивалентными свойствами, проверка расчетных значений параметров по эффективному модулю деформации геотехногенного блока (зоны закрепления).

1.6. Выводы, цель и задачи исследования

Проведенный анализ состояния проблемы управления свойствами неустойчивых грунтовых оснований горнотехнических зданий и сооружений позволил сделать следующие выводы.

1. При строительстве и эксплуатации объектов строительной геотехнологии в ряде случаев имеют место опасные деформации грунтовых оснований. Основные причины их образования и развития заключаются в следующем:

– применение в качестве оснований насыпных вскрышных пород, имеющих пониженные строительные свойства;

– образование локальных ослабленных зон в естественных и искусственных массивах вследствие подработки, сейсмического воздействия взрывов, вибрации технологических механизмов, резкого изменения гидрогеологического режима грунтов;

– наличие существенной асимметрии и неравномерности нагрузок на фундамент.

В угледобывающей промышленности такими объектами являются горнотехнические здания производственного, энергетического и административного назначения и горнотехнические сооружения. Деформации конструкций проявляются в виде явных признаков (обрушение, крены, изломы элементов и др.) и неявных, определяемых только инструментальными методами. Деформационные явления имеют место при строительстве на естественных основаниях и в значительно большей степени – на насыпных вскрышных породах. Зафиксирован ряд аварийных ситуаций на горнотехнических сооружениях угольных разрезов и шахт Кузбасса.

2. Для управления свойствами ослабленных и разуплотненных грунтов принимают комплекс физических и физико-химических методов, рациональная область применения которых в значительной мере зависит от типа грунтов, слагающих основание. Наибольшее распространение в России получили методы закрепления грунтов цементацией (струйная технология, напорная инъекция, буросмешивание). Весьма перспективна технология электрохимического закрепления, основанная на электрообработке массива постоянным током в комбинации с вяжущими химическими составами, которая практически не имеет конкуренции для малопроницаемых грунтов с коэффициентом фильтрации менее 10^{-6} м/с.

3. Для эффективного применения методов управления состоянием и свойствами неустойчивых грунтовых массивов необходим геоконтроль, предназначенный для диагностирования зон с низкими строительными свойствами и мониторинга изменений этих свойств в процессе обработки и после его завершения. Эти методы разделяют на визуальные и инструментальные, включающие комплексы механических, гидро-, газо- и геодинамических методов. Прогнозирование устойчивого состояния объектов производят по результатам геоконтроля с использованием эмпирических, аналитических и численных методов обработки, включающих специализированные номограммы, алгоритмы и компьютерные программы.

В настоящее время весьма интенсивно развиваются методы геомеханического моделирования, основным достоинством которых является возможность установления фундаментальных закономерностей изменения НДС грунтовых оснований в широком диапазоне геологических и горнотехнических условий. Применение методов физического моделирования недостаточно перспективно, поскольку трудно обеспечить подобие модели и природы для системы «фундамент – упороченная зона – грунт». Аналитические методы дают приемлемую точность решения только для однородных массивов и простых расчетных схем. Методы численного компьютерного моделирования все активнее применяются для решения задач подземной, открытой и строительной геотехнологии.

До настоящего времени не изучены следующие аспекты данной проблемы: не обоснованы рациональные параметры геомеханических моделей укрепляемых грунтовых оснований сооружений, методики и количественные критерии для обработки и анализа баз данных; не установлены закономерности изменения НДС при укреплении грунтовых оснований в различных геологических и горнотехнических условиях; не разработаны практические рекомендации по геомеханиче-

скому обоснованию технологических параметров укрепления оснований эксплуатируемых горнотехнических сооружений.

Актуальным представляется развитие методов геомеханического обоснования основных параметров технологии инъекционного закрепления неустойчивых естественных и насыпных грунтовых оснований при эксплуатации наземных горнотехнических сооружений различного назначения на основе компьютерного моделирования.

Работа выполнена в соответствии с планами НИР КузГТУ по хоздоговору с ООО «НООСТРОЙ» № 102–2017, при поддержке гранта АО «СУЭК–Кузбасс» на проведение научных исследований по приоритетным направлениям науки в области рационального природопользования.

Цель работы: разработка методики геомеханического обоснования параметров укрепляемых неустойчивых грунтовых оснований эксплуатируемых горнотехнических зданий и сооружений, обеспечивающих повышение безопасности горных работ, снижение материальных и трудовых затрат на строительно-восстановительные работы.

Задачи исследования:

– разработка алгоритмов и критериев анализа результатов компьютерного моделирования НДС укрепляемых грунтовых оснований горнотехнических зданий и сооружений с учетом влияния горных работ;

– установление закономерностей изменения геомеханического состояния при укреплении оснований горнотехнических зданий и сооружений в условиях неоднородности свойств грунтов, асимметрии и неравномерности нагрузки;

– разработка и практическое применение рекомендаций по укреплению оснований горнотехнических зданий и сооружений на основе базовых и локальных геомеханических моделей.

2. РАЗРАБОТКА МЕТОДИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ УКРЕПЛЯЕМЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2.1. Разработка алгоритма и выбор базовой компьютерной среды моделирования

Современные методы моделирования грунтовых оснований базируются на методе конечных элементов (МКЭ). С применением МКЭ возможно моделировать большинство геомеханических процессов, протекающих в грунтах, сопоставлять различные критерии предельных состояний. После обработки полученные данные могут быть представлены в численном или графическом виде. Современные расчеты с применением МКЭ способны учитывать как линейные, так и нелинейные формы деформаций, обеспечивают решение задач напряженно-деформированного состояния (НДС) среды с линейно-упругой связью напряжений и деформаций, а также реализуют развитие пластических деформаций и переход к нелинейным задачам.

Суть МКЭ заключается в определении искомой величины, аппроксимируя системы простейших функций, заданных над ограниченными конечными областями (элементами). В результате процедура интегрирования дифференциальных уравнений при аналитической постановке задачи сводится к решению системы линейных уравнений. Численные значения переменных определяются в ограниченном числе точек (узловых элементах) области, а в пределах элементов значения неизвестной функции и её производных определяются аппроксимирующими функциями и их производными. В соответствии с классическими положениями метода конечных элементов [108–120] в плоской модели функция смещения f точки с координатами x, y содержит горизонтальную u и вертикальную v компоненты, задается вектор-столбцом:

$$\{f(x, y)\} = [N]\{\delta\} = [N_i, N_j, N_m, \dots] \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_m \\ \dots \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix}, \quad (2.1)$$

где $[N]$ – специальные функции; $[\delta]$ – узловые смещения.

При этом напряженно-деформированное состояние массивов точки описывается вектор-столбцом деформаций

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (2.2)$$

и вектор-столбцом напряжений

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (2.3)$$

где $[D]$ – матрица деформационных свойств среды

$$[D] = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} \end{bmatrix}, \quad (2.4)$$

$[E]$ – модуль деформации; μ – коэффициент поперечных деформаций.

На основе анализа принципов и подходов при моделировании различных геотехнических условий на основе МКЭ, изложенных в работах [108, 121], был разработан алгоритм для прогноза НДС естественных и искусственных грунтовых оснований, представленный на рис. 2.1.

Порядок моделирования заключается в формализации основных элементов расчета конструкции фундамента, зоны закрепления, грунтового основания и их физико-механических свойств, геометрических параметров. На основе исходных данных необходимо выбрать размеры модели и количество конечных элементов (КЭ) при условии достаточной точности прогноза НДС грунтового массива и малого времени расчета.

Для задания геометрии элементов расчета назначают исходные узловые точки, их дислокацию в поле координат x , y , z , а также элементных областей, соответствующих фундаменту и грунтам приповерхностного массива. На последующем этапе полученные области разбивают на систему взаимосвязанных КЭ, моделирующую поведение массива при заданной нагрузке и формы деформации.

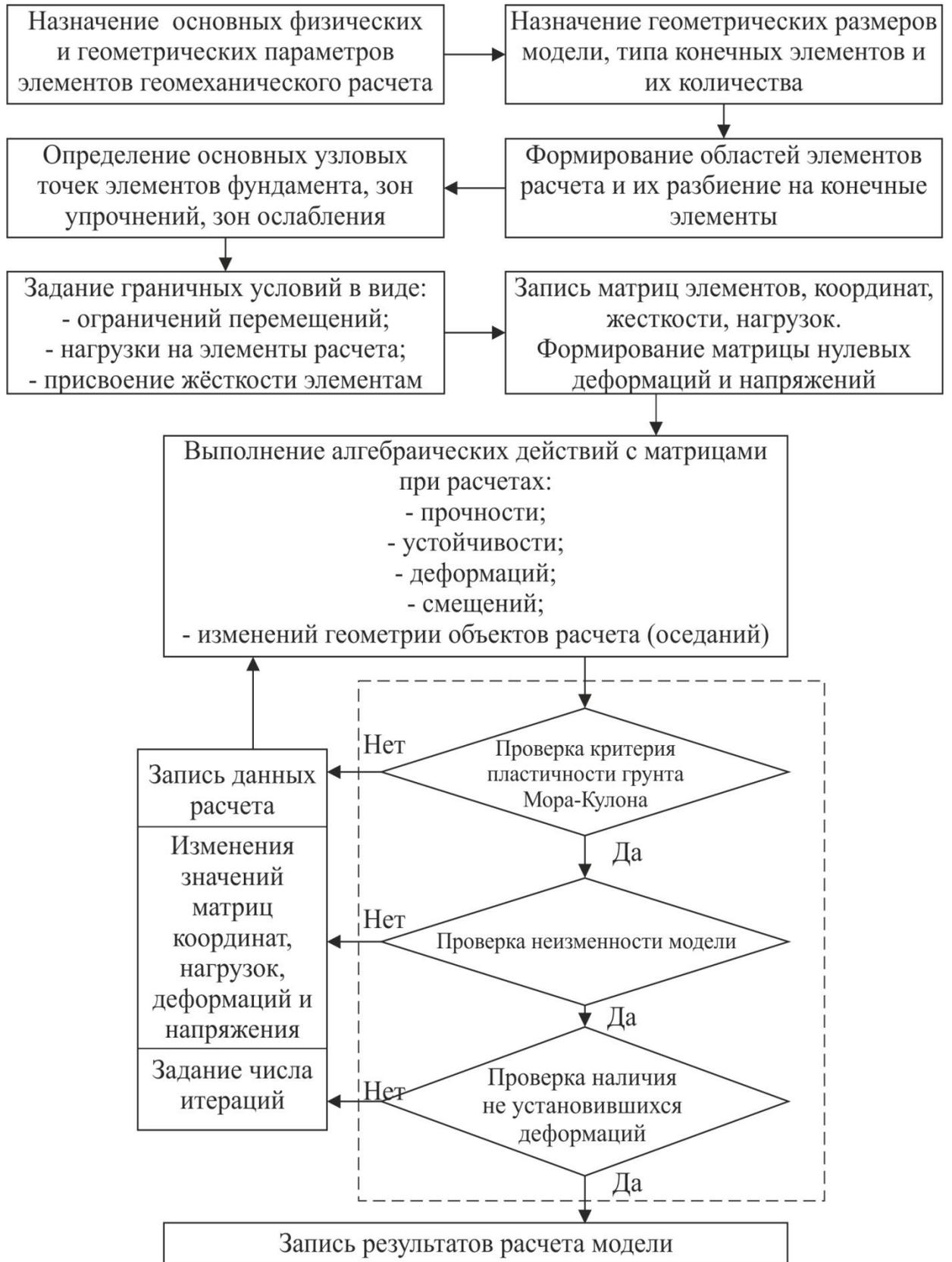


Рис. 2.1. Общий алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния грунтового основания с использованием МКЭ

Указанным областям КЭ назначают тип, жесткость и форму деформации объекта, определяют граничные условия в виде нагрузок, ограничений возможных смещений и иных условий (фильтрация воды, консолидация). После определения основных матриц массивы данных поступают на основной расчетный блок, включающий расчеты на прочность, параметры НДС, решение нелинейных задач, задач теории пластичности и т. д. Число итераций может быть ограничено условиями равновесия сил в пределах заданной модели. Результаты расчета в численном или графическом виде визуализируют для дальнейшего анализа и обработки.

На современном рынке программного обеспечения представлен обширный перечень российских и зарубежных программных комплексов для геотехнических расчетов, удовлетворяющих следующим требованиям:

- удобный интерфейс, позволяющий решать нестандартные задачи в рамках одной модели с учетом различных критериев и условий;
- возможность ведения сложных расчетов за непродолжительный период времени при достижении высокой точности конечных результатов;
- возможность корректирования алгоритма расчетов.

При отсутствии требований к максимальному приближению и реальной среде, определять напряжения и деформации в грунтовом массиве возможно, используя универсальные программные комплексы, рассчитанные на более широкий спектр задач геомеханики, такие как Ansys или Lira. Применение специализированных программных комплексов в области геомеханических расчетов позволяет более подробно рассмотреть грунтовый массив с учетом различных условий и их свойств грунтов.

В настоящее время в этой сфере наибольшее распространение получили программные комплексы чешской компании «Fine» Geo5 (Geotechnical Engineering Software v.5), российской компании «Geosoft» Alterra, нидерландский комплекс Plaxis 2D/3D и корейской компании «Midas IT» GTS NX, которые имеют и достоинства и недостатки, приведенных в табл. 2.1.

Из сравнительного анализа видно, что в ценовом сегменте наиболее предпочтительным является отечественный программный комплекс Alterra. По критерию особых грунтовых условий моделирования наиболее предпочтительны программные комплексы Plaxis и GTS NX. Они позволяют работать с трехмерными моделями грунтовых массивов, что повышает качество расчетов.

Сравнение программных комплексов для геотехнических расчетов

Показатель	Наименование программного комплекса			
	Geo5-МКЭ	Alterra	Plaxis 2D/3D	GTS NX
Общие критерии оценки				
Страна	Чехия	Россия	Нидерланды	Корея
Год внедрения продукта на рынок	2012г.	2008 г.	2010 г	2013г.
Цена	148,9 т.р. ¹	90,0 т.р. ¹	4250 € ^{1,2}	5630 €
Наличие учебных версий	–	+	+	–
Особые грунтовые условия модели				
Возможность моделирования структуры массива	+	+	+	+
Возможность моделирования слоистого массива	+	+	+	+
Учет пластических деформаций по различным критериям	+	+	+	+
Возможность построения и учета грунтовых и подземных вод	+	–	+	–
Возможность моделирования трехмерной задачи	–	–	+ ³	+
Основные критерии расчета				
Определение напряженно-деформированного состояния	+	+	+	+
Расчет на перемещения	+	+	+	+
Расчет на устойчивость	–	–	+	+
Расчет при наличии особых условий (вода, консолидация, фильтрация)	+ ⁴	–	+	+
Расчет на динамическое воздействие	–	–	+ ⁵	+
Программные утилиты				
Наличие обширной справки пользователю	+	–	–	+
Наличие библиотеки элементов, конструкций, сооружения	–	–	–	–
Наличие библиотеки грунтовых условий	+	–	+	+
Возможность вторичной обработки результатов	–	–	+	+
Совместимость с иными программными комплексами	+	+	–	+
¹ – цены представлены согласно прайс-листам за апрель 2014 г.; ² – цена на комплекс Plaxis 3D составляет 11300 €; ³ – требуется наличие комплекса Plaxis 3D; ⁴ – расчет производится только на взвешенное действие воды; ⁵ – требуется дополнительная утилита для расчетов, приобретается отдельно.				

Программный комплекс Alterra реализует нелинейность диаграммы нагружения грунтов следующим образом: после окончания очередного цикла программа производит проверку результатов расчета по критериям прочности, неизмен-

ности модели и наличия неустановившихся деформаций, после чего производится изменение значений матриц координат, деформаций, напряжений, и расчет повторяется. Пример расчета упругих, пластических и полных деформаций для одной геомеханической модели представлен на рис. 2.2. Наиболее информативными являются полные деформации.

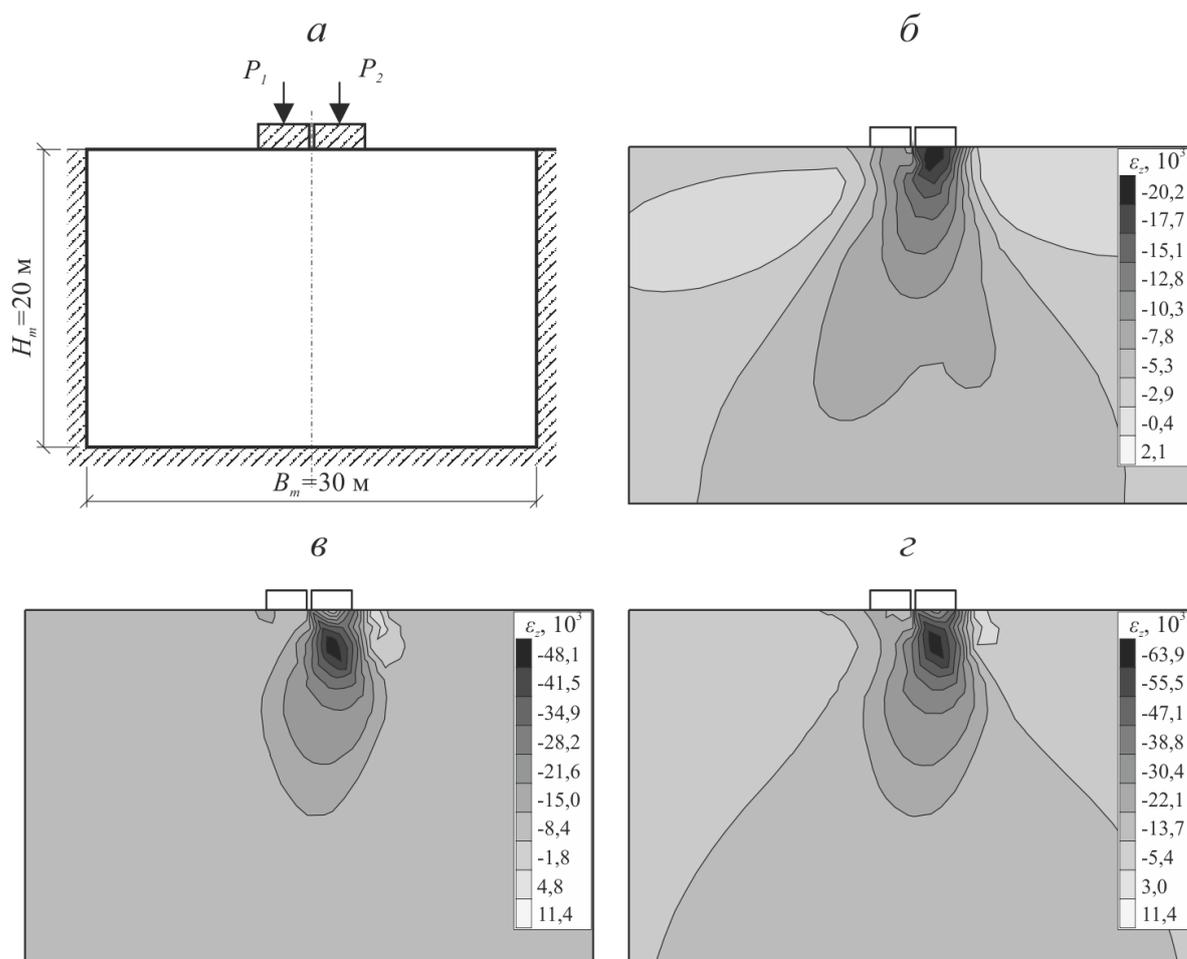


Рис. 2.2. Схема базовой модели (а) и распределение упругих (б), пластических (в) и полных (з) вертикальных деформаций в массиве

Использование программных комплексов Plaxis 3D и GTS NX позволяет вести расчет на статические и динамические воздействия. По наличию дополнительных утилит можно отметить GTS NX.

В области экспериментально-теоретических исследований и моделирования целесообразно применять российский комплекс Alterra, так как он включает основные принципы и критерии теоретического моделирования грунтовых оснований, имеет малый ценовой порог, а также имеются партнерские отношения, позво-

ляющие производить моделирование с комментариями опытных проектировщиков и разработчиков.

При моделировании реальных горнотехнических зданий и сооружений обосновано использование более точных комплексов Plaxis 3D и GTS NX, позволяющих учитывать как пространственную работу оснований, так и дополнительные грунтовые условия.

С целью апробации результатов моделирования в программном комплексе Alterra компанией ООО «ИнжПроектСтрой» были сопоставлены результаты аналитических и программных расчетов ряда задач по определению напряжений в грунтовом массиве от действия сосредоточенной силы, изложенных в работах [122, 123]. Анализ показал незначительные отклонения в диапазоне 1–6 %, при среднем значении не более 3 %.

2.2. Обоснование расчетных схем и параметров моделей

Согласно алгоритму (см. рис. 2.1) важным аспектом являются исходные параметры базовой модели, которые должны максимально соответствовать требованиям расчета. Общие параметры модели, в частности физико-механические свойства грунтов и материала фундамента, определяются инженерно-геологическими условиями, назначением, конструктивным решением и техническим оснащением зданий или сооружений. Однако расчетные параметрам модели, такие как геометрические размеры модели, граничные условия в виде ограничений перемещений, а также нагрузки различного вида, должны назначаться в рациональных диапазонах и не искажать результатов моделирования. Диапазоны геометрических параметров модели могут быть получены на основе первичных программных расчетов базовой модели грунтового основания: ширины B_m , высоты H_m и числа элементов N .

Дальнейший анализ направлен на определение зависимостей между результатами моделирования и величинами, определенными классическими методами расчетов фундаментов, принятыми за эталон [61, 124].

Для анализа целесообразно использование эталонного фундамента (штампа) с наиболее неблагоприятными грунтовыми условиями. Базовая модель представлена на рис. 2.3, а и включает в себя:

– железобетонный штамп с условной площадью подошвы 1 м^2 , установленный на поверхности земли и нагруженный силой P ;

– однородный грунтовый массив, сложенный грунтом с низкими физико-механическими свойствами (табл. 2.2), разбит на треугольные конечные элементы;

– граничные условия в виде ограничения на возможные поперечные расширения вдоль боковых граней и возможные вертикальные смещения в нижней части модели.

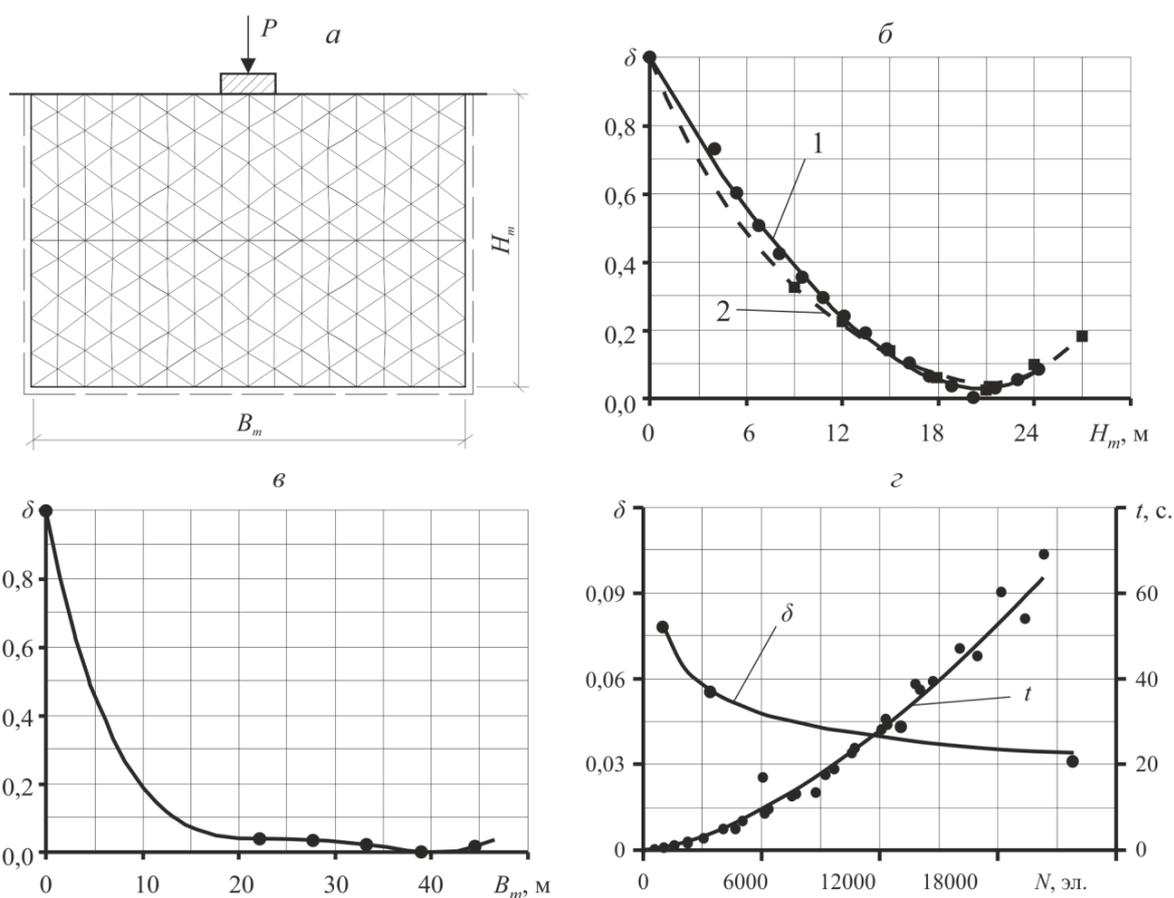


Рис. 2.3. Базовая модель (а), зависимости погрешности δ от H_m (б), δ от B_m (в), и времени счета t от N (г):

1– при отношении $H_m/B_m = 4:3$; 2 – при постоянной $B_m = 20$ м

Таблица 2.2

Диапазоны физико-механических свойств элементов базовой модели

№ п/п	Наименование свойства	Грунт массива	Материал фунда-мента
1	Модуль деформации, МПа	5...10	2000
2	Коэффициент Пуассона, д. е.	0,30...0,40	0,15
3	Средняя плотность, кг/м ³	1500...1900	2500
4	Угол внутреннего трения, град	15...20	–
5	Сцепление, кПа	5...15	–

На рис. 2.3, б-г приведены полученные в результате вычислений зависимости погрешности расчета δ от параметров модели B_m , H_m , N , из которых можно определить рациональные области базовой модели.

Из анализа полученных графиков следует, что изменение δ происходит по полиномиальным и логарифмическим зависимостям. Определив величину максимальных допустимых погрешностей на уровне $\delta = 5\%$, можно установить минимальный порог диапазона параметров: $H_m = 18,5$ м, $B_m = 20,7$ м, $N = 5100$ эл. Значение верхней границы $H_m = 21,1$ м диапазона соответствует минимальному значению $\delta = 1,8\%$. С учетом условия линейной деформации грунтового массива верхняя граница диапазона $B_m = 29,0$ м соответствует максимальным положительным вертикальным смещениям. При моделировании на основе метода конечных элементов необходимо, чтобы расчетная модель имела минимальное число N при достаточной точности результатов δ и времени счета t . Согласно рис. 2.3, г, изменение величины t по отношению к N происходит нелинейно. При условии неперевышения времени расчета $t < 60$ с число элементов должно быть $N \leq 21600$ эл.

Таким образом, рациональные диапазоны параметров B_m , H_m и N будут иметь вид, в том числе относительно ширины подошвы фундамента b :

$$B_m = (11 \dots 17)b;$$

$$B_m = (1,5 \dots 2)H_m;$$

$$H_m = 18,5 - 21,1 \text{ м};$$

$$N = 5100 - 21600 \text{ эл.}$$

При изменении величины нагрузки P на условный штамп (рис. 2.4) отмечено пропорциональное изменение диапазонов B_m и H_m . При $P = 98,1$ кН диапазоны значений составили: $H_m = 11,6 \dots 13,8$ м, $B_m = 15,0 \dots 40,0$ м.

Для дальнейшего использования полученных зависимостей и диапазонов необходимо их синтез с нормативной методикой [61], учитывающей факторы нагрузки и физико-механических свойств грунтов. Подбор геометрических параметров исходной модели должен производиться согласно алгоритму, приведенному на рис. 2.5.

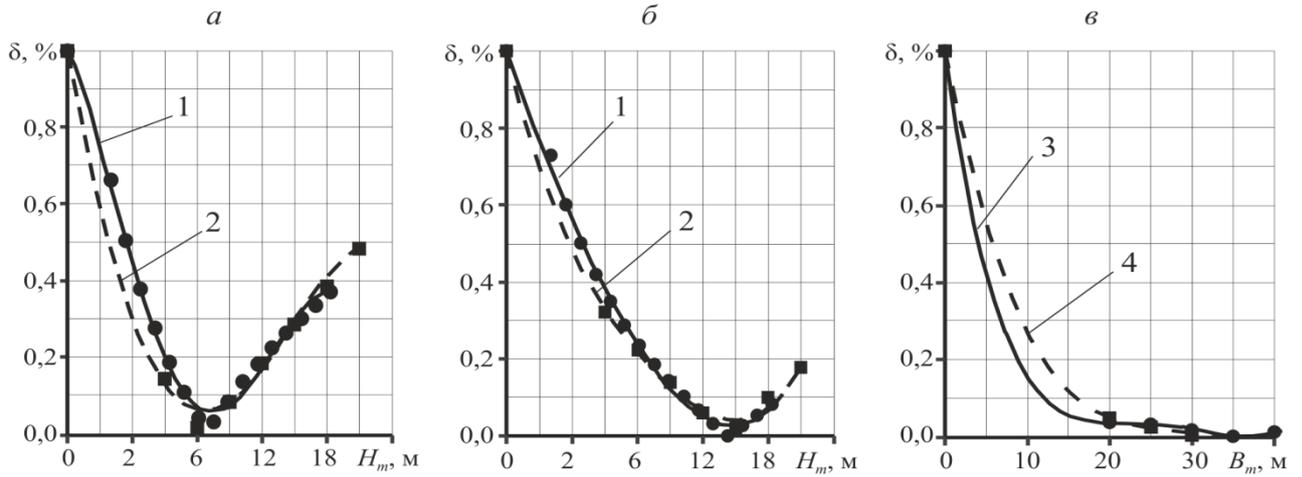


Рис. 2.4. Зависимости δ от H_m при $P = 98,1$ кН (а), при $P = 122,63$ кН (б) и δ от B_m :
 1 – при отношении $H_m/B_m = 4:3$; 2 – при постоянной $B_m = 20$ м;
 3 – при $P = 98,1$ кН; 4 – при $P = 122,63$ кН

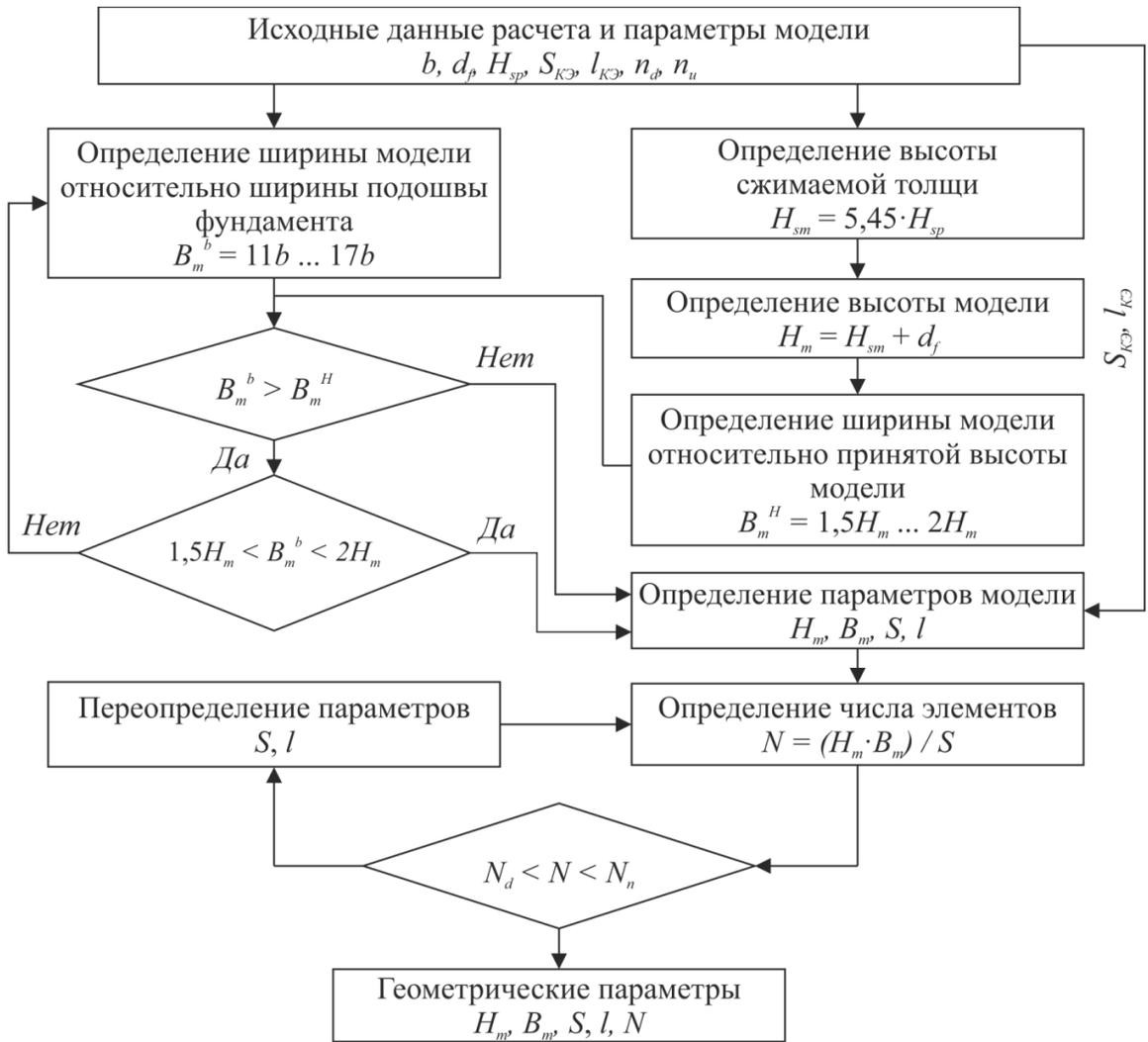


Рис. 2.5. Алгоритм определения параметров модели:
 d_f – глубина заложения подошвы фундамента, м; H_{sp} – теоретическая высота сжатой зоны, м; S и l – площадь и размер элемента соответственно, м², м

Полученные результаты были частично опубликованы в работе [125].

2.3. Методика формирования банка данных компьютерного моделирования геомеханических процессов укрепления грунтового массива

Решение поставленных задач основывается на анализе сформированных баз данных результатов в виде полей изолиний и банка данных численных значений напряжений, деформаций и смещений в грунтовом массиве (рис. 2.6). Сформированные базы данных отражают результаты моделирования при различных условиях под действием следующих факторов: вид и конструктивные особенности фундамента, различные сочетания нагрузок и строения грунтового массива; определенные виды грунтов, слагающих основание, в широком диапазоне их физико-механических свойств; особые условия, имеющие место на реальных объектах.

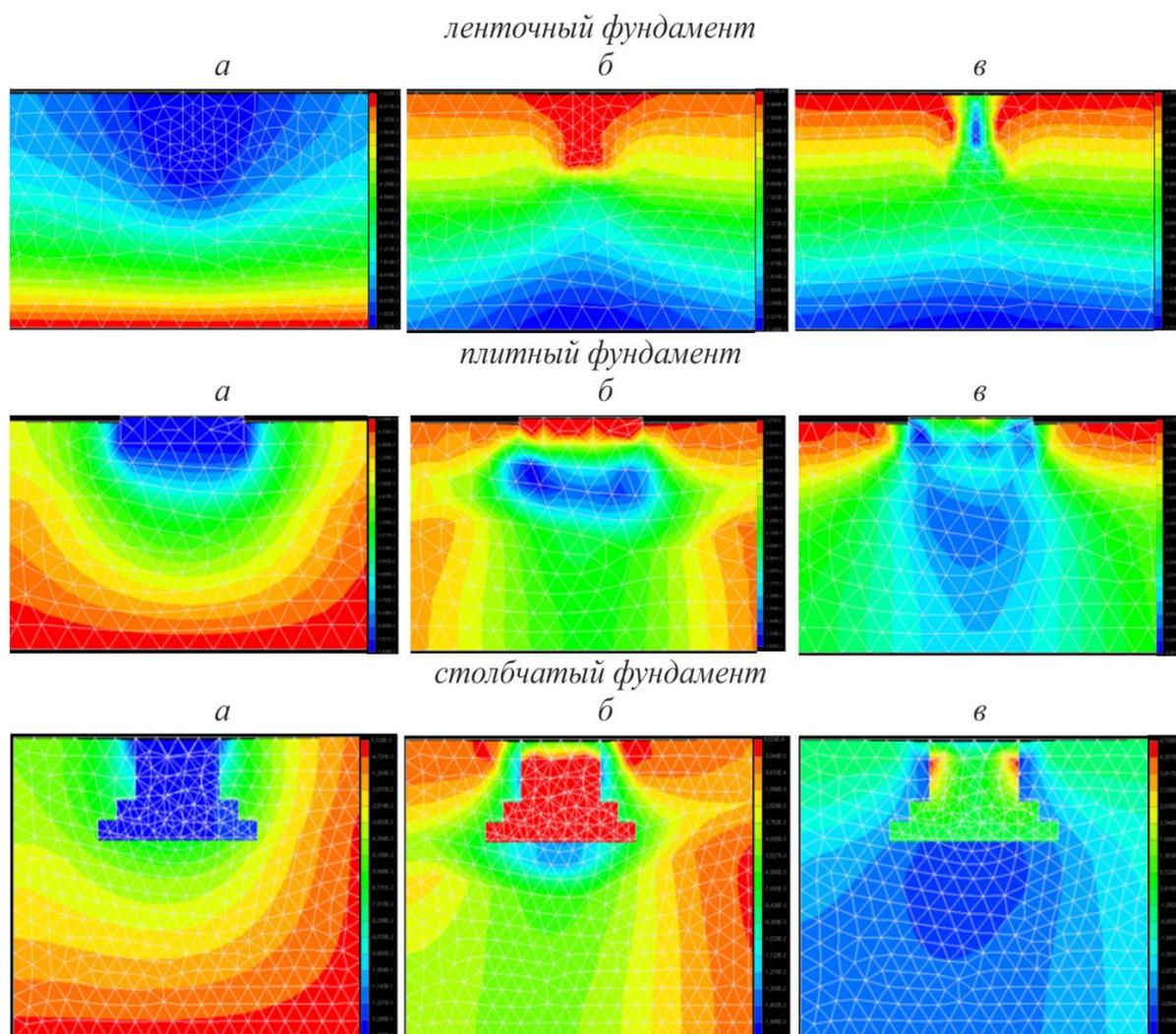


Рис. 2.6. Результаты расчета перемещений (*а*), деформаций (*б*) и напряжений (*в*) для основных типов фундаментов вдоль вертикальной оси

Основной подход к формированию баз данных заключается в назначении типов фундаментов из наиболее распространенных в горнотехническом строительстве (столбчатого и ленточного), представленных на рис. 2.7. В базовых моделях строение грунтового массива приповерхностной зоны рассматривается как однородное, так и неоднородное с возможными слоями и аномальными локальными зонами. При эксплуатации горнотехнических сооружений имеются различные сочетания нагрузок, включающие вертикальное и горизонтальное и комбинированное воздействие. Таким образом, сформированные базы данных будут включать большинство условий реальных горнотехнических объектов.

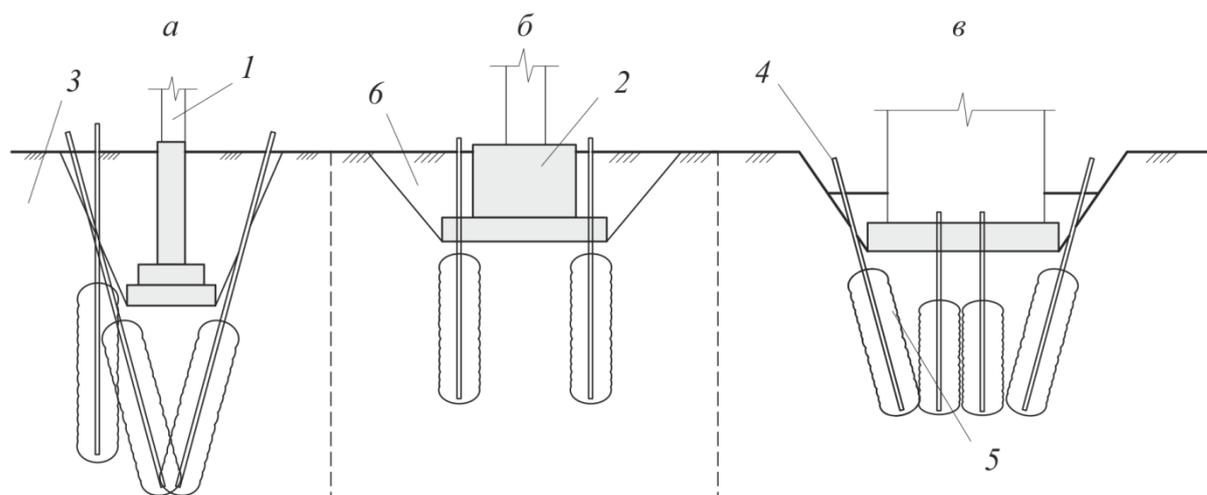


Рис. 2.7. Разновидности ленточного (а), столбчатого (б) и плитного (в) фундаментов горнотехнических сооружений и примеры их закрепления:

1 – элемент конструкции; 2 – фундамент; 3 – грунтовое основание; 4 – иньектор; 5 – зона закрепления; 6 – техногенные грунты

Формирование базы данных в конкретных геотехнических и геологических условиях осуществляется по укрупненному алгоритму, представленному на рис. 2.8.

Схемы и методы закрепления неустойчивых грунтовых оснований являются уникальными для отдельно взятого горнотехнического объекта. Принята основная исходная схема искусственного основания в виде вертикально расположенных зон закрепления с высотой h_z , диаметром d_z и на некотором расстоянии между ними r (рис. 2.9). При моделировании зоны закрепления определены как элементы цилиндрической формы с осредненными физико-механическими свойствами. Такой подход позволяет учитывать большинство процессов, происходящих в зоне закрепления массива, в том числе наличия зон уплотнения, интенсивного уплотнения и грунтобетонного тела.

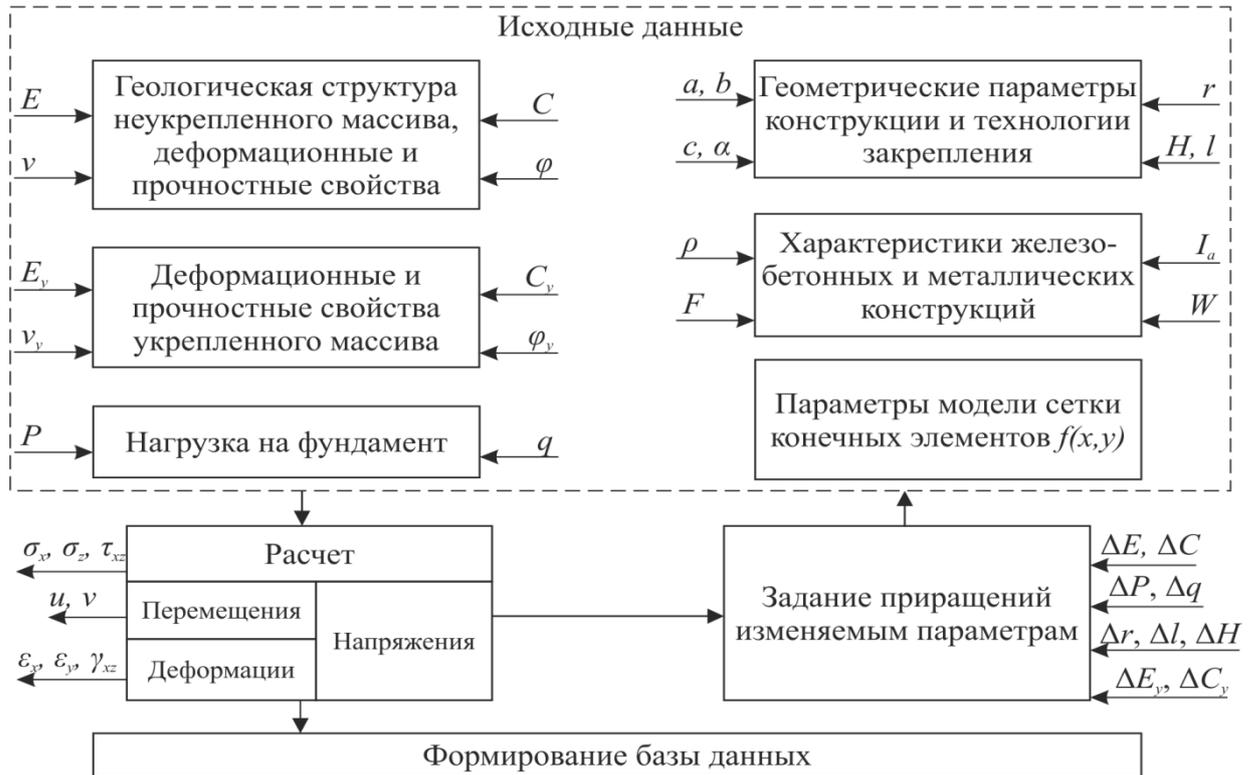


Рис. 2.8. Основной алгоритм формирования исходной базы данных:
 E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона; C – сцепление; φ – угол внутреннего трения; a, b, c, α – параметры модели фундамента; r, H, l – параметры зоны укрепления; $E_y, \nu_y, C_y, \varphi_y$ – параметры укрепленного грунта; ρ, F, W, I_a – параметры материала тела фундамента; P, q – нагрузка на фундамент

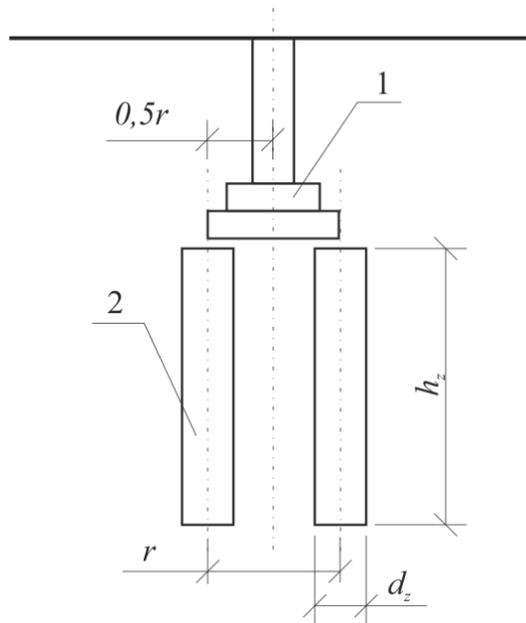


Рис. 2.9. Схема устройства искусственных грунтовых оснований:
 1 – фундамент; 2 – зона закрепления

Базы данных будут включать следующие результаты расчета: перемещения вдоль главных осей u , v и общие (суммарные) перемещения; относительные упругие, пластические и полные деформации ε_x , ε_y и сдвиговые деформации γ_{xy} ; нормальные σ_x , σ_y и касательные напряжения τ .

2.4. Обоснование количественных критериев геомеханического анализа и разработка алгоритмов их расчета

Для обработки сформированных баз данных необходимы количественные критерии, которые позволяют численно оценить геомеханическое состояние зоны закрепления в целом или значительной ее части. Анализ возможных подходов к выбору подобных критериев позволил остановиться на следующих решениях:

- расстояние до экстремальных значений параметров от характерных точек массива;
- коэффициент концентрации параметра по отношению его величины в точке экстремума к значению всей зоны геомеханического влияния нагрузки (в нетронутом массиве);
- границы зон НДС, в пределах которых выполняются классические критерии устойчивости массива (соотношение нормальных и касательных напряжений Кулона–Мора, максимальных напряжений или деформаций, сжимаемой толщи);
- интегральные показатели напряжений или деформаций, включающие произведения их локальных значений на соответствующие значения интервалов, площадей, объемов.

Использование указанных критериев позволит перейти при анализе от полей изолиний к интегральным границам, комплексно характеризующим изменения НДС при различных физико-механических свойствах грунтов и параметров их укрепления.

Первые два из указанных критериев легко определяются вручную, а последние два требуют циклической компьютерной обработки баз данных.

Для автоматического построения зон НДС разработан алгоритм, включающий следующие основные этапы (рис. 2.10):

- отображение изолиний НДС напряжений, деформаций и смещений;
- выбор критерия предельного состояния грунтового массива;
- определение точек предельного состояния и их соединение в линии;
- удаление изолиний за пределами построенного контура;

– определение максимальных параметров контура (размеров и площади зоны, длины контура).

Для определения интегральных показателей НДС укрепляемых грунтовых оснований разработан циклический алгоритм, включающий следующие основные операции (рис. 2.11):

- разбиение поля изолиний на элементарные площади с заданным шагом;
- формирование матриц локальных значений $[\sigma]$, $[\varepsilon]$ элементарных площадок;
- циклический расчет интегрального показателя в заданных границах (в предельных зона НДС)

$$I_{\sigma} = \frac{\sum \sigma_i \cdot S_i}{\sum S_i}, \quad I_{\varepsilon} = \frac{\sum \varepsilon_i \cdot S_i}{\sum S_i}, \quad (2.5)$$

где I_{σ} , I_{ε} – интегральные показатели напряжений и деформаций; σ_i , ε_i – локальные значения напряжений и деформаций; S_i – площадь i -го элемента.

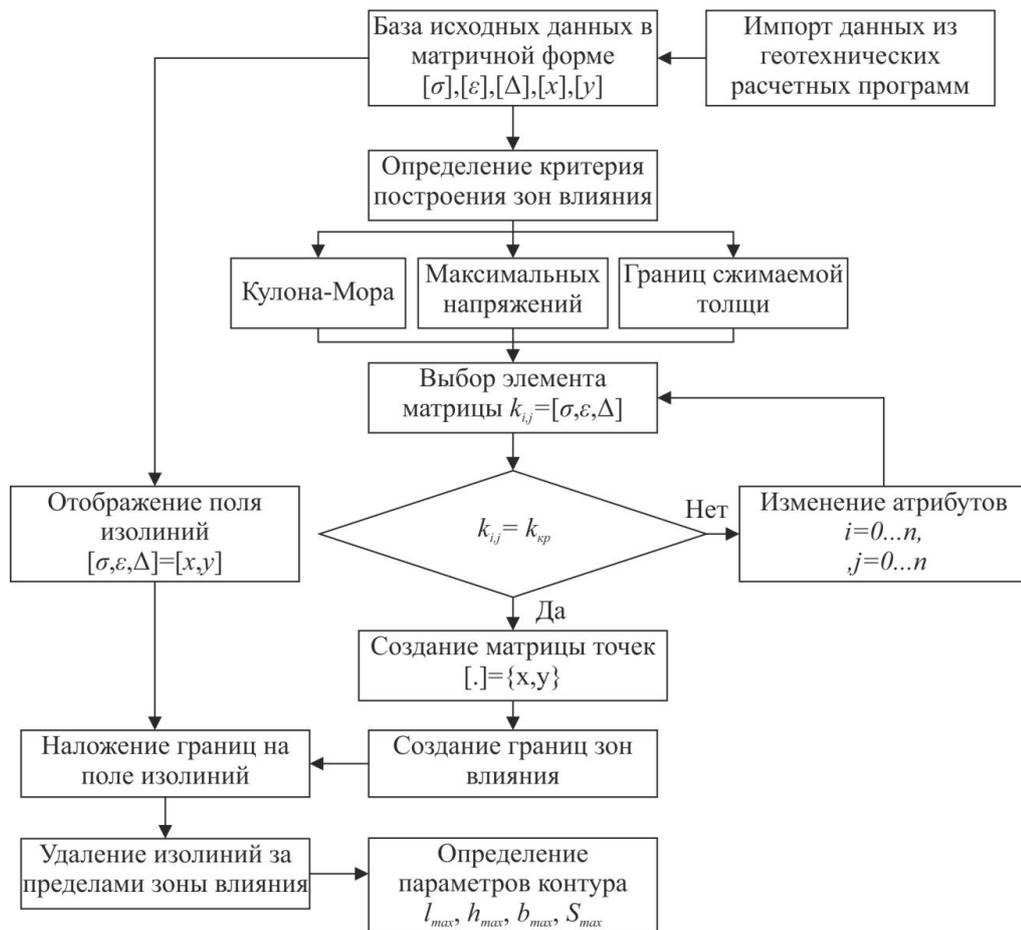


Рис. 2.10. Алгоритм построения зон напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований зданий и сооружений

Описанные алгоритмы реализованы в форме компьютерных программ в среде Delphi 7 на языке программирования Object Pascal. На программные продукты «Программа для построения зон напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований зданий и сооружений» и «Программы для определения интегрального показателя изменения напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований» получены свидетельства о государственной регистрации программ для ЭВМ [126, 127].

Укрупненные тексты данных программ приведены в приложениях Б и В.

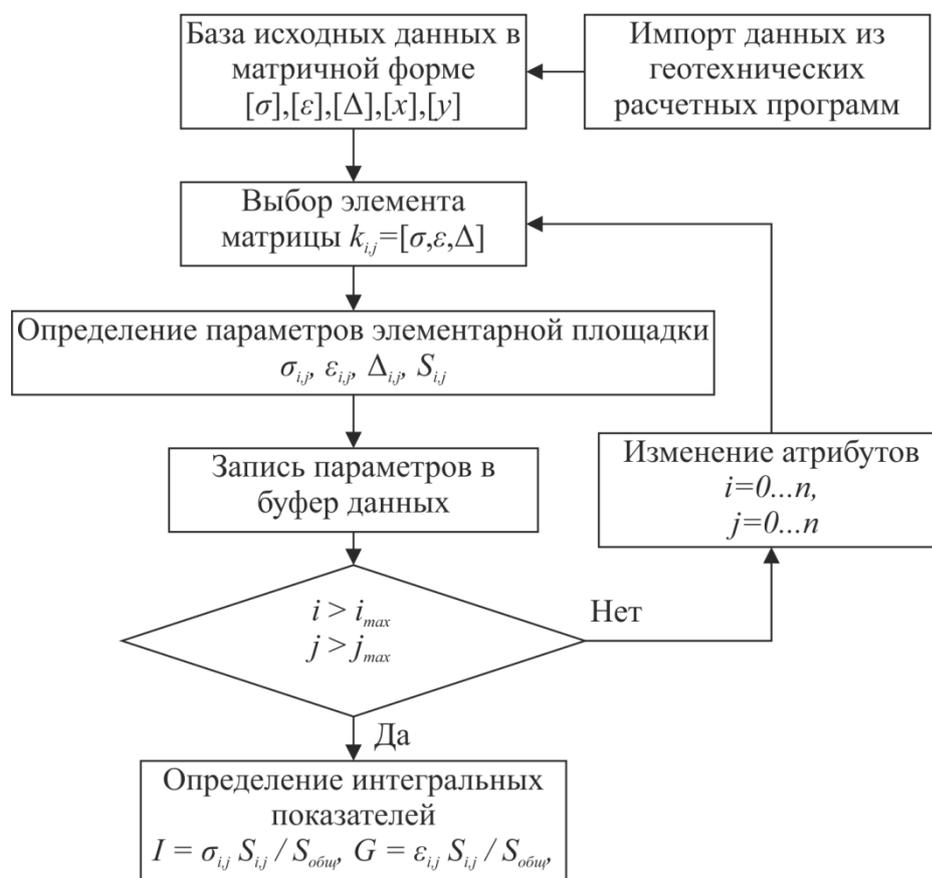


Рис. 2.11. Алгоритм определения интегрального показателя напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований

Выводы

Аналитические исследования по методическому обеспечению компьютерного моделирования напряженно-деформированного состояния (НДС) укрепляемых грунтовых оснований горнотехнических сооружений позволили сделать следующие выводы.

1. Для реализации метода конечных элементов (МКЭ), основанного на задании НДС точек массива вектор-столбями смещений, деформаций, напряжений и матриц деформационных свойств, разработан общий алгоритм моделирования НДС грунтового основания, включающий назначение основных физических и геометрических параметров, размеров модели, типа и количества конечных элементов, формирование областей элементов, граничных условий и расчетных матриц, выполнение вычислений с матрицами, проверку и корректировку параметров расчета, вывод результатов расчета. В результате сопоставления функциональных возможностей четырех программных комплексов установлено, что предоставленный ООО «ИнжПроектСтрой» в некоммерческое пользование продукт Alterra обеспечивает возможность решения поставленных задач при погрешности расчетов менее 6 %.

2. Для базовой модели геомеханического моделирования естественного грунтового основания в заданном диапазоне физико-механических свойств установлено, что зависимость погрешности расчета δ от высоты H_m имеет область экстремума, а от ширины модели B_m и числа элементов N – монотонная. По критерию $\delta < 5\%$ установлены рациональные диапазоны данных параметров модели при максимальном времени счета $t < 60$ с. Для более точного подбора параметров H_m , B_m и N с учетом теоретической высоты сжатой зоны, расчета площади и размера элементов модели разработан специальный алгоритм.

Для базовой модели искусственного грунтового основания разработан алгоритм формирования базы данных для основных типов фундаментов (ленточного и столбчатого) в форме изолиний перемещений, деформаций и напряжений.

3. Для обработки баз данных НДС грунтовых оснований в качестве количественных параметров целесообразно использовать расстояние до экстремальных значений параметров, коэффициентов их концентрации по отношению к их значениям в нетронутом массиве, а также границ зон НДС по классическим критериям устойчивости и интегральные показатели, учитывающие распределение локальных значений параметров по интервалам, площадям и объемам зон НДС.

Для построения зон НДС и расчета их параметров по базам изолиний разработан циклический алгоритм, включающий определение критических значений параметров по критериям Кулона–Мора, максимальных напряжений и границ сжимаемой толщи. Для автоматизации расчета интегральных численных показателей НДС разработана циклическая программа, включающая разбиение поля

изолиний, формирование матриц локальных значений σ и ε , расчет интегральных показателей I_σ и I_ε в пределах зон НДС.

Алгоритмы реализованы в форме компьютерных программ в среде Delphi 7 на языке программирования Object Pascal и защищены свидетельством о государственной регистрации программы для ЭВМ.

Обоснованные рациональные диапазоны параметров базовых моделей естественных и искусственных грунтовых оснований, алгоритмы компьютерного моделирования, количественные критерии для анализа банка расчетных данных, алгоритмы и компьютерные программы их определения позволили перейти к установлению закономерностей изменения геомеханических процессов при укреплении грунтовых оснований горнотехнических сооружений.

3. УСТАНОВЛЕНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ ИЗМЕНЕНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ПРИ УКРЕПЛЕНИИ ОСНОВАНИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

3.1. Исследование геомеханического состояния укрепляемого однородного грунтового основания

В соответствии с п. 2.3 рассмотрим базовую модель (рис. 3.1, *a*), представляющую собой однородный грунтовый массив с заданными размерами и свойствами (модуль деформации $E = 5$ МПа, коэффициент поперечных деформаций $\nu = 0,36$, угол внутреннего трения $\varphi = 18^\circ$, сцепление $C = 5$ кПа) под ленточным железобетонным двухступенчатым фундаментом, нагруженным сосредоточенной силой $P = 63,7$ кН и расположенный на глубине $d_f = 3$ м с шириной подошвы $b_f = 1,8$ м.

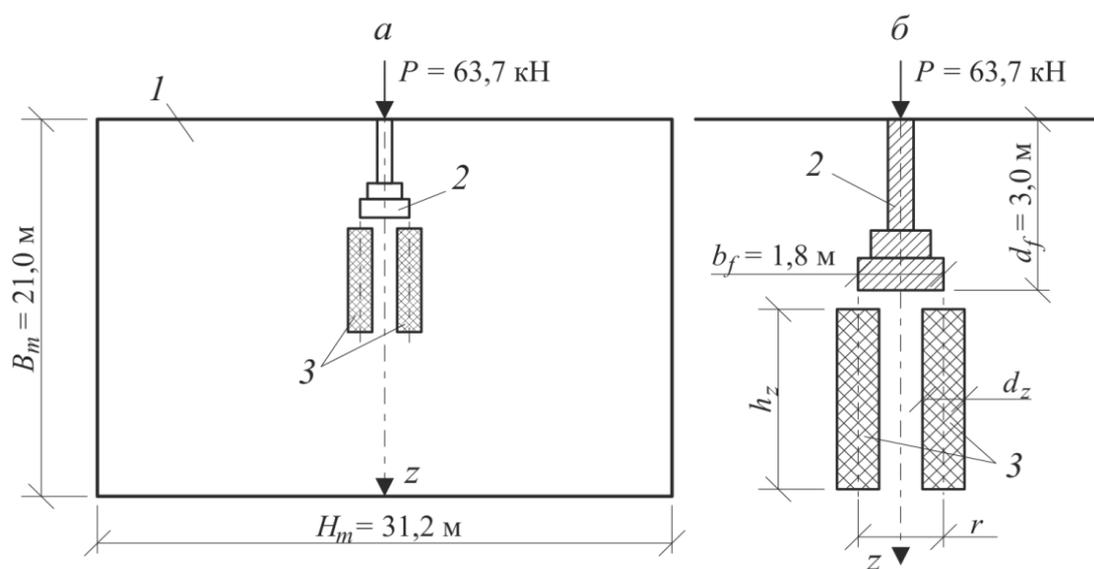


Рис. 3.1. Схемы исходной модели массива (*a*) и расположения зон укрепления (*б*):
 1 – однородный массив; 2 – ленточный фундамент; 3 – зоны укрепления

Модель реализует упругопластическую форму деформации с учетом критерия Кулона–Мора при числе итераций не более 500 по каждому из критериев (см. рис. 2.1 и 2.2). Фундамент имеет следующие деформационные параметры: модуль упругости $E_f = 2000$ МПа; коэффициент поперечных деформаций $\nu = 0,15$.

Основные задачи анализа заключаются в следующем:

– установление закономерностей формирования напряженно-деформированного состояния массива в наиболее характерных сечениях;

– установление зависимостей основных технологических и конструктивных параметров фундаментов от изменяемых параметров модели;

– рекомендаций по конкретным технологическим и конструктивным параметрам фундаментов при проектировании, строительных и ремонтных работах.

Для анализа была сформирована база данных о напряженно-деформированном состоянии грунтового основания с широкими диапазонами технологических параметров строительства фундаментов сооружений и укрепительных работ. База данных для анализа получена в результате моделирования при следующих диапазонах параметров укрепительных работ:

- высота зоны закрепления $h_z = 1-5$ м;
- диаметр зоны закрепления $d_z = 0,3-0,9$ м;
- относительная жесткость $E_z/E = 1-5$;
- расстояние между зонами закрепления $r = 1,5d_z - (2d_z + b_f)$.

Характерные результаты моделирования приведены на рис. 3.2.

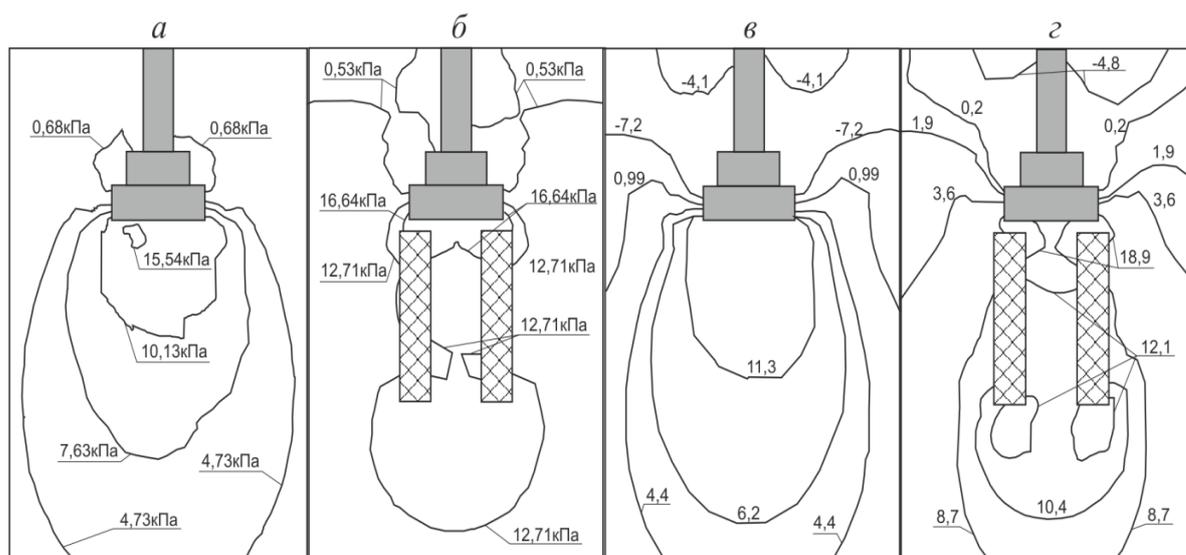


Рис. 3.2. Результаты расчета в виде изолиний напряжений (*а, б*) и деформаций (*в, г*) при естественном и искусственном основаниях

Обработка результатов моделирования осуществлялась в три этапа.

На первом этапе для интегральной оценки изменений деформационных свойств массива в качестве количественного критерия принята величина вертикального смещения (осадки) фундамента Δ_z , так как данный критерий является основным при расчете фундаментов согласно [61, 128] и приводится как эталонный в рекомендациях по применению технологий закрепления.

Основные результаты обработки базы данных величин вертикальных смещений (оседаний) Δ_z по данным компьютерного моделирования приведены на рис. 3.3.

Анализ зависимостей $\Delta_z(r/b_f; h_z; E_z/E)$ показывает, что величина Δ_z монотонно уменьшается с увеличением ширины d_z и высоты h_z зоны закрепления и улучшением деформационных свойств грунтов. Этот вывод качественно согласуется с физическими представлениями о деформировании грунтового основания и косвенно подтверждает достоверность результатов моделирования.

Введем в рассмотрение интегральные параметры закрепленной зоны: площадь поперечного сечения $A_z = \pi d_z^2/4$ и объем закрепленного грунта $V = \pi h_z d_z^2/4$. Данные параметры и величина E_z/E являются основными при выполнении проектов по закреплению оснований сооружений.

Анализ зависимостей $\Delta_z(r/b_f)$ (рис. 3.3) при переменных значениях V и E_z/E показывает, что расположение зон с максимальным перекрытием их площади поперечного сечения A_z площадью подошвы фундамента A_f позволяет достигать наибольшего эффекта. При отношении $A_z/A_f < 0,1$ и низких физико-механических свойствах зон закрепления ($E_z/E < 3$), а также при действии поперечных нагрузок и изгибающих моментов данные зоны рекомендуется располагать в краевых областях максимального давления под подошвой фундамента.

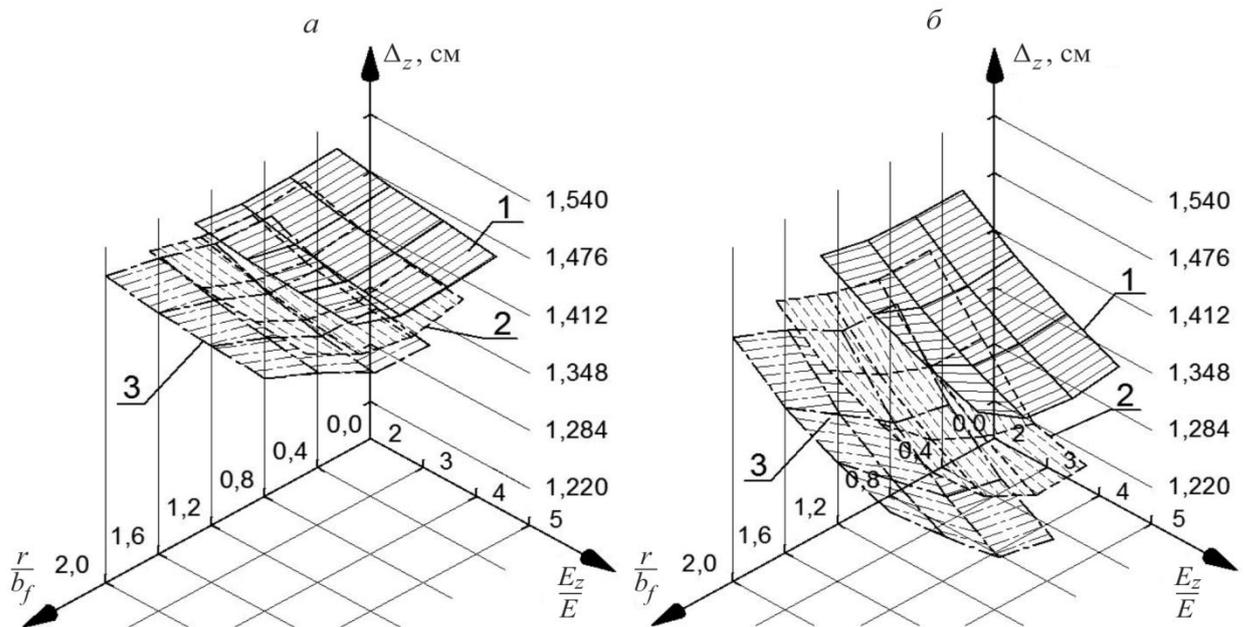


Рис. 3.3. Зависимости вертикальных смещений Δ_z от отношений r/b_f и E_z/E при значениях $h_z = 1$ м (а), $h_z = 5$ м (б) и d_z , равных:
1 – $d_z = 0,3$ м; 2 – $d_z = 0,6$ м; 3 – $d_z = 0,9$ м

Исходя из полученных результатов, наиболее эффективными являются модели, параметры которых находятся в следующих диапазонах:

- при $d_z = 0,3$ м: $r/b_f = 0,9-1,0$ и $h_z = 1-4$ м;
- при $d_z = 0,6$ м: $r/b_f = 0,8-1,1$ и $h_z = 1-5$ м;
- при $d_z = 0,9$ м: $r/b_f = 0,7-1,2$ и $h_z = 1-5$ м;

Для оценки эффективности закрепления использован дополнительный приведенный эффективный параметр модели – величина отрицательного приращения Δ , характеризующего изменение деформаций грунтового основания под действием управляющего воздействия, и его относительное значение Δ' :

$$\Delta = \Delta_z - \Delta_{zy}, \quad (3.1)$$

$$\Delta' = \frac{\Delta}{\Delta_z} \cdot 100\%, \quad (3.2)$$

где Δ_z – вертикальное смещение при отсутствии зон закрепления; Δ_{zy} – вертикальное смещение при закреплении грунтов основания.

Зависимости величин Δ_z и Δ от технологических параметров приведены на рис. 3.4.

Из приведенных графиков следует, что уменьшение деформаций основания происходит нелинейно с возрастанием объема закрепляемой части грунта. В частности, наибольший эффект наблюдается при наибольшей относительной жесткости зоны укрепления $E_z/E = 5$ и размере зоны $d_z = 0,9$ м. В качестве критерия для оценки эффективности принята величина $\Delta' > 10\%$, так как применение методов закрепления при $\Delta' < 10\%$ не целесообразно. Зависимости Δ' от площади продольного сечения зон закрепления $S_z = 2d_z h_z$ приведены на рис. 3.5, из которых следует, что применение закрепления при $E_z/E < 2$ является менее выгодным, так как в диапазоне значений $S_z = 4-9$ м² и при наибольших значениях параметров h_z и d_z критерий Δ' не превышает 10%. Эффективное применение закрепления при $E_z/E = 3-5$ также ограничено диапазонами S_z , но при этом большему значению S_z будут соответствовать различные величины параметров h_z и d_z .

Рациональный диапазон относительной жесткости составляет $E_z/E = 3-5$, так как в этом диапазоне $\Delta' > 15\%$ при указанных выше диапазонах параметров h_z , d_z и отсутствуют технологические проблемы по достижению приведенных параметров.

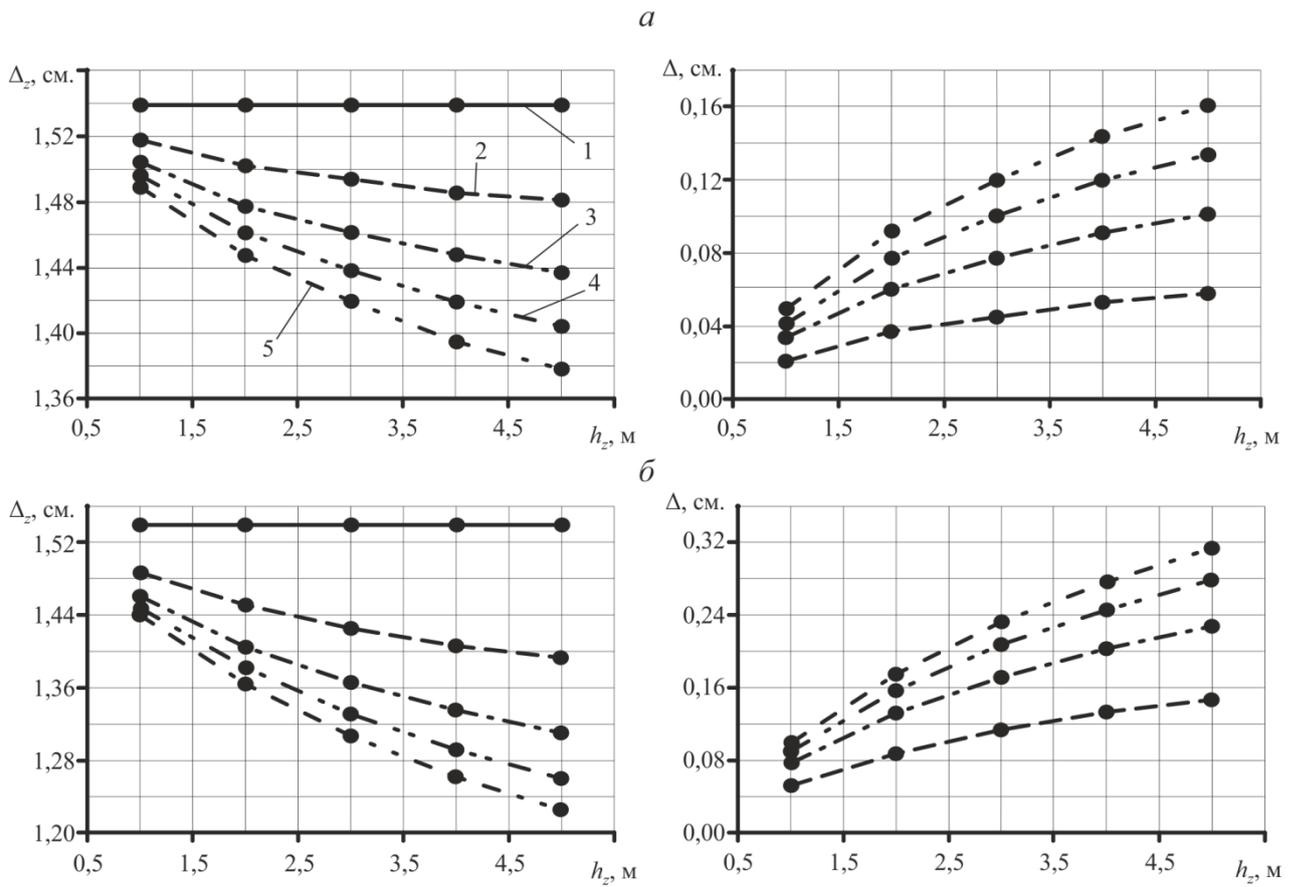


Рис. 3.4. Зависимости вертикальных смещений Δ_z и отрицательных приращений вертикальных смещений Δ от h_z при $d_z = 0,3$ м (*a*), $d_z = 0,6$ м (*б*), $d_z = 0,9$ м (*в*) и отношении E_z/E , равном:
 1 – $E_z/E = 1$; 2 – $E_z/E = 2$; 3 – $E_z/E = 3$; 4 – $E_z/E = 4$; 5 – $E_z/E = 5$

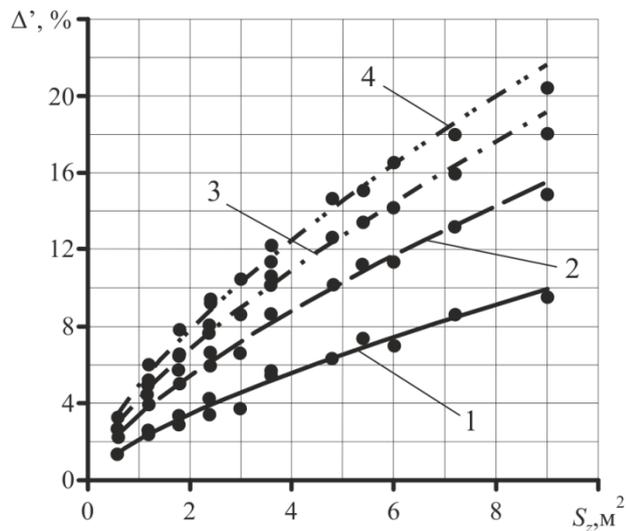


Рис. 3.5. Зависимости относительных отрицательных приращений смещений Δ' от продольной площади зон закрепления S_z при отношении E_z/E , равном:
 1 – $E_z/E = 2$; 2 – $E_z/E = 3$; 3 – $E_z/E = 4$; 4 – $E_z/E = 5$

Второй этап обработки результатов был направлен на оценку изменения напряженного состояния закрепляемого грунтового основания. Получены расчетные зависимости вертикальных σ_z и горизонтальных σ_x напряжений от координаты z вдоль оси симметрии фундамента, приведенные на рис. 3.6.

Результаты моделирования показывают, что имеют место следующие характерные изменения напряженного состояния массива: образование локальных зон повышенных напряжений под опорной частью зон закрепления; линейное изменение напряжений на интервалах между этими зонами и под подошвой фундамента.

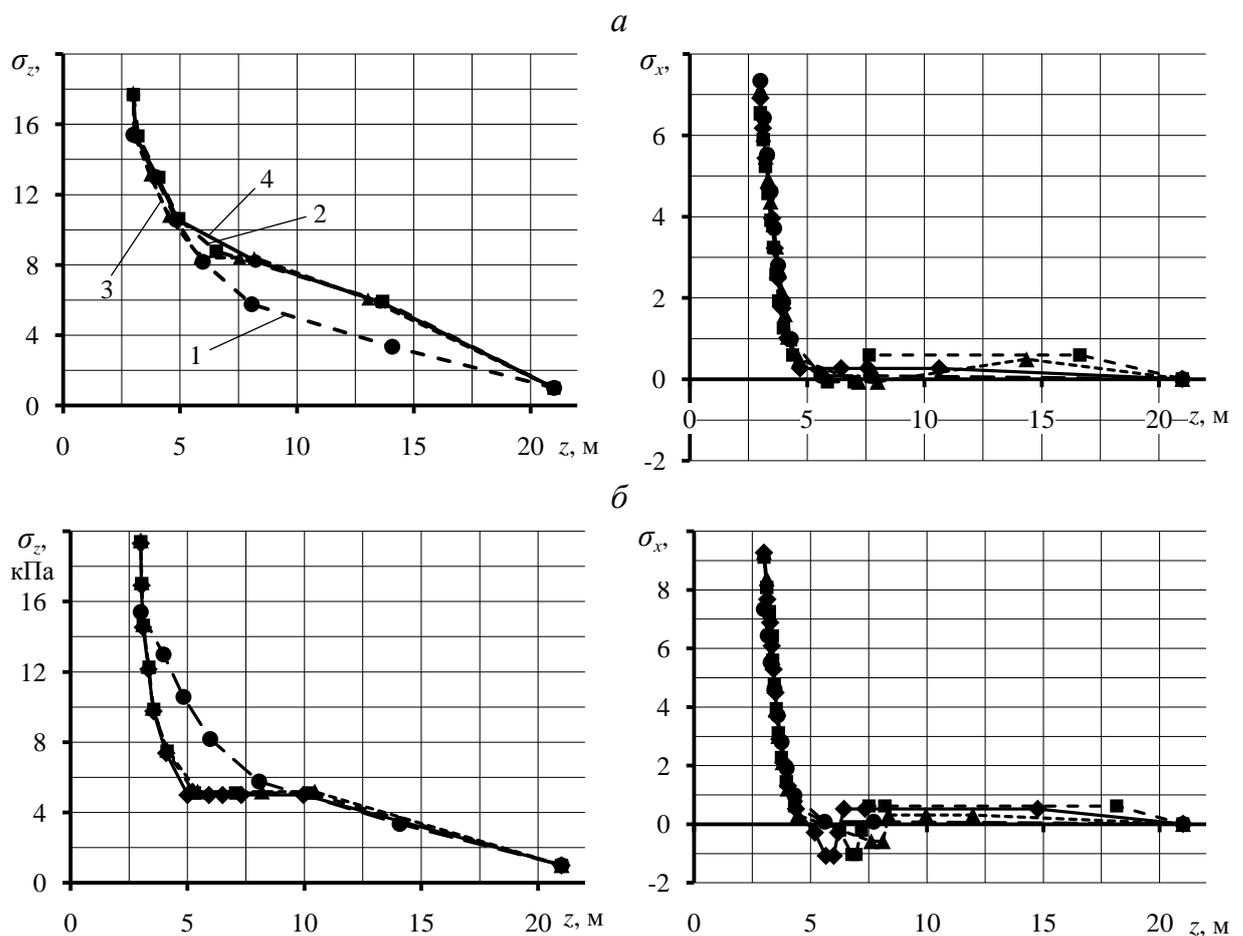


Рис. 3.6. Зависимости напряжений σ_z и σ_x от координаты модели z при различных значениях ширины d_z и высоты h_z зон закрепления, $d_z = 0,3$ м (а), $d_z = 0,9$ м (б):
1 – однородный массив ($h_z = 0$); 2 – $h_z = 3,0$ м; 3 – $h_z = 4,0$ м; 4 – $h_z = 5,0$ м

Анализ графиков $\sigma_z(z)$ показывает, что величина σ_z уменьшается пропорционально продольной площади S_z и относительной жесткости E_z/E зон закрепления, при этом имеют место три возможных случая изменения σ_z :

– при расположении зон закрепления, имеющих малые размеры и низкие физико-механические свойства, на значительном удалении друг от друга (рис. 3.6, *а*) происходит возрастание напряжений σ_z , связанное с уменьшением площади распределения нагрузки;

– при расположении зон закрепления, имеющих оптимальные параметры, и расстоянии между их осями не менее $2d_z$ происходит уменьшение величины σ_z , являющееся следствием передачи нагрузки от фундамента на большую глубину (зоны закрепления играют роль «аналога» грунтовых свай);

– при расположении зон закрепления, имеющих значительные геометрические параметры, с максимальным приближением друг к другу (рис. 3.6, *б*, *в*) также происходит уменьшение величины σ_z , но в диапазоне $z = 4,5–11,0$ м наблюдается стабилизация напряжений, соответствующая заземлению части грунта между зонами закрепления.

Наличие отрицательных значений σ_x в диапазоне $z = 4,5–11,0$ м при различных значениях d_z и h_z свидетельствует о повороте и перемещении зон закрепления относительно конструкции фундамента. Величина σ_x зависит от деформационных свойств зон закрепления, расстояния между ними и достигает пиковых значений при их максимальном приближении. В нижней части зон закрепления наблюдается область концентрации отрицательных значений σ_x , размер которой не превышает 1,5 м и не зависит от h_z .

Третий этап обработки результатов был направлен на оценку совместных деформаций фундамента, грунтового массива и зон закрепления. Зависимости вертикальных ε_z и горизонтальных ε_x деформаций от координаты модели z вдоль оси симметрии фундамента приведены на рис. 3.7.

Анализ показал, что наличие элементов повышенной жесткости в грунтовом массиве приводит к перераспределению деформаций по глубине, особенно в области под зонами закрепления и между ними. Характер изменения деформированного состояния зависит от расположения зон и их параметров, аналогично изменению вертикальных напряжений σ_z . При $d_z = 0,3$ м (рис. 3.7, *а*) происходит уменьшение величины деформаций, связанное с наличием зон повышенной жесткости, но характер распределения аналогичен однородному массиву (наличие «пика» деформаций под подошвой). При $d_z = 0,6–0,9$ м (рис. 3.7, *б*) наблюдается понижение деформаций без образования «пиков», однако при $d_z = 0,9$ м происхо-

дит возрастание деформаций на уровне подошвы фундамента как следствие близкого расположения зон укрепления.

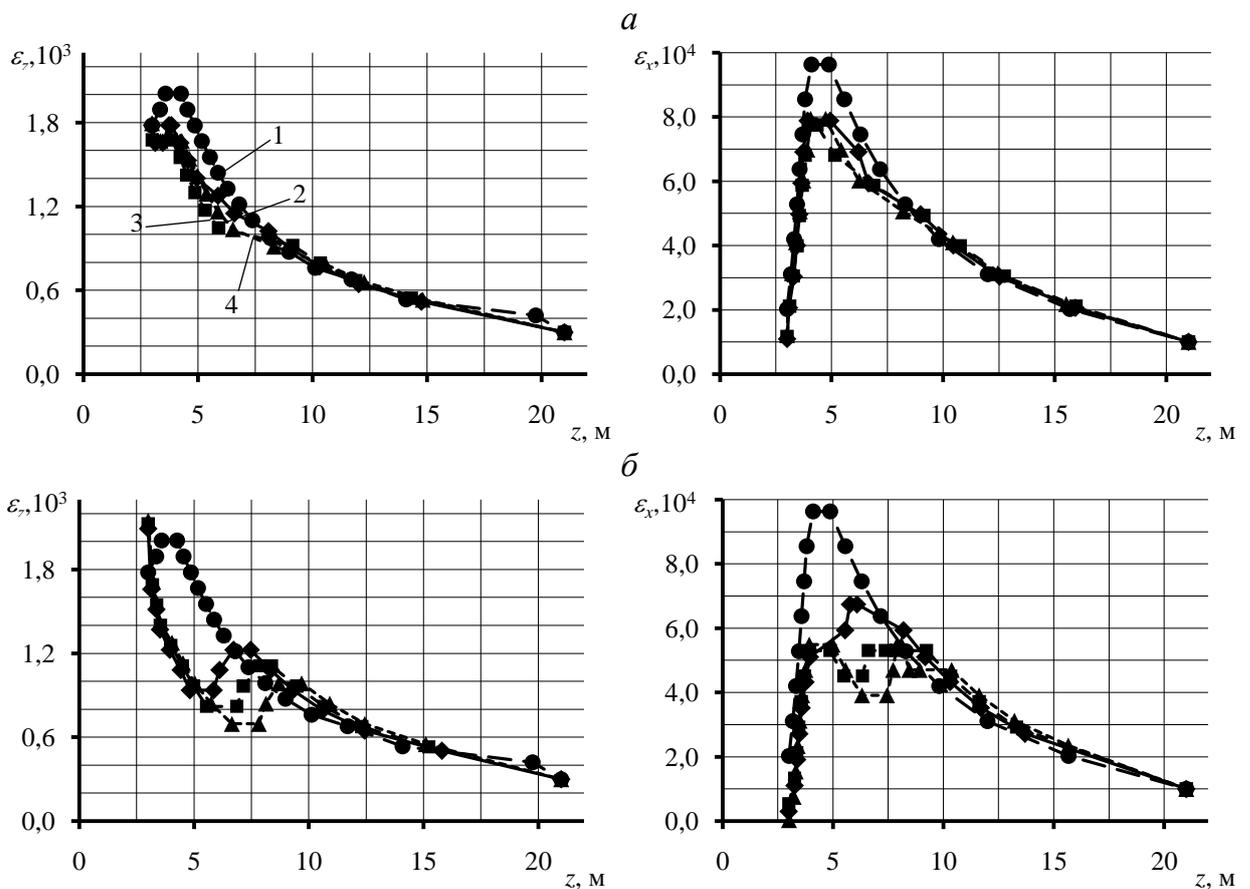


Рис. 3.7. Зависимости деформаций ε_z и ε_x от координаты модели z при различных значениях ширины d_z и высоты h_z зон закрепления, $d_z = 0,3$ м (а), $d_z = 0,9$ м (б):
1 – однородный массив ($h_z = 0$); 2 – $h_z = 3,0$ м; 3 – $h_z = 4,0$ м; 4 – $h_z = 5,0$ м

Графики $\varepsilon_x(z)$ можно разделить на два участка: до области концентрации отрицательных значений σ_x и после нее, при этом величина ε_x будет зависеть от соотношения E_z и E .

Характер графиков $\varepsilon_x(z)$ отражает монотонное уменьшение деформаций при закреплении с сохранением области концентрации деформаций под подошвой фундамента. При расположении зон закрепления на минимальном расстоянии между их осями (рис 3.7, б) зависимости $\varepsilon_x(z)$ имеют характерную область «провала» деформаций при $h_z = 4,0$ – $5,0$ м.

В результате проведенных исследований можно утверждать, что закрепление в однородном массиве при рациональных диапазонах параметров приводит к следующим позитивным изменениям: уменьшение величин вертикальных смещений; более равномерное распределение вертикальных и горизонтальных напряже-

ний; снижение концентрации напряжений под подошвой фундамента; образование площадок стабилизации напряжений и деформаций.

Выход за пределы оптимальных диапазонов параметров приводит к негативным последствиям: возрастанию концентрации напряжений и деформаций под подошвой фундамента; образование зон неконтролируемых деформаций; повышение напряжений в массиве грунта на большей глубине.

Четвертый этап направлен на анализ напряженного состояния и деформирования зон закрепления. Основные результаты в виде изолиний напряжений и деформаций представлены на рис. 3.8, 3.9.

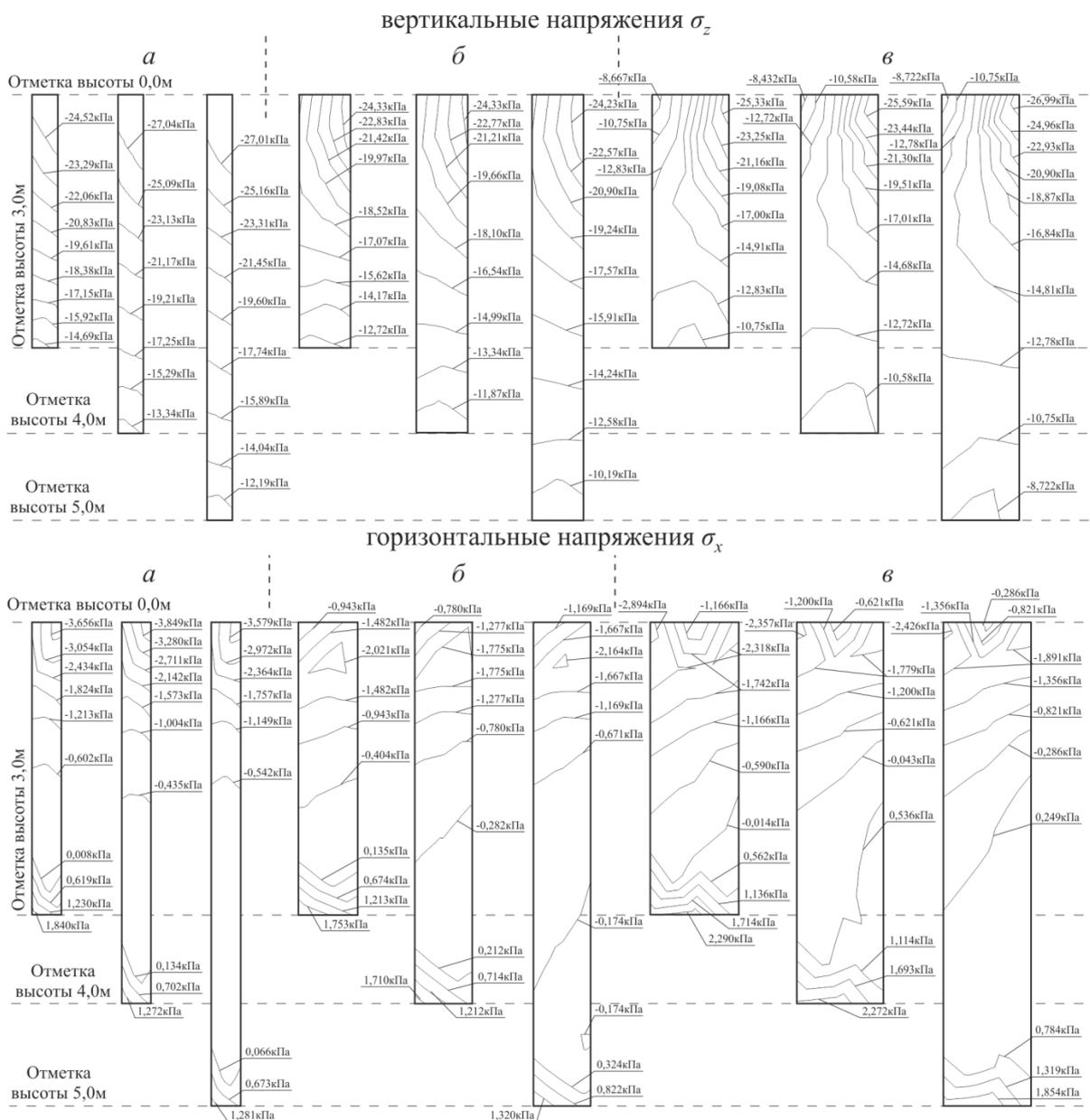


Рис. 3.8. Распределение вертикальных σ_z и горизонтальных σ_x напряжений в зонах упрочнения при величине $d_z = 0,3$ м (а), $d_z = 0,6$ м (б) и $d_z = 0,9$ м (в)

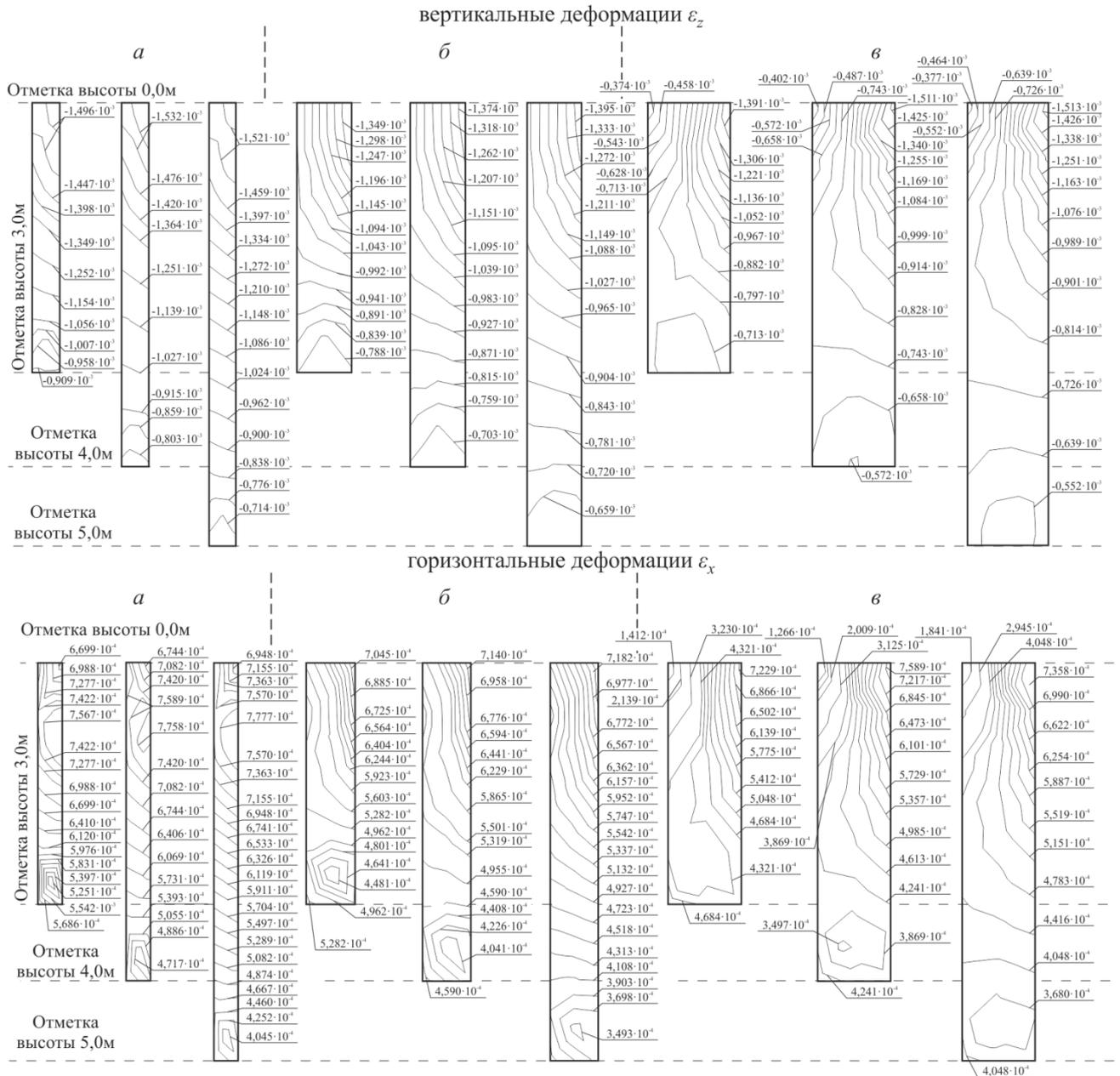


Рис. 3.9. Распределение вертикальных ε_z и горизонтальных ε_x деформаций в зонах упрочнения при величине $d_z = 0,3$ м (а), $d_z = 0,6$ м (б) и $d_z = 0,9$ м (в)

Анализ напряженного состояния зон упрочнения показал, что вертикальные напряжения σ_z монотонно уменьшаются с увеличением h_z , а при $d_z = 0,9$ м уменьшение напряжения происходит в двух направлениях с образованием в углу зоны упрочнения максимальных сжимающих напряжений. Распределение горизонтальных напряжений σ_x характеризуется образованием зон максимальных сжимающих и отрицательных сжимающих напряжений в верхней и нижней областях зон упрочнения соответственно. Таким образом, зоны упрочнения подвержены сложному изгибному состоянию в двух направлениях.

Характер распределения вертикальных деформаций ε_z соответствует вертикальным напряжениям σ_z . При $d_z = 0,3$ м отмечено смещение пика деформаций на величину $\Delta h_z = 0,75$ м. Относительно высокие значения ε_z в верхней области зоны упрочнения при $d_z = 0,9$ м свидетельствуют о возможном срезе части зоны. В нижней части зоны упрочнения образуется область повышенных деформаций ε_x , аналогично реакции жесткой заделки нижнего конца зоны в массиве грунта. Деформации ε_x при $d_z = 0,3$ м имеют максимальные значения в диапазоне $h_z = 0,8-1,2$ м, что свидетельствует об изгибе верхней части зоны вдоль ее продольной оси.

Более детально полученные результаты изложены в работах [129–131].

3.2. Исследование влияния горизонтальной нагрузки

Значительная часть конструкций горнодобывающей отрасли подвержена сложным формам нагружения, включающим сжатие, растяжение, изгиб и кручение опор. Наиболее частым сочетанием является одновременное воздействие вертикальных сил и горизонтальных нагрузок, возникающее вследствие натяжения троса подъемной машины, сил инерции при движении породы по конвейеру или бокового давления ветра. Вследствие неравномерного распределения опорного давления под фундаментом данное сочетание нагрузок может привести к нарушению устойчивости фундамента в виде крена или опрокидывания.

Разработанная компьютерная модель (рис. 3.10) представляет собой однородный естественный и искусственный грунтовые массивы под ленточный двухступенчатый фундамент. Монолитный железобетонный фундамент располагается на глубине $d_f = 3,0$ м и имеет в основании подошву с шириной $b_f = 1,8$ м. В основании залегает грунт, обладающий следующими механическими свойствами: модуль деформации $E = 5$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,36$; угол внутреннего трения $\varphi = 18^\circ$; сцепление $C = 5$ кПа, плотность $\rho = 1750$ кг/м³. Цилиндрические зоны упрочнения диаметром $d_z = 0,6$ м располагаются симметрично с небольшим смещением от фундамента в диапазоне высоты $h_z = 3-4$ м. Зоны упрочнения обладают повышенными физико-механическими свойствами: модуль деформации $E = 15$ МПа; $\rho = 1950$ кг/м³. Фундамент подвергался асимметричной форме нагружения: вертикальной силой $P = 63,7$ кН и горизонтальной нагрузкой T , которая изменялась в интервале $T = 0,1-0,5P$.

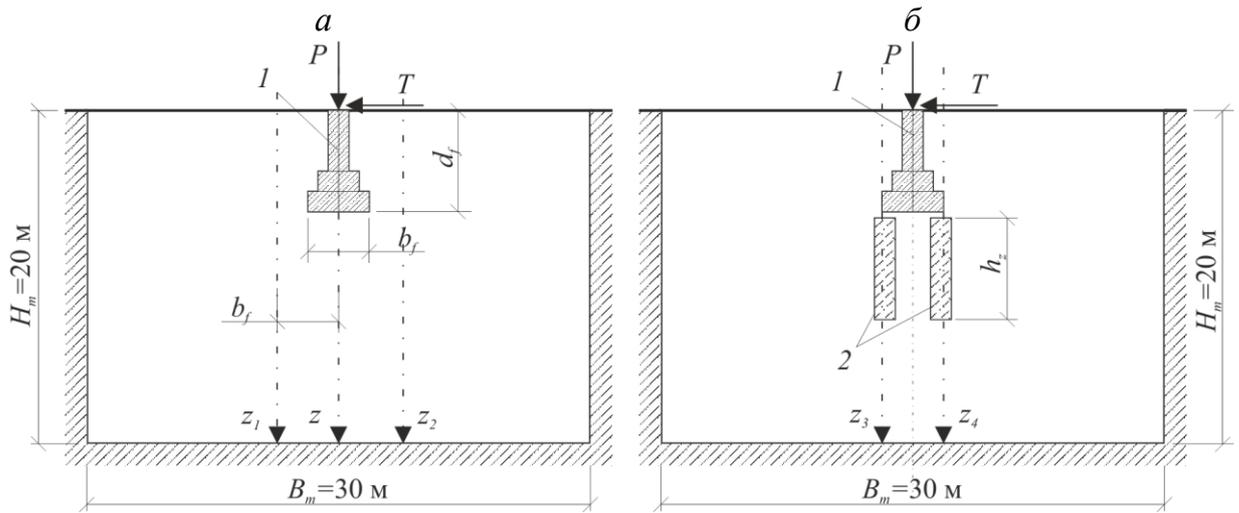


Рис. 3.10. Расчетные модели естественного (а) и искусственного (б) грунтового основания:

1 – фундамент; 2 – зоны упрочнения

Характерные результаты в виде распределения изолиний максимальных вертикальных напряжений в грунтовом массиве при наличии зон упрочнения и их отсутствии приведены на рис. 3.11.

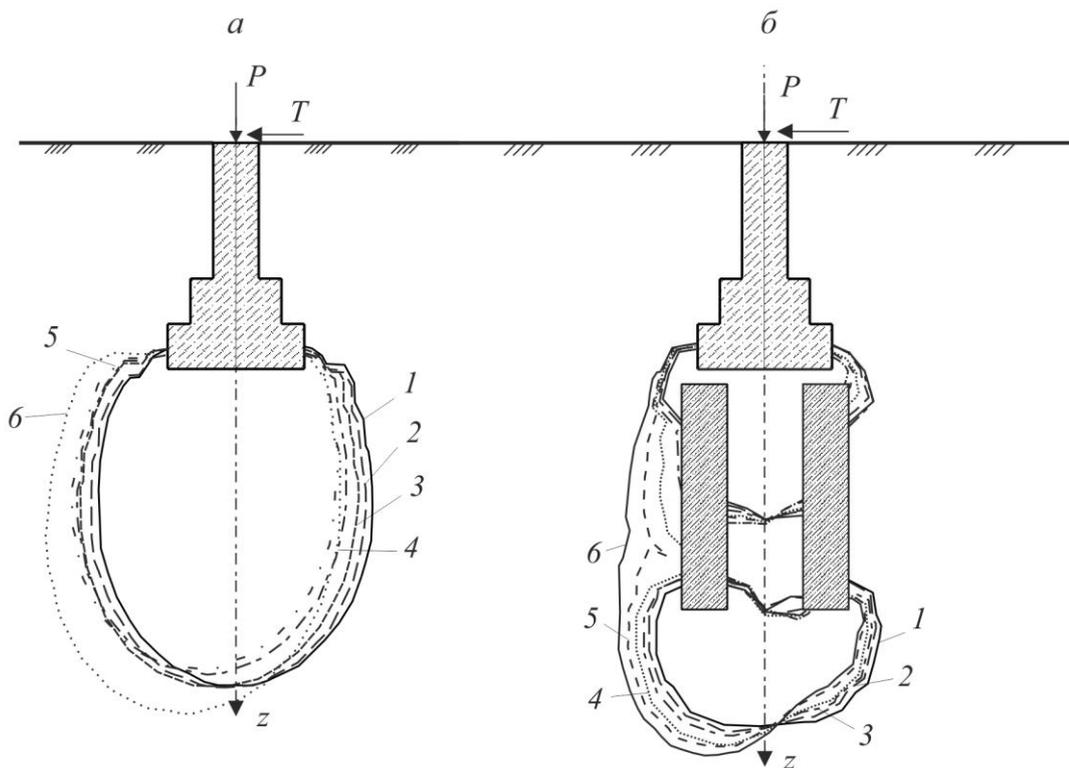


Рис. 3.11. Распределение максимальных напряжений σ_z в массиве при продольной площади зон упрочнения $S_z = 0 \text{ м}^2$ (а), $S_z = 1,8 \text{ м}^2$ (б) и отношениях T/P , равных: 1 – $T/P = 0,0$; 2 – $T/P = 0,1$; 3 – $T/P = 0,2$; 4 – $T/P = 0,3$; 5 – $T/P = 0,4$; 6 – $T/P = 0,5$

Из приведенных результатов следует, что при приложении горизонтальной нагрузки T распределение вертикальных напряжений σ_z в грунтовом массиве происходит несимметрично как при естественном основании (рис. 3.11, *а*), так и при наличии зон упрочнения (рис. 3.11, *б*). При отношении $T/P = 0,5$ отмечается максимальное изменение симметрии, что может привести к потере устойчивости фундамента как на незакрепленном основании, так и при искусственном упрочненном массиве.

Дальнейший анализ напряженного состояния грунтового массива производился в привязке к характерным осям z , z_1 , z_2 , z_3 и z_4 (см. рис. 3.10 и 3.11). Вдоль основной оси симметрии фундамента z не зафиксировано существенных изменений вертикальных σ_z и горизонтальных σ_x напряжений при приложении горизонтальной нагрузки T .

Интерес представляет изучение напряженного состояния части массива, расположенного вдоль осей z_1 и z_2 в зоне максимальных значений напряжений.

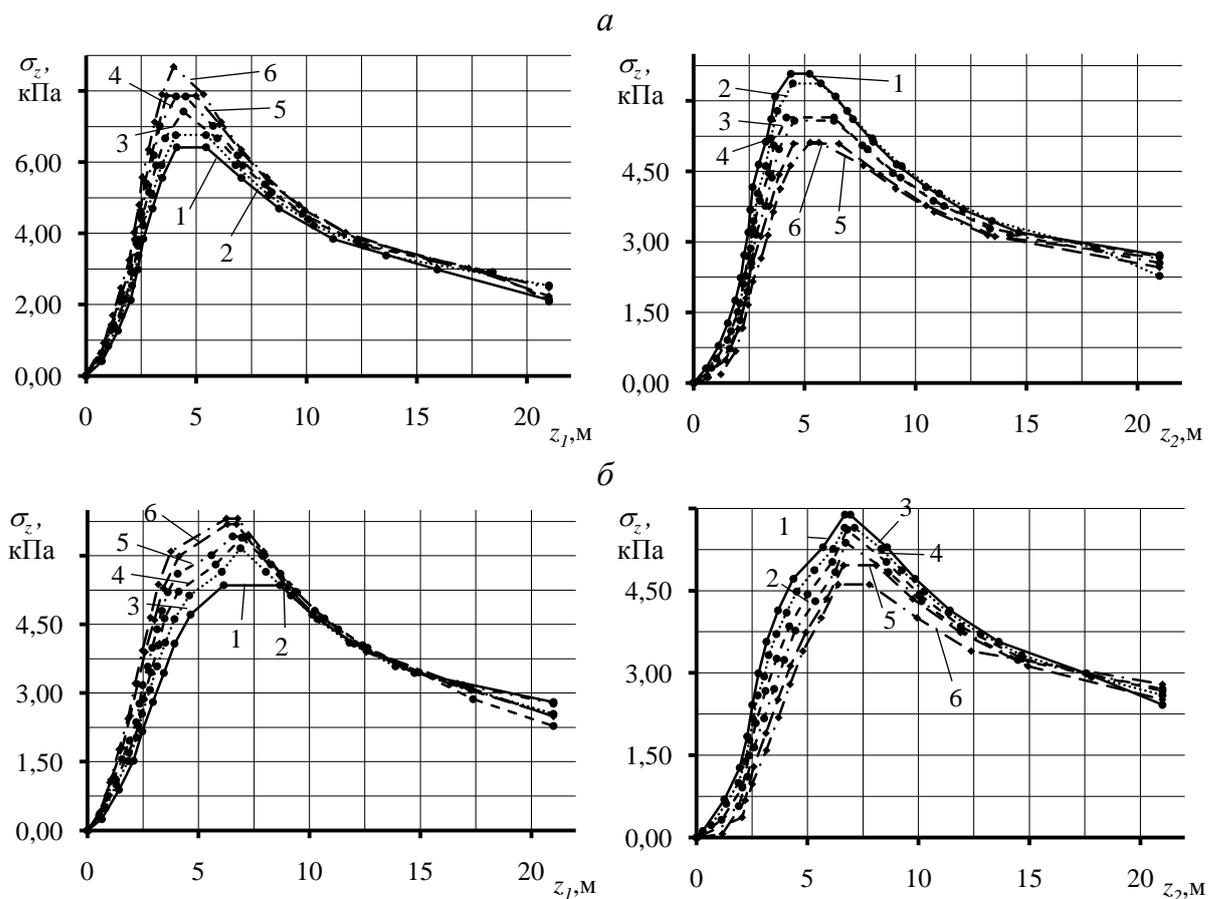


Рис. 3.12. Зависимости вертикальных напряжений σ_z от глубины модели вдоль осей z_1 и z_2 при $S_z = 0 \text{ м}^2$ (*а*), $S_z = 1,8 \text{ м}^2$ (*б*) и отношениях T/P , равных: 1 – $T/P = 0,0$; 2 – $T/P = 0,1$; 3 – $T/P = 0,2$; 4 – $T/P = 0,3$; 5 – $T/P = 0,4$; 6 – $T/P = 0,5$

Распределение напряжений σ_z вдоль осей z_1 и z_2 (рис. 3.12, а) имеет характерную зону максимальных напряжений σ_{\max} в диапазоне $z = 3-8$ м, которые при увеличении отношения T/P возрастают вдоль оси z_1 и снижаются вдоль оси z_2 . Таким образом, в условиях незакрепленного массива возможен поворот фундамента с отрывом его подошвы от поверхности грунта. При устройстве зон упрочнения в массиве при $S_z = 1,8 \text{ м}^2$ (рис. 3.12, б) характер распределения $\sigma_z(z_1)$ и $\sigma_z(z_2)$ не изменился, однако наблюдается уменьшение значений σ_{\max} , а следовательно, снижается вероятность потери устойчивости фундамента.

Для количественной оценки влияния схемы нагружения фундамента на напряженное состояние массива введем интегральные показатели концентрации напряжений k_i , определяемые по формуле

$$k_i = \frac{\sigma_{\max i}}{\sigma_{\text{lost}}}, \quad (3.3)$$

где $\sigma_{\max, i}$ – максимальные значения напряжений вдоль i -й оси, кПа; σ_{lost} – значения напряжений нетронутой части массива вдоль i -й оси, кПа.

Зависимости коэффициентов концентрации k_1 , k_2 , k_3 , и k_4 от отношения нагрузок T/P приведены на рис. 3.13 и 3.14.

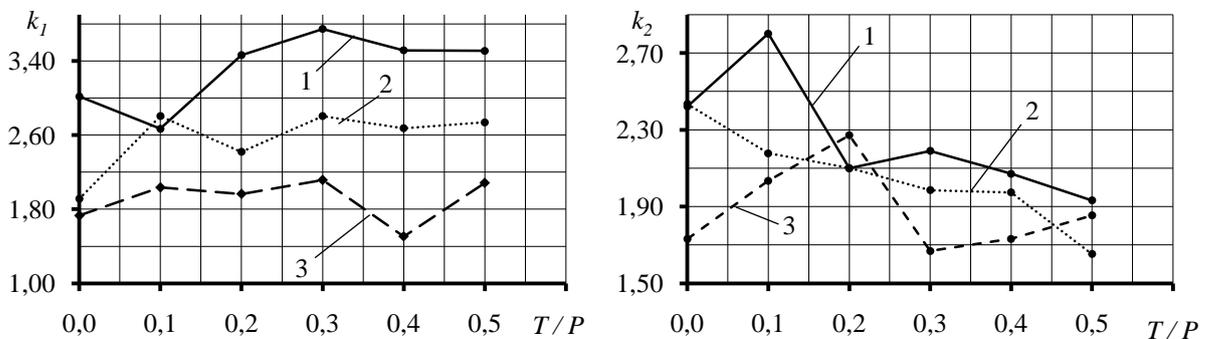


Рис. 3.13. Зависимости коэффициентов концентрации k_i напряжений вдоль осей z_1 и z_2 от отношений T/P при продольной площади зон закрепления S_z , равной:
1 – $S_z = 0 \text{ м}^2$; 2 – $S_z = 1,8 \text{ м}^2$; 3 – $S_z = 2,4 \text{ м}^2$

Приведенные зависимости $k_1(T/P)–k_4(T/P)$ близки к линейным, при этом отмечается закономерный рост максимальных напряжений σ_z в левой части и их пропорциональное уменьшение в правой части массива. При наличии зон упрочнения с продольной площадью $S_z = 1,8–2,4 \text{ м}^2$ зависимости $k_1(T/P)$ сохраняют линейный характер, но уровень абсолютных значений значительно ниже, что позволяет снизить отрицательное влияние горизонтальной нагрузки.

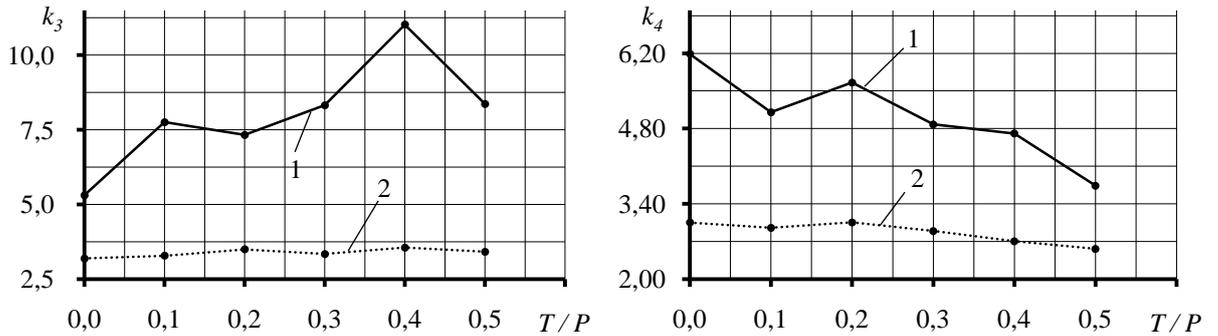


Рис. 3.14. Зависимости коэффициентов концентрации k_i напряжений вдоль осей z_3 и z_4 от отношений T/P при продольной площади зон закрепления S_z , равной:

$$1 - S_z = 0 \text{ м}^2; 2 - S_z = 1,8 \text{ м}^2; 3 - S_z = 2,4 \text{ м}^2$$

Зависимости $k_3(T/P)$ и $k_4(T/P)$ косвенно характеризуют максимальные и минимальные давления под краевыми точками фундамента. Наличие зон упрочнения ($S_z = 1,8 \text{ м}^2$) практически устраняет влияние отношения T/P на величины k_3 и k_4 .

Характерные закономерности изменения вертикальных ε_z и горизонтальных ε_x деформаций от глубины незакрепленного массива z приведены на рис. 3.15 и 3.16.

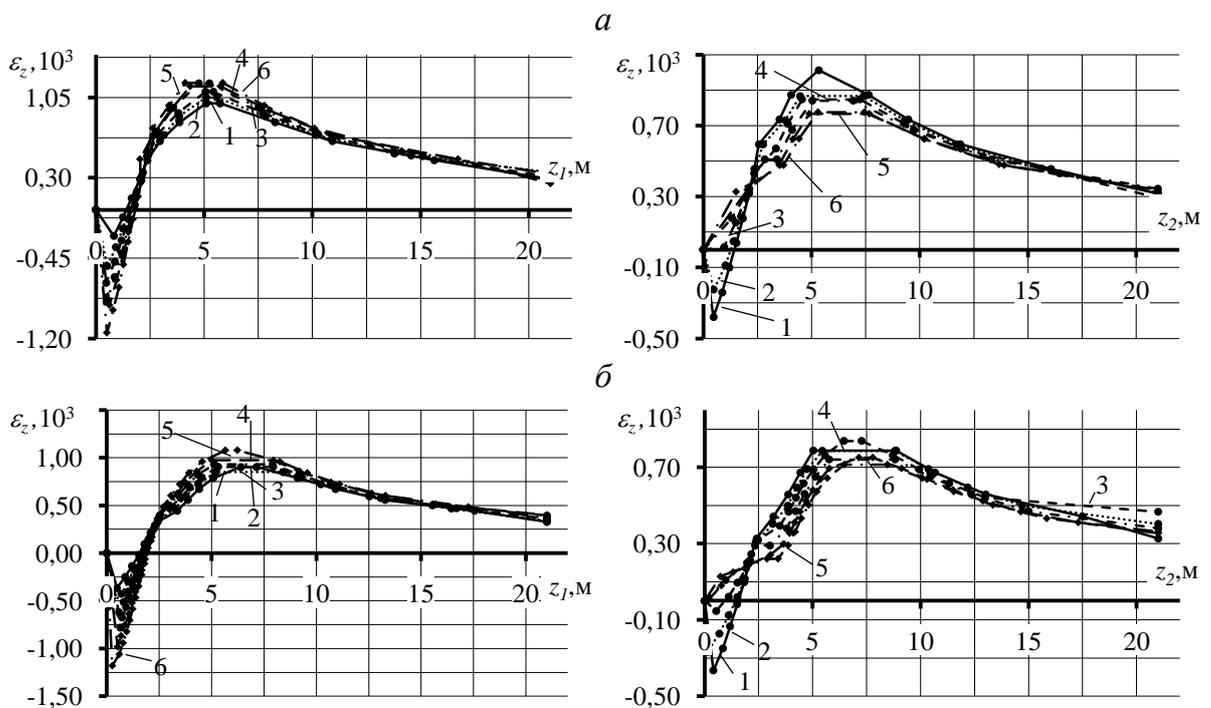


Рис. 3.15. Зависимости вертикальных ε_z деформаций от глубины естественного (а) и искусственного (б) массивов вдоль осей z_1 и z_2 при отношении T/P , равном: 1 – $T/P = 0,0$; 2 – $T/P = 0,1$; 3 – $T/P = 0,2$; 4 – $T/P = 0,3$; 5 – $T/P = 0,4$; 6 – $T/P = 0,5$

Распределение вертикальных деформаций ε_z происходит с образованием на глубине $z > 2,0$ м зоны сжимающих деформаций, а вдоль боковой грани при $z = 0–2,0$ м – сжимающих деформаций как следствие смещения грунта при вертикальной осадке фундамента. При наличии горизонтальной силы T на интервале $z = 0–2,0$ м значительно возрастают сжимающие деформации по одной грани фундамента и уменьшаются вдоль противоположной грани. При $T/P \geq 0,2$ вдоль оси z_2 сжимающие деформации полностью отсутствуют. С увеличением отношений T/P на интервале $z_1 = 3,0–10,0$ м наблюдается возрастание деформаций ε_z и их значительное снижение вдоль оси z_2 .

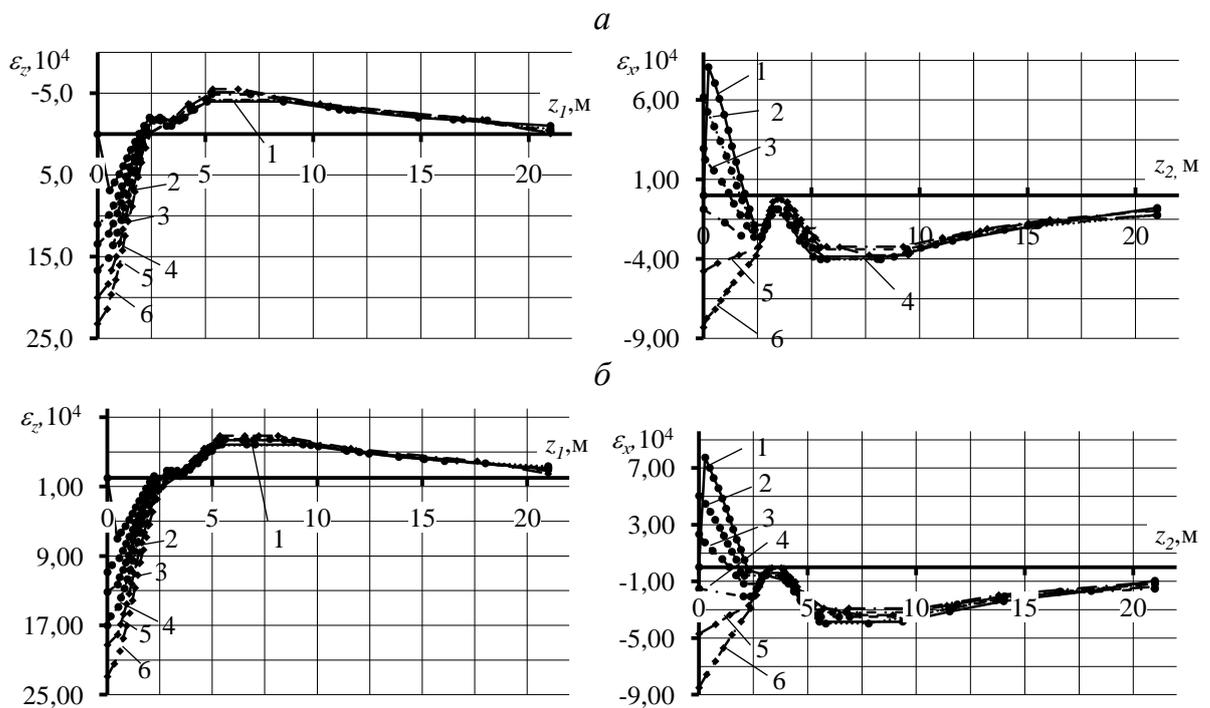


Рис. 3.16. Зависимости вертикальных ε_z и горизонтальных ε_x деформаций от глубины естественного (а) и искусственного (б) массивов вдоль осей z_1 и z_2 при отношении T/P , равном:
1 – $T/P = 0,0$; 2 – $T/P = 0,1$; 3 – $T/P = 0,2$; 4 – $T/P = 0,3$; 5 – $T/P = 0,4$; 6 – $T/P = 0,5$

При приложении горизонтальной силы T значительно возрастают отрицательные горизонтальные деформации ε_x на поверхности грунта вдоль оси z_1 . В противоположной части массива при $z_2 = 0–2,0$ м и отношении $T/P \geq 0,2$ концентрируются деформации сжатия. Образованные зоны на глубине $z = 3,0–21,0$ м вдоль осей z_1 и z_2 свидетельствуют о горизонтальном смещении грунтов от оси z в двух направлениях. При наличии зон упрочнения установлено уменьшение абсолютных значений ε_z на 10–20 %.

Поворот фундамента при незакрепленном грунтовом основании возможен относительно точки концентрации минимальных деформаций $\varepsilon_{x\min}$ на глубине $z = 3,0$ м. После упрочнения деформации $\varepsilon_{x\min}$ распределяются по боковой грани фундамента, повышая устойчивость сооружения.

Оценку напряженно-деформированного состояния зон закрепления при асимметричной нагрузке рационально производить на основе интегральных показателей напряженного I_i и деформированного G_i состояния зон, определенных по формулам (2.5).

Зависимости относительных значений интегральных показателей левой (l) и правой (r) зон закрепления вертикальных, горизонтальных напряжений I_l/I_r и деформаций G_l/G_r от отношения нагрузок T/P приведены на рис. 3.17.

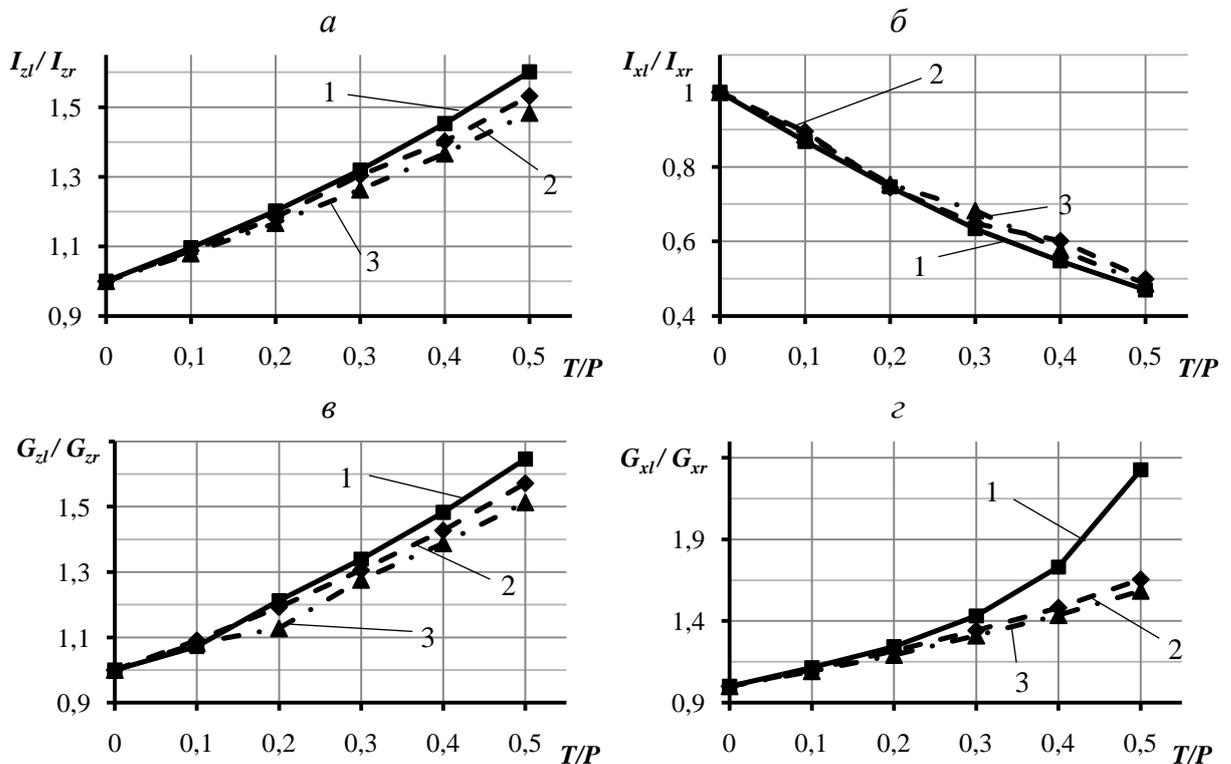


Рис. 3.17. Зависимости отношения интегральных показателей левой (l) и правой (r) зон закрепления вертикального I_{zl}/I_{zr} (а), горизонтального I_{xl}/I_{xr} (б) напряженного состояния и вертикального G_{zl}/G_{zr} (в), горизонтального G_{xl}/G_{xr} (г) деформированного состояния зон закрепления от отношения нагрузок T/P при площади зоны закрепления S_r , равной:

1 – $S_r = 1,8$ м; 2 – $S_r = 2,4$ м; 3 – $S_r = 3,6$ м

В результате анализа отмечается близкая к линейной зависимость относительных значений интегральных показателей вертикальных I_{zl}/I_{zr} и горизонтальных I_{xl}/I_{xr} напряжений от отношения нагрузок T/P . При критическом отношении

нагрузок $T/P = 0,5$ отмечено резкое возрастание отношения интегральных показателей горизонтальных деформаций G_{xl}/G_{xr} , что является признаком возможного нарушения устойчивости наиболее загруженной зоны упрочения.

Полученные результаты опубликованы в работе [132].

3.3. Исследование геомеханического состояния укрепляемого слоистого грунтового основания

Неоднородность свойств грунтовых массивов как фактор, влияющий на изменение напряженно-деформированного состояния массива, проявляется в виде слоистости с определенным диапазоном угла залегания слоев, ослабленных зон или пустот.

Для анализа изменений напряженно-деформированного состояния как естественного, так и техногенного слоистого грунтового массива была разработана базовая модель (рис. 3.18), реализованная для двухступенчатого железобетонного ленточного фундамента, высотой $d_f = 3,0$ м, нагруженного сосредоточенной силой $P = 156,7$ кН (модуль упругости $E_f = 2000$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu_f = 0,15$, плотность $\rho_f = 2500$ кг/м³).

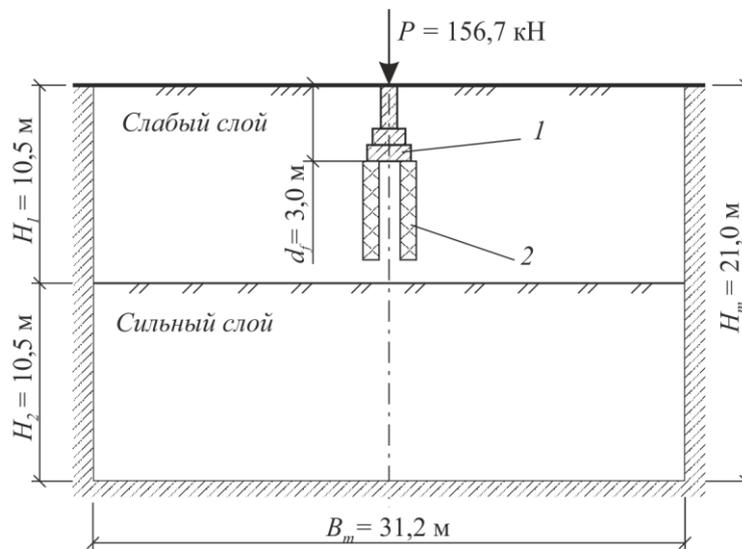


Рис. 3.18. Схема базовой модели неоднородного грунтового основания:
1 – фундамент; 2 – зоны закрепления

Грунтовой массив состоит из верхнего («слабого») и нижнего («сильного») слоев с заданными на основе инженерно-геологических изысканий физико-механическими свойствами (табл. 3.1) и средней мощностью $H_1 = H_2 = 10,5$ м.

Формирование базы данных для анализа осуществлялось путем задания приращений деформационных параметров в диапазоне отношения $E_2/E_1 = 1-5$ для различных схем закрепления:

- при расположении зон укрепления в границах слабого слоя (рис. 3.19, а),
- при размещении зон укрепления на границе слоев (рис. 3.19, б),
- при защемлении зон укрепления в сильном слое (рис. 3.19, в).

Таблица 3.1

Физико-механические свойства грунтов

Наименование показателя	Слабый слой	Сильный слой				
		при отношении E_2/E_1				
		1	2	3	4	5
Модуль деформации E_i , МПа	5	5	10	15	20	25
Коэффициент Пуассона ν_i	0,36	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32
Средняя плотность ρ_i , кг/м ³	1750	1750	1800	1850	1900	1950
Угол внутреннего трения ϕ_i , град	17	17	18	19	20	21
Сцепление C_i , кПа	5	5	10	20	30	40

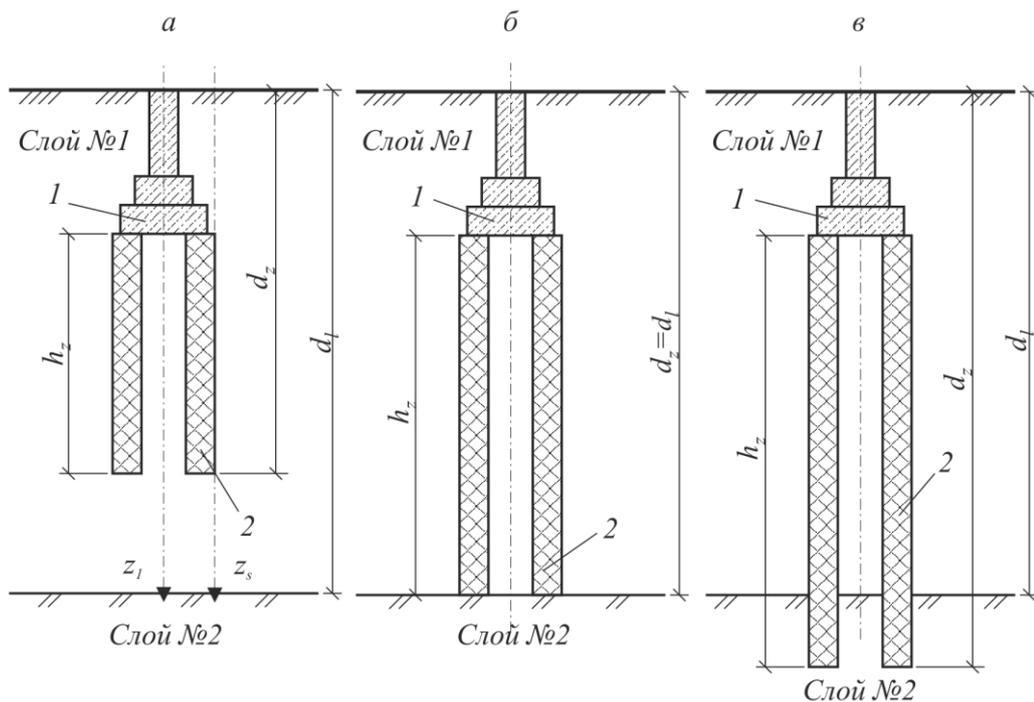


Рис. 3.19. Схемы расположения зон укрепления в границах слабого слоя (а), их опирания (б) и защемления (в) в сильном слое:
1 – фундамент; 2 – зоны закрепления; z_1, z_s – оси

Основные результаты анализа в виде полей изолиний вертикальных напряжений представлены на рис. 3.20.

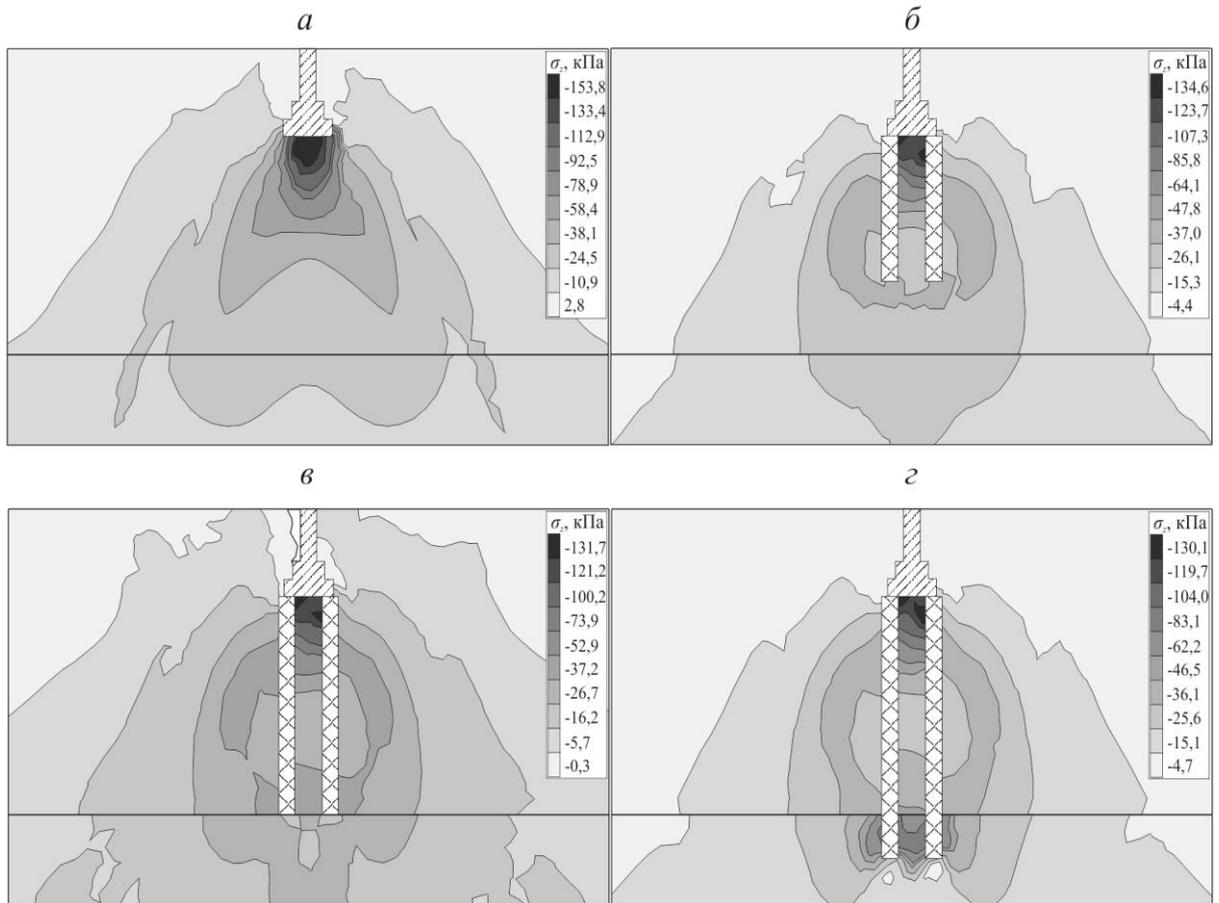


Рис. 3.20. Поля изолиний вертикальных напряжений σ_z при естественном основании (*a*), при расположении зон укрепления в границах слабого слоя (*б*), их опирании (*в*) и защемления (*г*) в сильном слое

Вертикальные напряжения в естественном слоистом грунтовом массиве (рис. 3.20, *a*) распределяются симметрично и имеют область концентрации напряжений под фундаментом, а также характерные искажения на границе слоев. При введении зон закрепления согласно схемам (рис. 3.20, *б*, *в*) образуются дополнительные области концентрации напряжений под основаниями зон, а также вдоль их боковых поверхностей. При закреплении по схеме № 3 зоны закрепления аналогичны жесткой заделке в сильный слой, т. к. в границах сильного слоя максимальные напряжения σ_z возникают вдоль их боковых граней.

Анализ распределения вертикальных напряжений σ_z от глубины массива z вдоль оси симметрии фундамента (рис. 3.21) показал образование области повышенных напряжений σ_z в диапазоне $z = 7,5\text{--}12,5$ м, при этом наибольший эффект достигается при схеме закрепления № 3 (рис. 3.21, *г*).

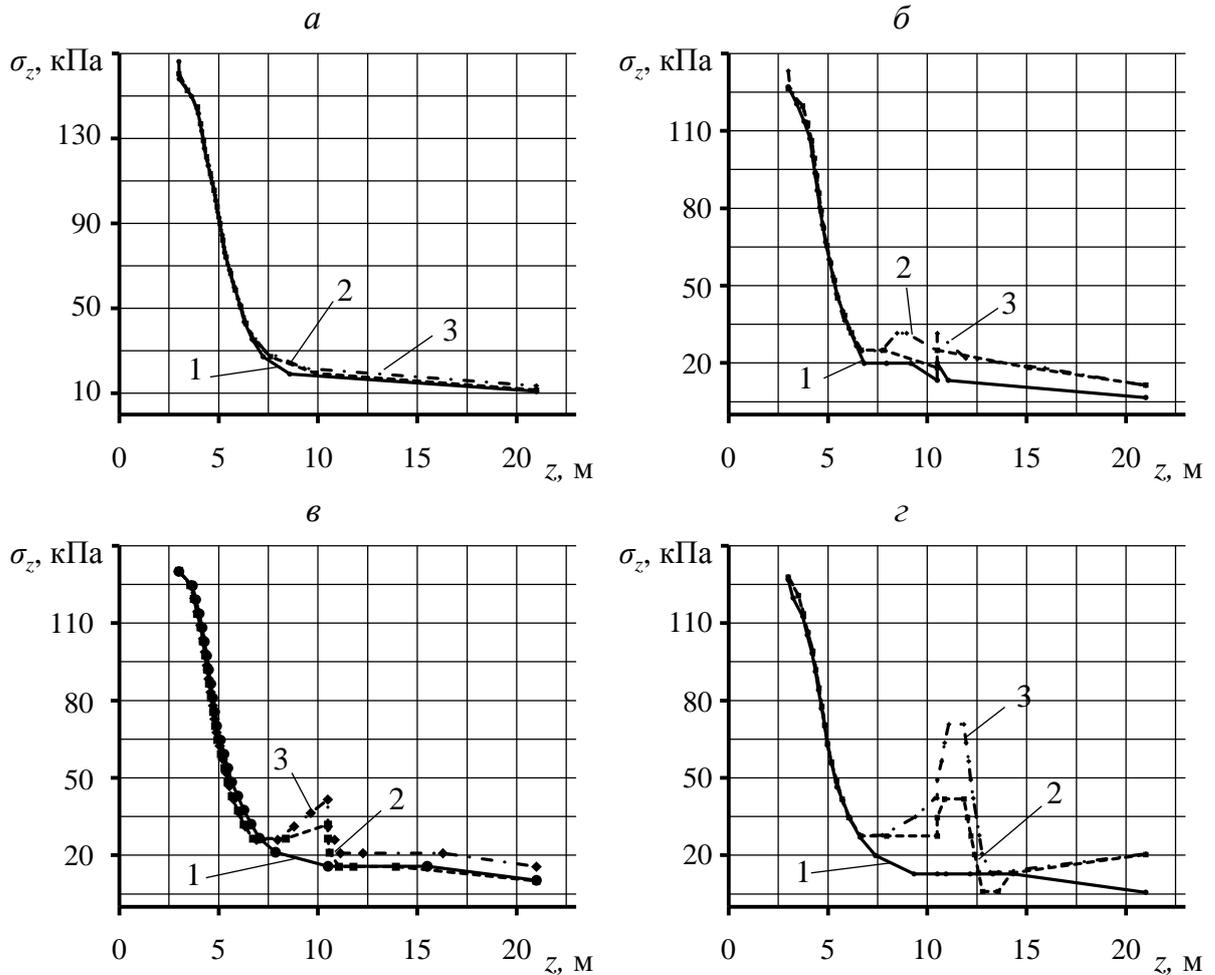


Рис. 3.21. Зависимость вертикальных напряжений σ_z от глубины модели z при естественном (а) и закрепленном основании согласно схеме № 1 (б), № 2 (в) и № 3 (г) и отношении свойств E_2/E_1 , равном:

$$1 - E_2/E_1 = 1; 2 - E_2/E_1 = 3; 3 - E_2/E_1 = 5$$

Зависимости вертикальных напряжений σ_z от глубины модели вдоль внешней боковой поверхности зон закрепления z_s представлены на рис. 3.22.

По приведенным графикам отмечено образование зон максимальных напряжений σ_z в диапазонах $z_s = 3-6$ м и $z_s = 8-9$ м при закреплении по схеме № 1 (рис. 3.22, а) и в диапазонах $z_s = 3-7$ м при закреплении по схемам № 2 и 3 (рис. 3.22, б, в). Концентрация напряжений на границе слоев имеет место в случаях б и в (рис. 3.22).

Для численной оценки введем коэффициент концентрации напряжений на границе слоев k_i , определенный по формуле (3.3). На рис. 3.23 приведены зависимости отношения коэффициентов концентрации слабого и сильного слоев k_1/k_2 от отношения E_2/E_1 .

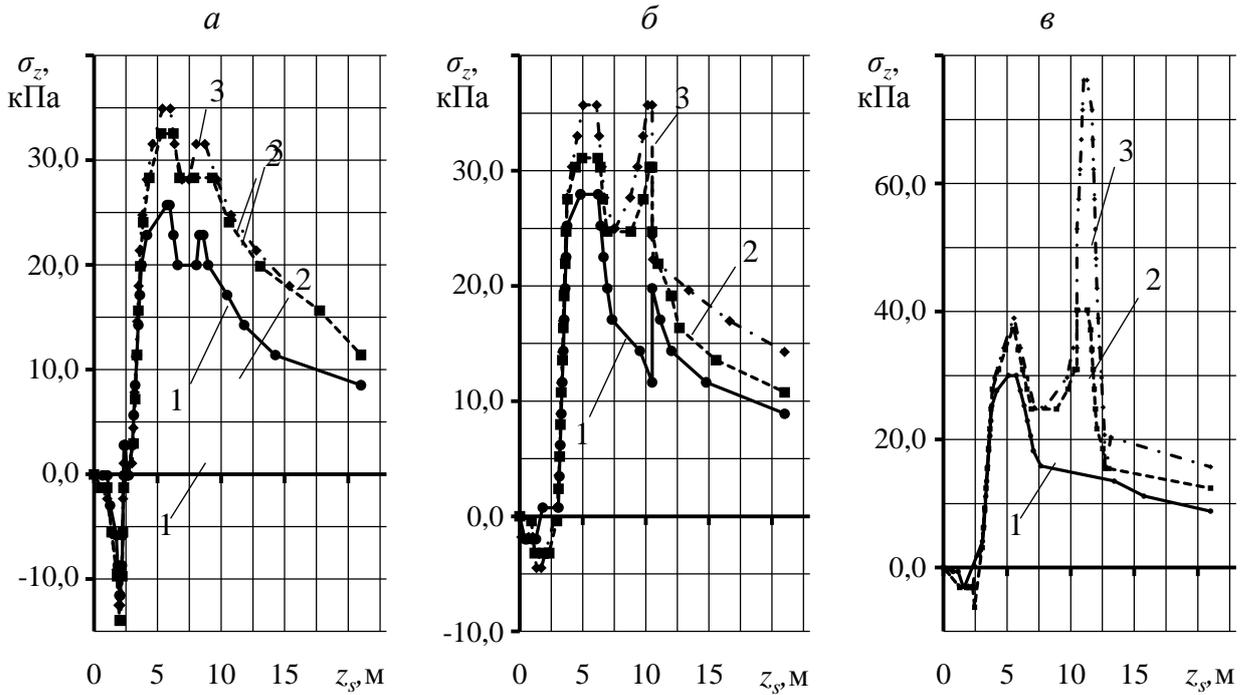


Рис. 3.22. Зависимости вертикальных напряжений σ_z от глубины модели z_s вдоль боковой грани зоны упрочнения при закрепленном основании согласно схемам № 1 (а), № 2 (б) и № 3 (в) и отношению свойств E_2/E_1 , равном:
 1 – $E_2/E_1 = 1$; 2 – $E_2/E_1 = 3$; 3 – $E_2/E_1 = 5$

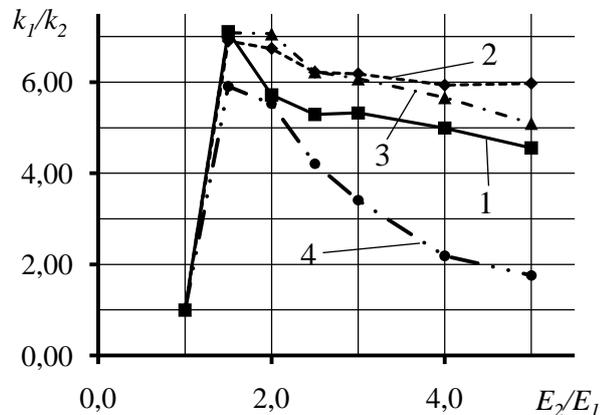


Рис. 3.23. Зависимость отношений коэффициентов концентрации k_1/k_2 от отношения E_2/E_1 :
 1 – при естественном массиве; 2 – при закреплении по схеме № 1;
 3 – по схеме № 2; 4 – по схеме № 3

С возрастанием отношения E_2/E_1 происходит перераспределение напряжений между слоями с образованием области максимальных значений в диапазоне $E_2/E_1 = 1,0-2,5$. При закреплении массива по схемам № 1 и № 2 наблюдается сглаживание максимальных отношений k_1/k_2 , их возрастание в диапазоне $E_2/E_1 = 2,0-5,0$, а форма распределения близка к линейной. Наибольший эффект

достигается при закреплении согласно схеме № 3, где наблюдается резкий спад отношений k_1/k_2 с сохранением области максимальных значений на интервале $E_2/E_1 = 1,0-2,5$.

Общий характер распределения деформаций ε_z в грунтовом массиве отражают поля изолиний, приведенные на рис. 3.24, графики зависимости ε_z от глубины модели z_s вдоль боковой грани зон закрепления (рис. 3.25).

Распределение деформаций ε_z как в естественном, так и искусственном грунтовом массиве происходит симметрично, преимущественно концентрируясь в границах слабого слоя. Области максимальных значений образуются в характерных частях массива, а именно:

- под фундаментом на глубине $z = 3-6$ м шириной 3,5–4,5 м, а при закреплении – в межзонном пространстве;
- под нижними концами зон закрепления средней шириной 5,5–6,5 м, в отдельных случаях 3,2–4,0 м.

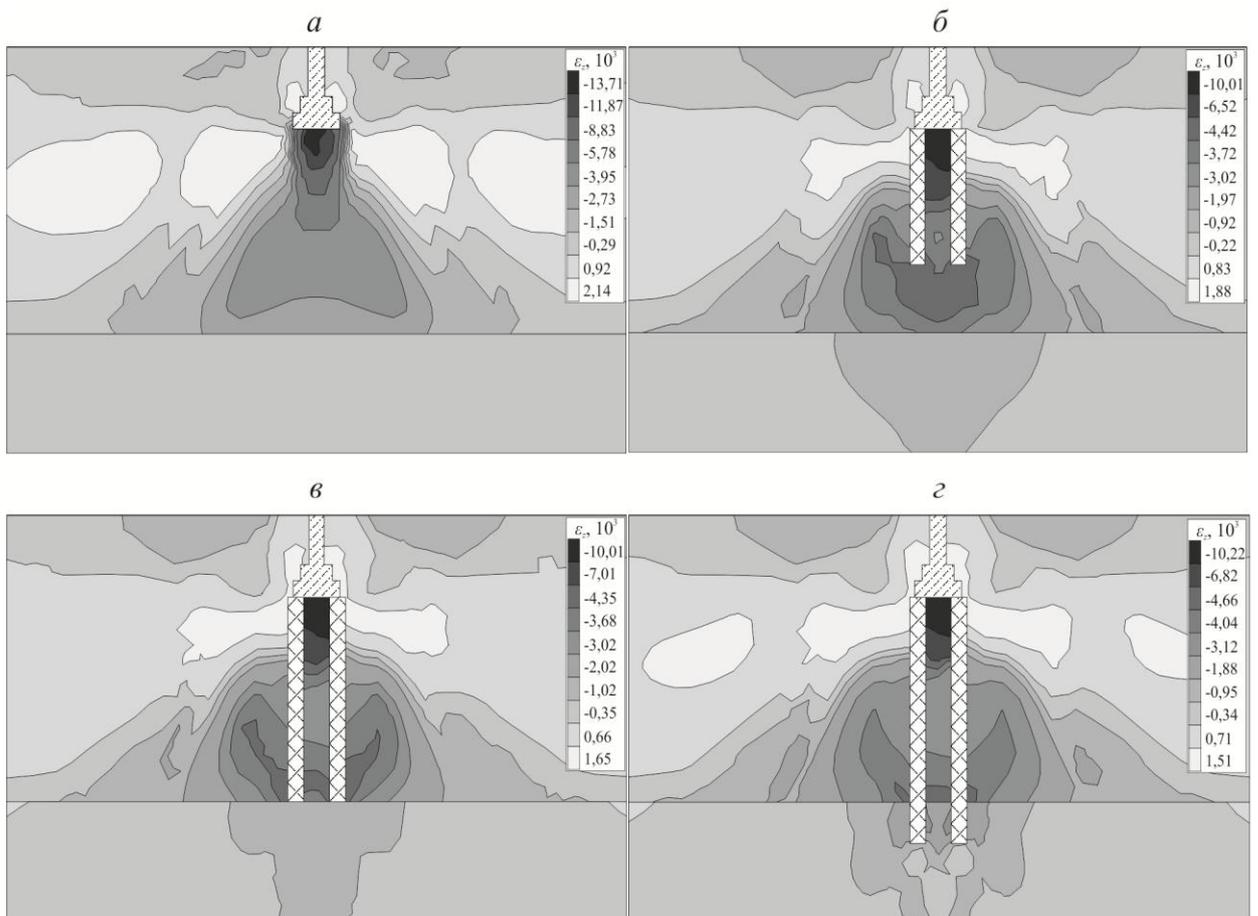


Рис. 3.24. Распределение вертикальных деформаций ε_z в естественном основании (а), при расположении зон укрепления в границах слабого слоя (б), их опирании (в) и защемления (г) в сильном слое

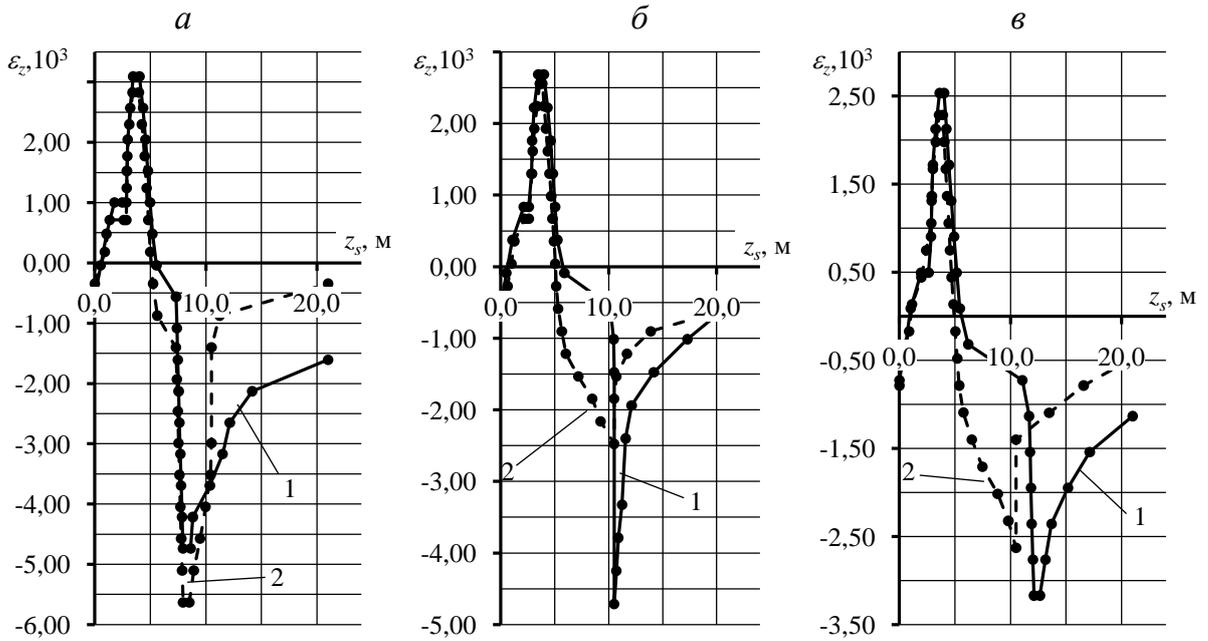


Рис. 3.25. Зависимость вертикальных деформаций ε_z от глубины модели z_s в закрепленном основании согласно схемам № 1 (а), № 2 (б) и № 3 (в) при отношении свойств E_2/E_1 , равном:
1 – $E_2/E_1 = 1$; 2 – $E_2/E_1 = 5$

На интервале глубины $z_s = 3,5-7,5$ м (в некоторых случаях до 10,5 м) наблюдается перемена характера деформаций, а также значительное увеличение значений ε_z (рис. 3.25, в). С увеличением отношения E_2/E_1 во всех случаях отмечается образование разности деформаций Δ_ε на границе слоев, в частности за счет перераспределения деформаций в границах слабого слоя. Зависимости Δ_ε от отношения E_2/E_1 приведены на рис. 3.26.

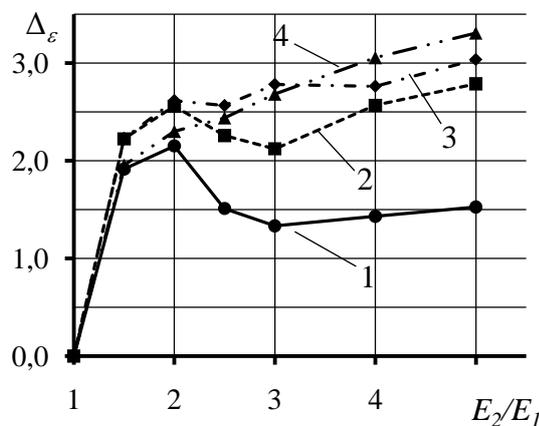


Рис. 3.26. Зависимость изменений вертикальных деформаций на границе слоев Δ_ε от отношения E_2/E_1 при:
1 – при естественном массиве; 2 – при закреплении по схеме № 1;
3 – по схеме № 2; 4 – по схеме № 3

Из приведенных зависимостей видно, что наибольшие значения Δ_ε отмечаются при схеме закрепления № 3 (рис. 3.19, в). Наименьшая величина Δ_ε отмечена при естественном массиве, однако на интервале отношения $E_2/E_1 = 1,5-2,5$ отмечаются максимальные значения, превышающие величину $\Delta_\varepsilon = 1,5$ при отношении $E_2/E_1 = 5$. Прочие схемы закрепления также имеют область максимальных значений при $E_2/E_1 = 1,5-3,0$.

В горнотехническом строительстве интерес представляет влияние угла наклона слоев β на их границе. В рамках работы был исследован диапазон угла залегания $\beta = 0-18^\circ$, т. к. залегание слоев при $\beta > 18^\circ$ в основаниях горнотехнических сооружений маловероятно и может считаться частным случаем.

Результаты анализа влияния угла залегания на распределение вертикальных деформаций ε_z представлены на рис. 3.27. Зависимость Δ_ε от отношения E_1/E_2 представлена на рис. 3.28.

Из графиков $\varepsilon_z(z)$ видно, что характер распределения деформаций аналогичен горизонтальному слоистому грунтовому основанию с сохранением на границе разности деформаций Δ_ε .

Таким образом, при угле залегания слоев $\beta < 18^\circ$ существенных изменений в форме распределения деформаций не отмечено. Нарушение симметрии распределения напряжений и деформаций массива имеют несущественные отклонения и могут быть компенсированы заданием различных проектных физико-механических свойств зон закрепления.

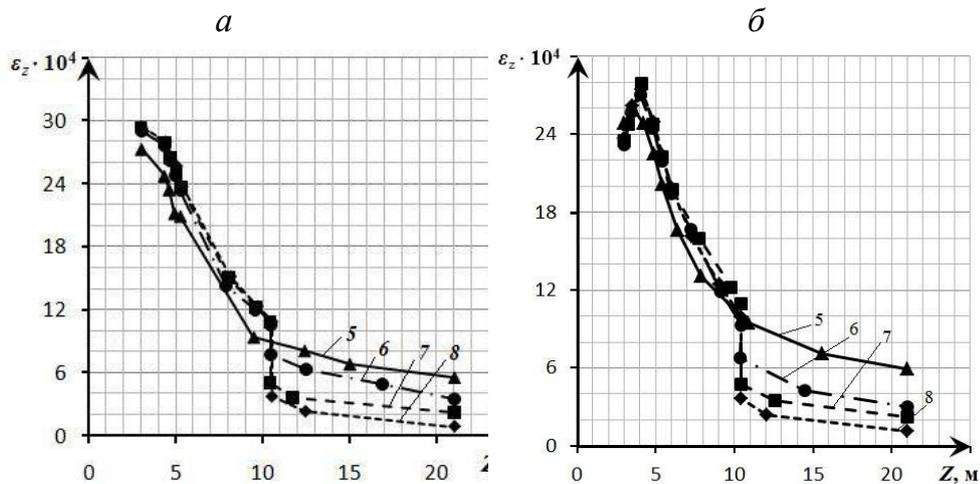


Рис. 3.27. Зависимости вертикальных деформаций ε_z от координаты z при угле $\beta = 0^\circ$ (а), при угле $\beta = 18^\circ$ (б) от отношения E_2/E_1 :
 1 – $E_1/E_2 = 1,0$; 2 – $E_1/E_2 = 0,67$; 3 – $E_1/E_2 = 0,33$; 4 – $E_1/E_2 = 0,22$

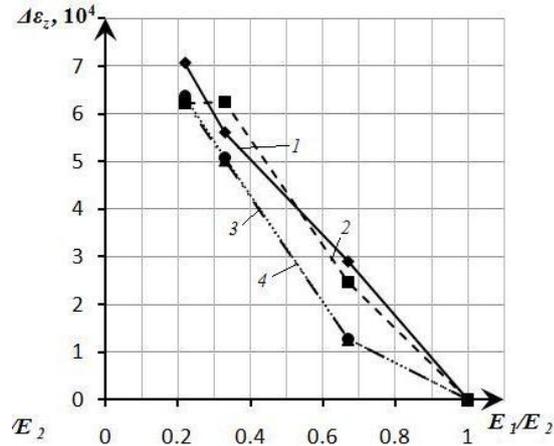


Рис. 3.28. Зависимость величины скачка вертикальных деформаций $\Delta \varepsilon$ от отношения E_1/E_2 при угле наклона слоев β :
 1 – $\beta = 0^\circ$; 2 – $\beta = 6^\circ$; 3 – $\beta = 12^\circ$; 4 – $\beta = 18^\circ$

Полученные результаты опубликованы в работе [133].

3.4. Исследование влияния неравномерности нагружения слоистого массива

На первичном этапе исследований была рассмотрена модель нагружения двумя близко расположенными штампами однородного грунтового массива со следующими механическими параметрами: модуль деформации $E = 5$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,36$; угол внутреннего трения $\varphi = 18^\circ$; сцепление $C = 5$ кПа, плотность $\rho = 1750$ кг/м³ (рис. 3.29, а). Параметры штампов: модуль деформации $E_f = 2000$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu_f = 0,15$, плотность $\rho_f = 2500$ кг/м³, ширина $b_f = 1$ м; высота $h_f = 0,5$ м.

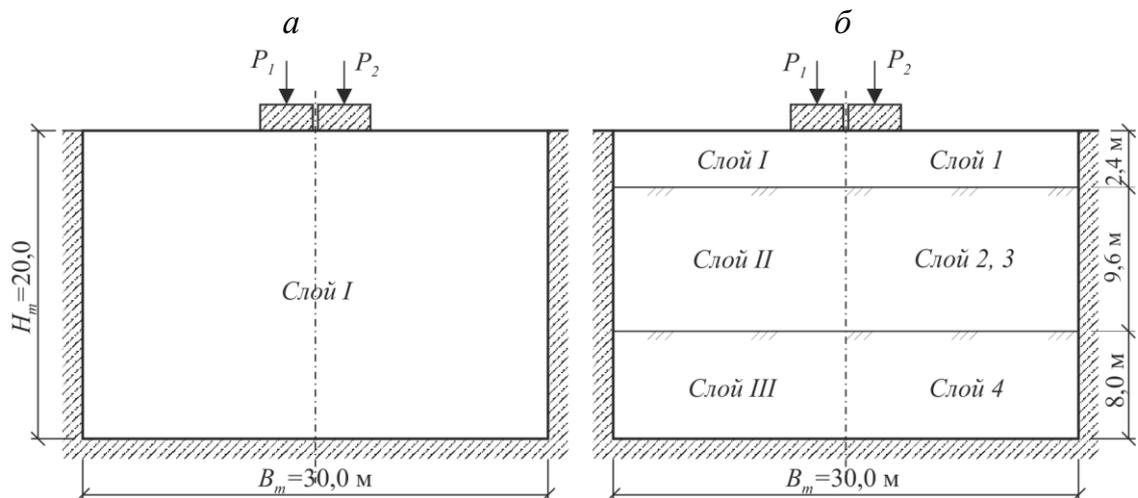


Рис. 3.29. Расчетная модель нагружения однородного (а) и неоднородного (б) массивов

Неравномерность нагружения основания достигалась заданием различных отношений нагрузок на штампы P_2/P_1 аналогично подходу, изложенному в работе [134]. Была сформирована, в соответствии с принципами, изложенными в [72], база моделей при $P_1 = 60$ кН, отношениях $P_2/P_1 = 1,0; 1,5; 2,0$ и трехслойном строении основания (рис. 3.29, б), сложенного грунтами с различными физико-механическими свойствами (табл. 3.2).

Таблица 3.2

Физико-механические свойства грунтов основания

Неоднородное основание						Реальный объект					
Наименование слоя	Физико-механические свойства					Наименование слоя	Физико-механические свойства				
	φ , град.	C , кПа	E , МПа	ρ , кг/м ³	ν , д. е.		φ , град.	C , кПа	E , МПа	ρ , кг/м ³	ν , д. е.
Слой I	18	5	5	1920	0,39	Слой 1	18	10,0	5,0	1950	0,36
Слой II	18	20	14	1920	0,29	Слой 2	19	27,5	15,4	1910	0,28
						Слой 3	17	14,0	11,4	1930	0,30
Слой III	18	15	8	1850	0,29	Слой 4	18	14,3	7,4	1850	0,28

В результате расчетов установлена близкая к линейной зависимость отношения вертикальных смещений (осадок) Δ_1/Δ_2 под соответствующими штампами от отношения нагрузок P_2/P_1 (рис. 3.30). Нарушение линейной зависимости при $P_1 = 80$ кН и $P_2/P_1 = 3,0$ обусловлено превышением предела прочности грунта и развитием значительных пластических деформаций.

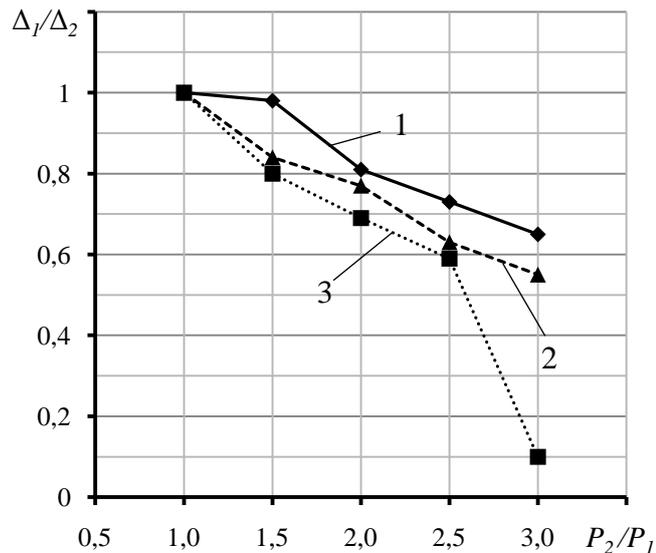


Рис. 3.30. Зависимости отношения вертикальных смещений (осадок) под штампами Δ_1/Δ_2 от отношения нагрузок на штампы P_2/P_1 при P_1 , равном: 1 — $P_1 = 40$ кН; 2 — $P_1 = 60$ кН; 3 — $P_1 = 80$ кН

Вертикальные напряжения под штампами σ_{z1} и σ_{z2} монотонно уменьшаются с увеличением глубины модели z , при этом их значения многократно выше под штампом № 2 (рис. 3.31, *a*). При анализе горизонтальных напряжений σ_{x1} и σ_{x2} установлено, что при отношении $P_2/P_1 = 1$ происходит уменьшение напряжений по глубине, однако при $P_2/P_1 = 1,5-3$ отмечено образование зоны отрицательных сжимающих напряжений с глубины $z = 3$ м, причем концентрация напряжений и ширина этой зоны зависят от нагрузки P_1 и отношения P_2/P_1 . При высоких значениях P_2/P_1 под более нагруженным штампом образуется зона максимальных сжимающих напряжений на интервале $z = 3$ м (рис. 3.31, *б*).

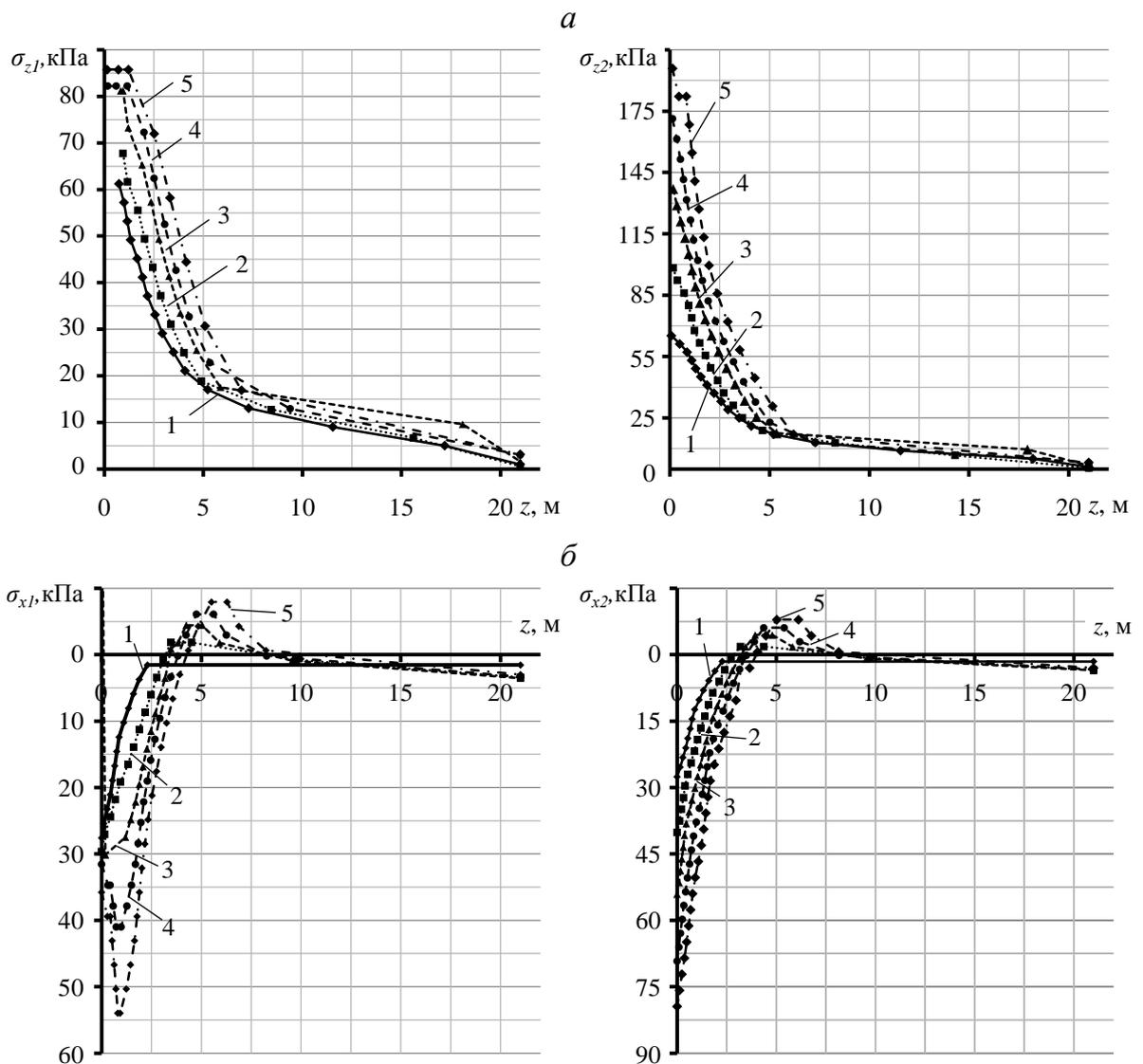


Рис. 3.31. Зависимость вертикальных σ_z (*a*) и горизонтальных σ_x (*б*) напряжений под штампами от глубины массива z при нагрузках $P_1 = 60$ кН и отношениях нагрузок на штампы P_2/P_1 , равных:
 1 – $P_2/P_1 = 1$; 2 – $P_2/P_1 = 1,5$; 3 – $P_2/P_1 = 2$; 4 – $P_2/P_1 = 2,5$; 5 – $P_2/P_1 = 3$

Детальный анализ показал, что влияние близко установленных штампов на напряженное состояние массива заключается в следующем: повышение абсолютных значений напряжений σ_{z1} и σ_{z2} без изменения характера их распределения с увеличением отношений P_2/P_1 ; зависимость пиковых значений σ_x в зонах отрицательных сжимающих напряжений под обоими штампами от отношения P_2/P_1 ; образование зоны концентрации сжимающих горизонтальных напряжений σ_x под менее нагруженным штампом с увеличением нагрузки и отношения P_2/P_1 .

Зоны отрицательных сжимающих горизонтальных напряжений, наиболее опасных с точки зрения нарушения устойчивости основания, распределены по глубине модели на интервале $z = 3\text{--}8$ м.

Для количественной оценки формирующейся зоны опорного давления введем следующие интегральные характеристики:

- расстояние до точки максимальных напряжений;
- коэффициент концентрации k_c , аналогичный введенному ранее по формуле (3.3).

Характер развития зоны максимальных отрицательных сжимающих напряжений и зависимость коэффициента k_c от отношения P_2/P_1 приведены на рис. 3.32.

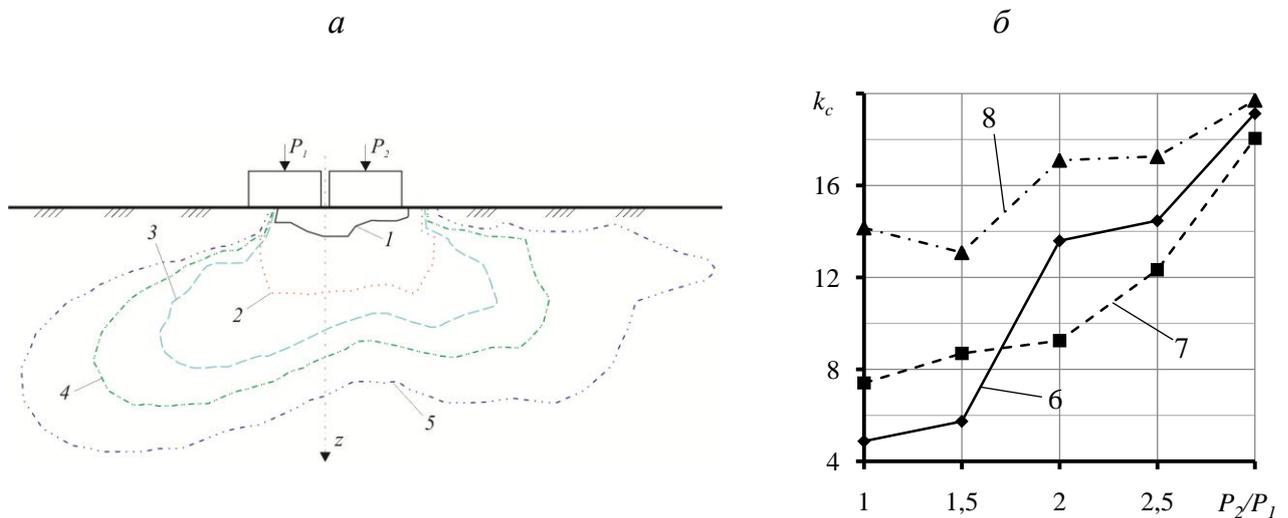


Рис. 3.32. Форма образования зон концентрации отрицательных напряжений (а) и зависимость коэффициента концентрации k_c от отношении нагрузок на штампы P_2/P_1 (б) и величине P_1 :
 1 – $P_2/P_1 = 1$; 2 – $P_2/P_1 = 1,5$; 3 – $P_2/P_1 = 2$; 4 – $P_2/P_1 = 2,5$; 5 – $P_2/P_1 = 3$;
 6 – $P_1 = 40$ кН; 7 – $P_1 = 60$ кН; 8 – $P_1 = 80$ кН

Характер развития вертикальных деформаций ε_z в значительной мере повторяет характер графиков $\sigma_z(z)$, приведенных на рис. 3.32: происходит уменьшение деформаций ε_{z1} и ε_{z2} по глубине модели z монотонно, без образования аномальных зон деформаций. В диапазоне $z = 0,5-2,0$ м отмечено хаотичное изменение ε_{z1} , как следствие влияния близко стоящих штампов (рис. 3.33).

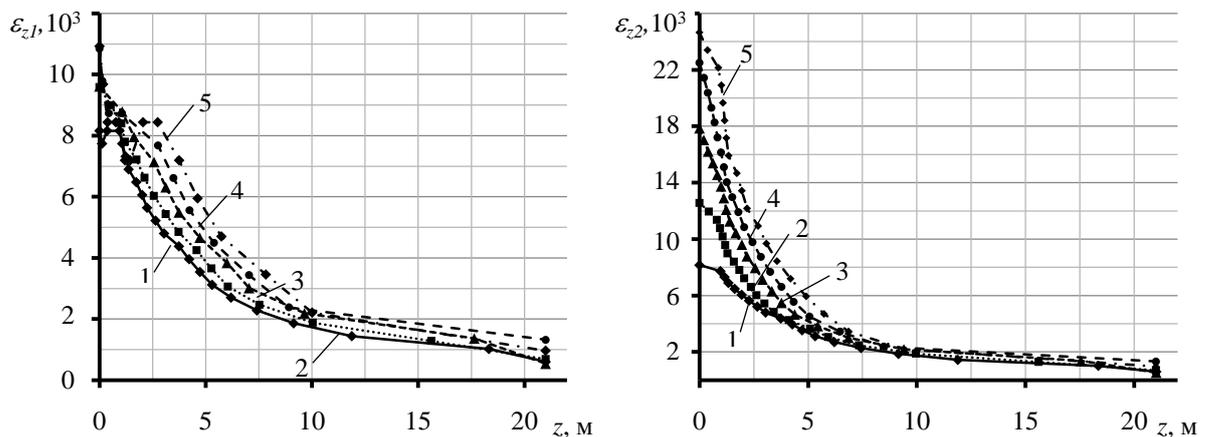


Рис. 3.33. Зависимости вертикальных деформаций ε_{z1} и ε_{z2} массива от глубины z массива при нагрузках $P_1 = 80$ кН и отношениях нагрузок на штампы P_2/P_1 , равных:
 1 – $P_2/P_1 = 1$; 2 – $P_2/P_1 = 1,5$; 3 – $P_2/P_1 = 2$; 4 – $P_2/P_1 = 2,5$; 5 – $P_2/P_1 = 3$

Значительно более сложный характер зафиксирован в развитии горизонтальных деформаций ε_x . Из приведенных зависимостей $\varepsilon_{x1}(z)$ и $\varepsilon_{x2}(z)$ следует, что при нагружении происходит поперечное смещение грунта в сторону от осей симметрии штампов в двух противоположных направлениях (рис. 3.34).

При анализе зависимостей $\varepsilon_{x1}(z)$ и $\varepsilon_{x2}(z)$ при разных отношениях P_2/P_1 выявлена зона максимальных горизонтальных деформаций, расположенная в диапазоне $z = 0,5-10$ м. Под влиянием более нагруженного штампа глубина расположения максимальных значений ε_x увеличивается, а их величина монотонно возрастает.

С увеличением отношения P_2/P_1 асимметрия распределения горизонтальных деформаций становится более выраженной (рис. 3.35).

Основные результаты анализа баз данных результатов моделирования неравномерно нагруженного неоднородного основания (см. схему на рис. 3.29, б) представлены на рис. 3.36.

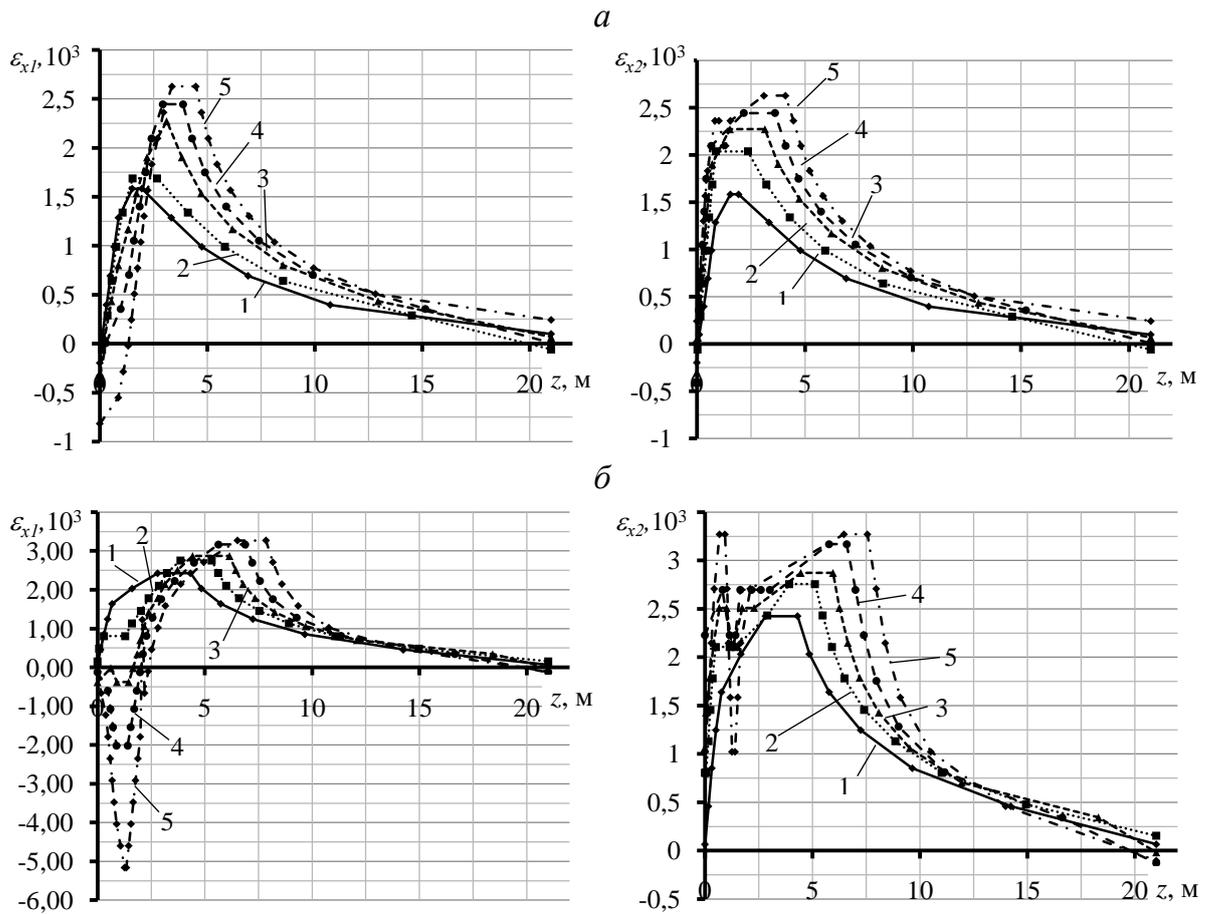


Рис. 3.34. Зависимости горизонтальных деформаций массива ε_{x1} и ε_{x2} от глубины массива z при нагрузках $P_1 = 40$ кН (а), $P_1 = 80$ кН (б) и отношениях нагрузок на штампы P_2/P_1 , равных:
 1 – $P_2/P_1 = 1$; 2 – $P_2/P_1 = 1,5$; 3 – $P_2/P_1 = 2$; 4 – $P_2/P_1 = 2,5$; 5 – $P_2/P_1 = 3$

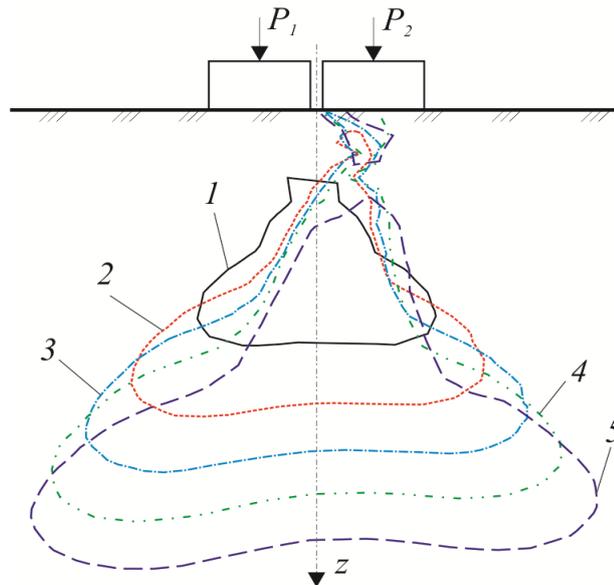


Рис. 3.35. Распределение зон максимальных горизонтальных деформаций при P_2/P_1 , равном:
 1 – $P_2/P_1 = 1$; 2 – $P_2/P_1 = 1,5$; 3 – $P_2/P_1 = 2$; 4 – $P_2/P_1 = 2,5$; 5 – $P_2/P_1 = 3$

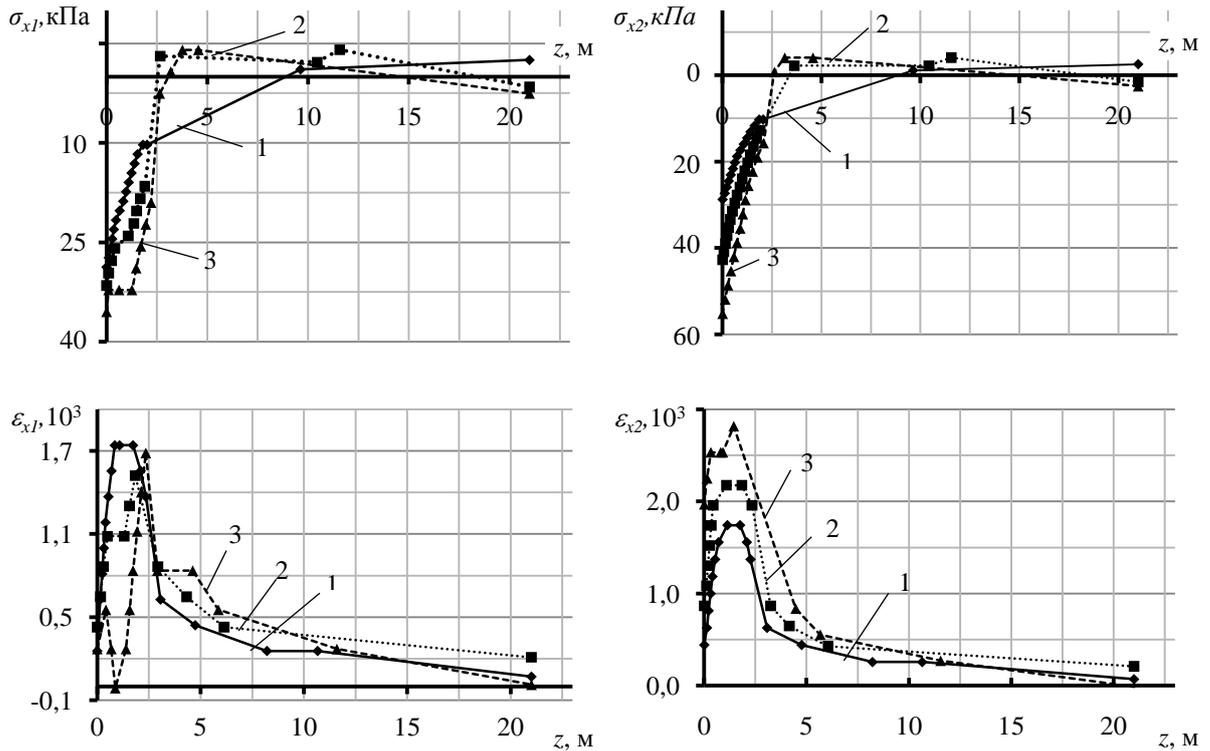


Рис. 3.36 Зависимости горизонтальных напряжений σ_x и деформаций ε_x под штампами от глубины массива z при нагрузке $P_1 = 60$ кН и отношениях нагрузок на штампы P_2/P_1 , равных:
 1 – $P_2/P_1 = 1$; 2 – $P_2/P_1 = 1,5$; 3 – $P_2/P_1 = 2$

Особенность напряженно-деформированного состояния слоистого грунтового основания под штампами состоит в том, что максимальные горизонтальные деформации локализируются на границе первого слабого слоя ($z = 2,4$ м); этой отметке соответствует изгиб графиков вертикальных деформаций ε_z и появление отрицательных сжимающих горизонтальных напряжений σ_x .

Влияние неоднородного строения грунтового основания на распределение $\varepsilon_x(z)$ выражается в концентрации деформаций в границах слабого (верхнего) слоя и последующим их монотонном уменьшении без образования характерных изгибов.

Изменение характера распределения $\varepsilon_{x1}(z)$ и снижение сжимающих деформаций ε_{x1} в границах первого слоя является следствием влияния соседнего штампа.

Полученные результаты опубликованы в работе [135].

Выводы

Исследование закономерностей геомеханических процессов при укреплении грунтовых оснований в различных геологических и геотехнических условиях позволили сделать следующие выводы.

1. При закреплении однородного грунтового основания происходит перераспределение напряжений и деформаций в более глубокие зоны массива. При этом вертикальные смещения фундамента монотонно убывают с возрастанием высоты зон закрепления, а их величина уменьшается с увеличением расстояния между зонами и их относительной жесткости. Величина отрицательного приращения оседаний, характеризующая эффективность укрепления грунтов, нелинейно возрастает с увеличением диаметра d_z , высоты h_z и продольной площади S_z зоны закрепления. Распределение по глубине вертикальных напряжений σ_z выравнивается при $d_z > 6$ м и $h_z > 4$ м, при этом в нижней части зоны закрепления формируются отрицательные сжимающие напряжения. Вертикальные деформации повторяют графики напряжений, а горизонтальные – выравниваются по глубине зоны закрепления. Зона закрепления как элемент строительной конструкции испытывает сложное НДС с концентрацией напряжений и деформаций в верхней и нижней областях, т. е. работает как балка с жесткой заделкой в прочном грунтовом слое.

2. При асимметричной нагрузке, включающей горизонтальную составляющую T , соизмеримую с вертикальной P , возникающую от натяжения канатов копра или ветровой нагрузки, происходит смещение максимальных вертикальных напряжений σ_z в опорную часть массива под фундаментом, при этом асимметрия напряжений увеличивается с ростом отношения T/P , а величины коэффициентов их концентрации линейно зависят от этого отношения. Зона упрочнения не изменяет напряженного состояния выше подошвы фундамента, но снижает их уровень ниже нее. Деформированное состояние при увеличении отношения T/P также изменяется только в верхней части основания. Графики зависимостей интегральных показателей от отношения T/P для всех составляющих напряжений и деформаций показывают, что укрепление в диапазоне продольной площади 1,8–3,6 м² снижает величины I_{σ_z} и I_{ϵ_z} на 10–15 %, а I_{ϵ_x} – до 60–70 %, уменьшая риск нарушения устойчивости фундамента.

3. При моделировании слоистого основания, закрепляемого по трем схемам, установлено, что при углублении в нижний жесткий слой в нем образуются дополнительные зоны максимальных вертикальных напряжений, уровень которых увеличивается как по оси симметрии, так и по боковой грани зоны упрочнения, при отношении модулей деформации слоев $E_2/E_1 = 5$ соотношение коэффициентов концентрации в слабом и сильном слоях за счет упрочнения уменьшаются более чем в 3 раза. Вертикальные деформации также в основном наблюдаются в пределах слабого слоя; на границе слоев зафиксирована разность деформаций Δ , величина которой увеличивается с ростом отношения E_2/E_1 для всех схем закрепления.

Исследовано изменение угла наклона границы слоев в диапазоне $\beta = 0-18^\circ$. Графики распределения вертикальных деформаций ε_z и их скачка на границе слоев при всех схемах закрепления в диапазоне $E_1/E_2 = 0,22-1,0$ показывают, что влияние изменения β близко к погрешности расчета (5 %) и в геомеханическом прогнозе может не учитываться.

4. При нагружении однородного массива разнонагруженными штампами была установлена близкая к линейной зависимость отношения вертикальных смещений от отношения нагрузок P_2/P_1 . Если вертикальные напряжения монотонно убывают с глубиной, то у горизонтальных установлена зона образования отрицательных сжимающих напряжений, которые распространяются в менее нагруженный массив, а коэффициент концентрации линейно зависит от соотношения нагрузок P_2/P_1 . Графики горизонтальных деформаций говорят о том, что происходят поперечные смещения грунта в противоположных направлениях, причем с ростом отношения P_2/P_1 асимметрия деформаций усиливается.

Основная особенность НДС неравномерно нагруженного слоистого массива состоит в том, что вертикальные деформации сосредоточены в пределах первого слабого слоя, а горизонтальные – локализованы на его границе.

Установленные закономерности формирования геомеханического состояния укрепляемых грунтовых оснований при различных их строениях и схемах нагружения позволили перейти к разработке практических рекомендаций и их применению на реальных объектах.

4. РАЗРАБОТКА И ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО УКРЕПЛЕНИЮ ОСНОВАНИЙ ГОРНТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

4.1. Разработка методики обоснования технологических параметров укрепления грунтовых оснований

Реализацией теоретических основ методики компьютерного моделирования и установленных закономерностей изменения геомеханического состояния укрепляемых грунтовых оснований сооружений, изложенных в главах 2 и 3, является комплексная методика геомеханического обоснования технологических параметров укрепления как строящихся, так и в локальных зонах нарушения устойчивости грунтовых оснований эксплуатируемых горнотехнических зданий и сооружений.

Область применения данной методики включает большинство потенциально аварийных объектов (рис. 4.1), в частности:

- зданий производственного и непроизводственного назначений;
- горнотехнические сооружения и сооружения транспортного назначения;
- здания энергетического и вспомогательного комплекса.

При соответствии геологических условий и технологических параметров сооружения, данная методика может применяться к зданиям общего гражданского и производственного назначения.

Методика включает поэтапное определение основных технологических параметров укрепления грунтового основания: требуемого диаметра зон закрепления d_z , их высоты h и расположения в грунтовом массиве относительно фундамента; требуемых деформационных и прочностных свойств грунтоцементного тела.

Разработанную методику целесообразно интегрировать в существующие методики по определению технологических параметров закрепления с целью подробного исследования неустойчивого грунтового массива и корректировки параметров в потенциально аварийных областях. К существующему порядку определения параметров относится методика расчета и проектирования геотехногенных блоков [136], включающая этапы определения геометрических параметров высоты и диаметра блока, расстояния между инъекторами, расхода раствора материала.

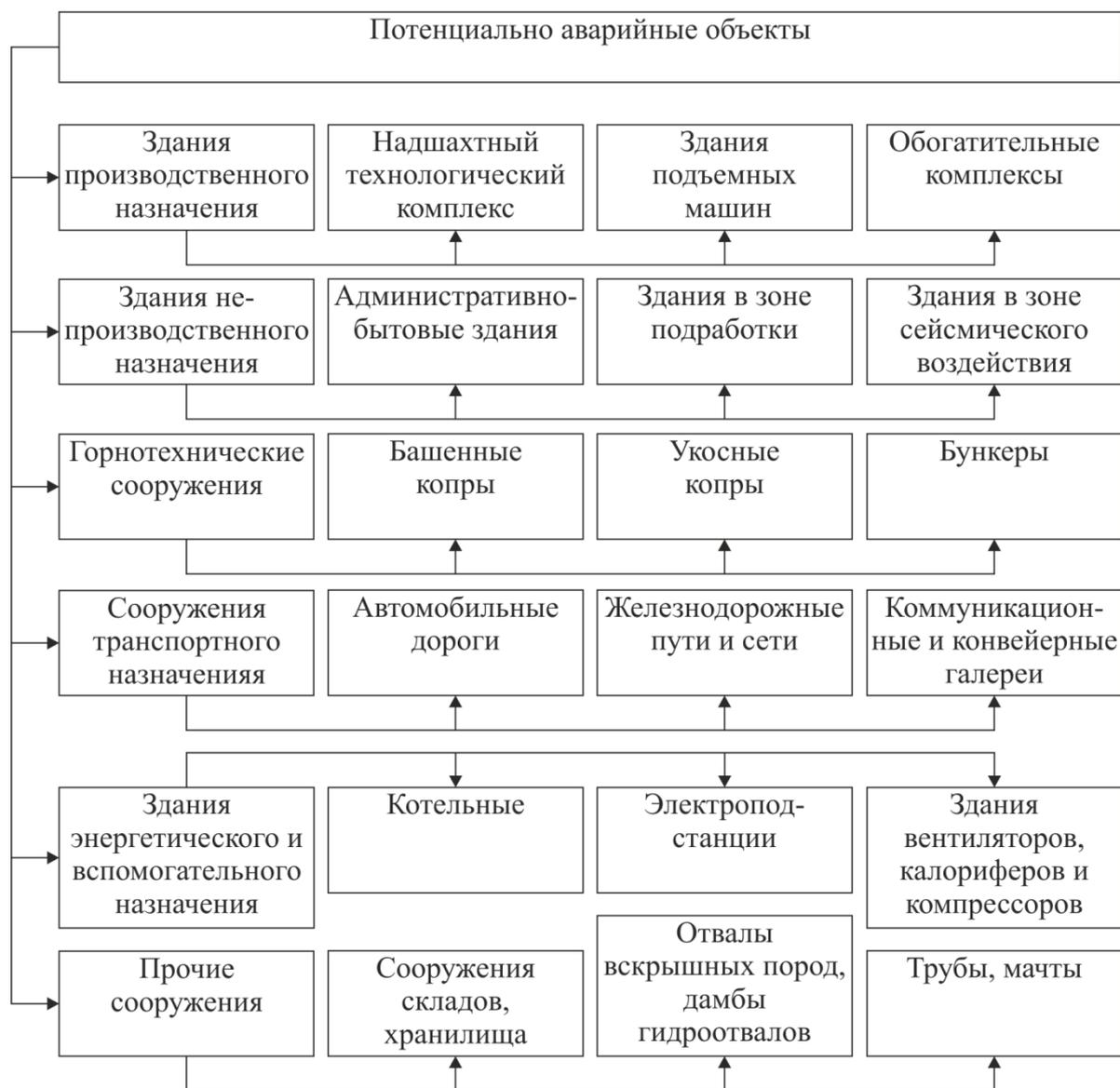


Рис. 4.1. Классификация объектов горнодобывающей промышленности

Базовая технология укрепления грунтовых оснований сооружений основана на методе геотехногенных блоков, разработанном НИИ «Уральского ПромСтройНИИПроект» и Институтом геологии и геохимии УрО АН СССР. Технология предполагает классификацию грунтов на 6 типов с квазиоднородными свойствами: неуплотненные водонасыщенные суглинки и глины разной степени уплотнения, элювиальные крупнообломочные грунты, слабыветрелые полускальные породы, скальные трещиноватые породы. Методика включает инженерно-геологические изыскания, определение по их результатам глубины погружения инъекторов h , состава раствора, давления P , диаметра зоны упрочнения d (включая зоны обжатия, собственно упрочнения, уплотнения и опрессовывания), расстояния между инъекторами, расхода раствора Q . Для проведения расчетов опре-

деляют эффективный модуль деформации E геотехногенного блока и оценивают соответствие расчетных осадок, перемещений, давления и устойчивости блока требованиям нормативов [61].



Рис. 4.2. Алгоритм определения технологических параметров укрепления однородного грунтового основания методом геотехногенных блоков (базовой технологией укрепления)

Использование компьютерного моделирования позволяет детализировать геомеханический прогноз напряженно-деформированного состояния грунтового основания за счет учета реальной неоднородности его свойств.

Алгоритм комбинированной методики представлен на рис. 4.3.

Особенность комбинированной методики состоит в численном моделировании двух базовых геомеханических моделей: базовой и локальной. Базовая модель основана на исходных данных инженерно-геологических изысканий, технологических параметрах и включает параметры базовой технологии закрепления, определенные согласно существующей методике. После первичного моделирова-

ния происходит аналитическое сравнение значений вертикальных оседаний Δ_i с критическими значениями $\Delta_{кр}$.

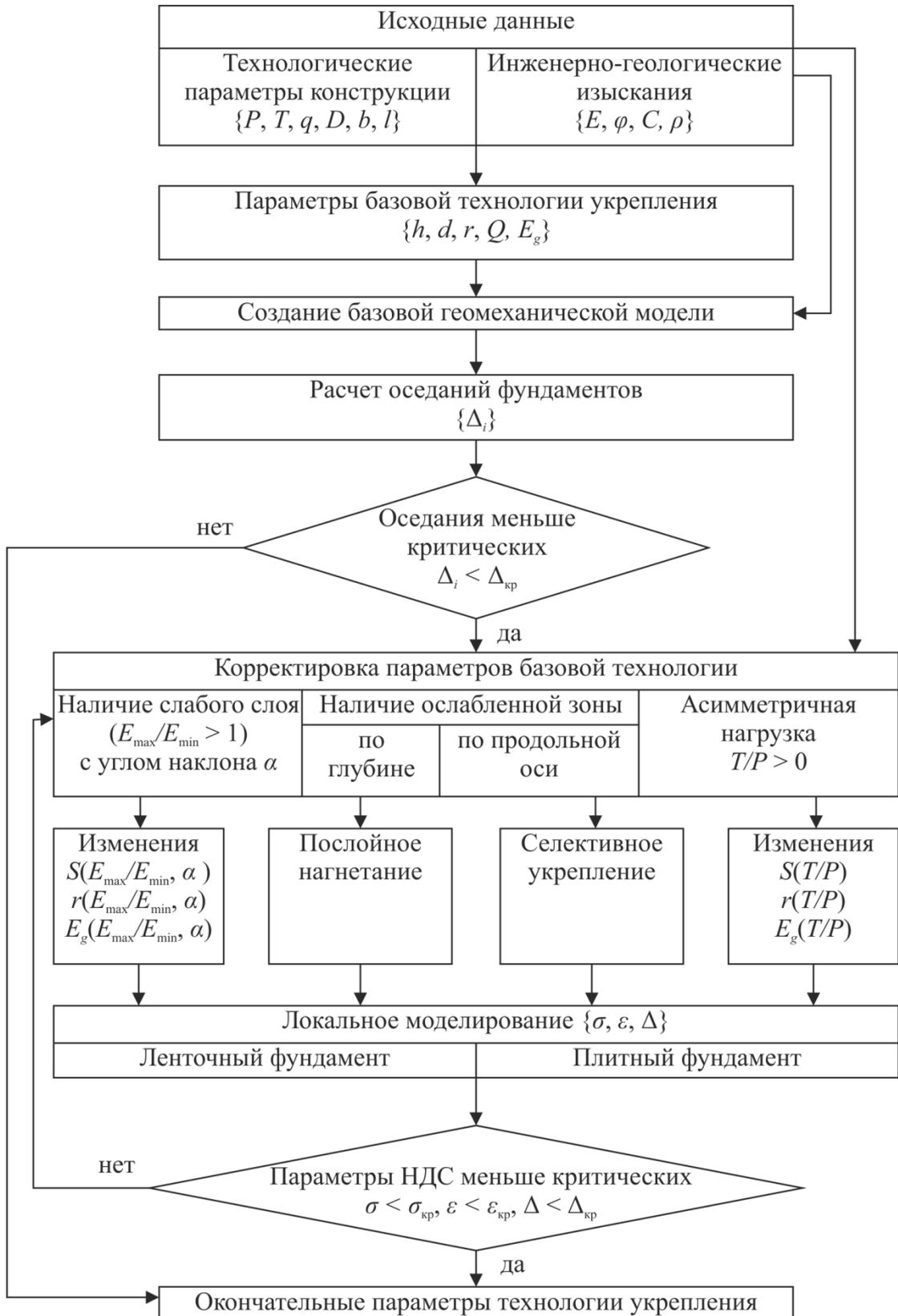


Рис. 4.3. Алгоритм геомеханического обоснования технологических параметров укрепляемых грунтовых оснований технических сооружений

При условии $\Delta_i > \Delta_{кр}$ происходит переход к частному (локальному) моделированию, при этом корректируют базовую модель с учетом наличия слабого слоя, ослабленных зон, а также особенностей нагружения фундаментов. Для каждого случая имеет место различный подход, в частности, корректируют продольную площадь зон закрепления S , расстояния r между инъекторами и деформационные характеристики E_g зон закрепления. Далее производится локальное моделирование и определение параметров напряженного σ , деформированного ε состояния и вертикальных оседаний Δ . При локальном моделировании важно учитывать тип фундамента так, как фундаменты плитные требуют трехмерного моделирования.

После локального моделирования происходит проверка по критическим значениям $\sigma_{кр}$, $\varepsilon_{кр}$, и утверждение окончательных параметров технологии.

Описанный алгоритм применим как для проектирования строящихся сооружений на слабых основаниях, так и для устранения аварийных ситуаций на эксплуатируемых объектах.

Ниже приведены результаты разработки конкретных рекомендаций по повышению устойчивости насыпных и естественных грунтовых оснований сооружений различного назначения.

4.2. Разработка рекомендаций по повышению устойчивости горнотехнического сооружения на насыпном основании

Устойчивость грунтовых оснований и фундаментов горнотехнических сооружений является неотъемлемым условием бесперебойного и безопасного технологического процесса по добыче и транспортировке полезных ископаемых. В ряде случаев горнотехнические сооружения, такие как обогатительные установки, комплексы наклонной сепарации (КНС), заправочные пункты, возводятся в зоне горных работ на насыпных основаниях из вскрышных пород. В основаниях таких сооружений залегают техногенные грунты с разной степенью плотности и низкими деформационными свойствами. Такие геологические условия способствуют развитию неравномерных вертикальных оседаний и в большинстве случаев являются причинами техногенных аварий. Примером описанных выше горнотехнических сооружений является сезонная обогатительная установка с сепараторами и КНС в филиале ОАО УК «Кузбассразрезуголь» «Краснобродский угольный разрез». По данным визуальных обследований и инженерно-геологических изысканий, проведенных ООО «НООЦЕНТР», сооружение находится в аварийном со-

стоянии, КНС имеет существенные неравномерные оседания опор галерей конвейеров.

Объект исследований включает в себя здание обогатительного корпуса, галерей № 5, № 9, № 11, дробилку, дробильное отделение и приемный бункер (рис. 4.4). Все элементы галерей имеют типовые конструктивные решения, в том числе столбчатые железобетонные фундаменты основных типоразмеров ФМ-1, ФМ-2, ФМ-3, ФМ-4, ФМ-1* и ФМ-2* [137]. Фундамент обогатительного корпуса представлен в виде мелкозаглубленного плитного железобетонного фундамента, имеющего размеры в плане 22,0×22,0 м, фундаменты опор галерей имеют размеры 4,8×1,5 м.

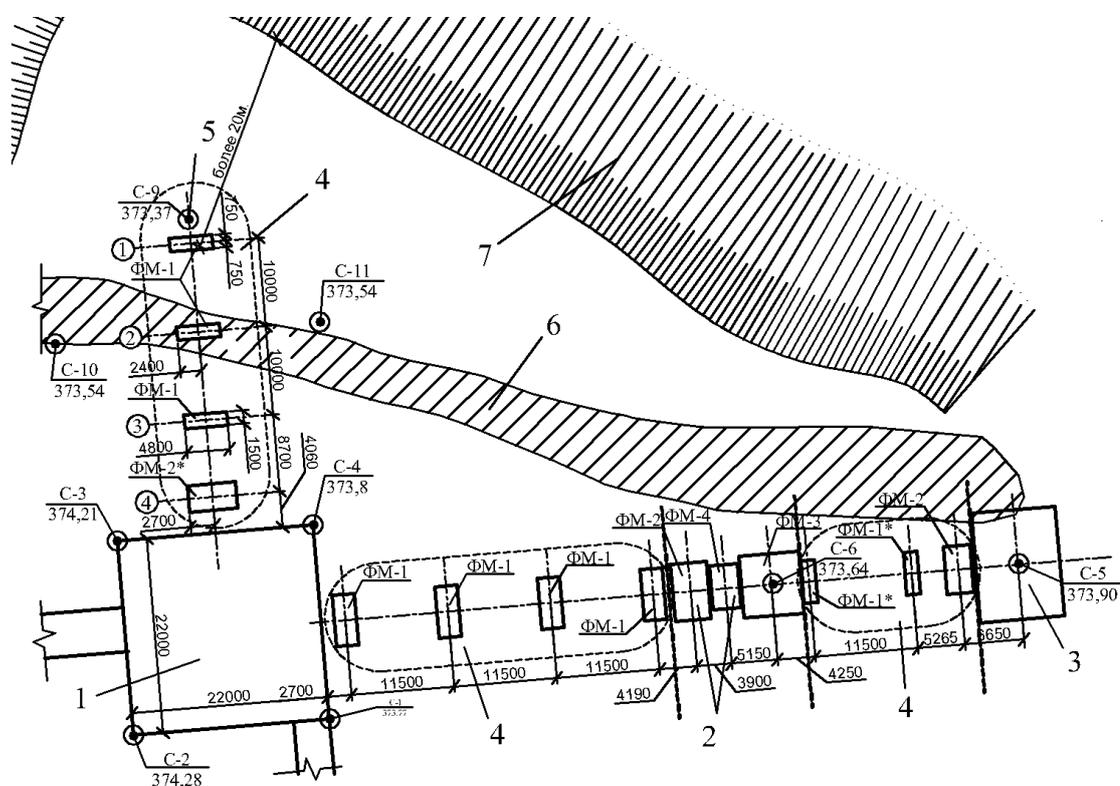


Рис. 4.4. Схема территории и план исследуемого объекта:

- 1 – обогатительный корпус; 2 – дробилка и дробильное отделение;
 3 – приемный бункер; 4 – галереи № 11, 5, 9; 5 – геологические скважины;
 6 – зона ослабления грунтов; 7 – откос насыпного основания

На рассматриваемой площадке литологический разрез на глубине от 8 до 20 м представлен современными техногенными насыпными грунтами в виде смеси дресвы, щебня, глыб, супесчаного и песчаного материала, плотно укатанными, а с глубины 1 м – насыпным суглинком с дресвой и щебнем. Обломки и мелкий заполнитель представлены осадочными горными породами типа песчаника вы-

ветрелого малой прочности. Суглинок содержит локальные линзы и гнезда дресвяного грунта с суглинистым твердым, плотным заполнителем до 35–45 %. Они имеют повсеместное распространение по всей площадке, залегают с поверхности однородным слоем максимальной вскрытой мощностью до 20 м. В соответствии с ГОСТ 20522–96 грунты определяются одним инженерно-геологическим элементом ИГЭ-1.

На поверхности площадки в северо-восточной части выявлены закрытые трещины обвального либо оползневого характера (трещины отрыва), свидетельствующие о частичном смещении грунтовых масс в сторону незакрепленного откоса грунтовой насыпи. Часть приемного бункера и галереи № 11 располагаются над зонами разуплотнения, которые сформировались в зоне влияния оползневых процессов уже с отметок –2,5 м и –8,0 м, грунты имеют наихудшие строительные свойства.

Инженерно-геологический разрез с отмеченными зонами разуплотнения, а также физико-механические свойства элементов разреза и аномальных зон (табл. 4.1), представлен рис. 4.5.

Таблица 4.1

Физико-механические свойства грунтов

№ ИГЭ, отметка зоны разуплотнения, м	Природная влажность W , д. е.	Влажность на границе текучести W_L , д. е.	Влажность на уровне раскатывания W_p , д. е.	Число пластичности I_p , д. е.	Показатель текучести I_L , д. е.	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Плотность грунта ρ , г/см ³	Плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³	Коэффициент пористости e , д. е.	Коэффициент водонасыщения S_r , д. е.	Модуль деформации E , МПа	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление C , кПа
ИГЭ-1	0,1	0,3	0,18	0,1	0,6	2,7	2,1	1,8	0,5	0,6	38	24	74
–2,5	–	–	–	–	–	–	1,9	–	0,7	–	17	25	25
–8,0	–	–	–	–	–	–	1,8	–	0,8	–	13	25	15

Первый этап моделирования грунтового основания галереи № 11 был направлен на прогнозирование вертикальных оседаний земной поверхности вдоль продольной оси комплекса при различных технологических параметрах закрепления и реальных грунтовых условиях, включая зоны разуплотнения. Схема базовой модели приведена на рис. 4.6.

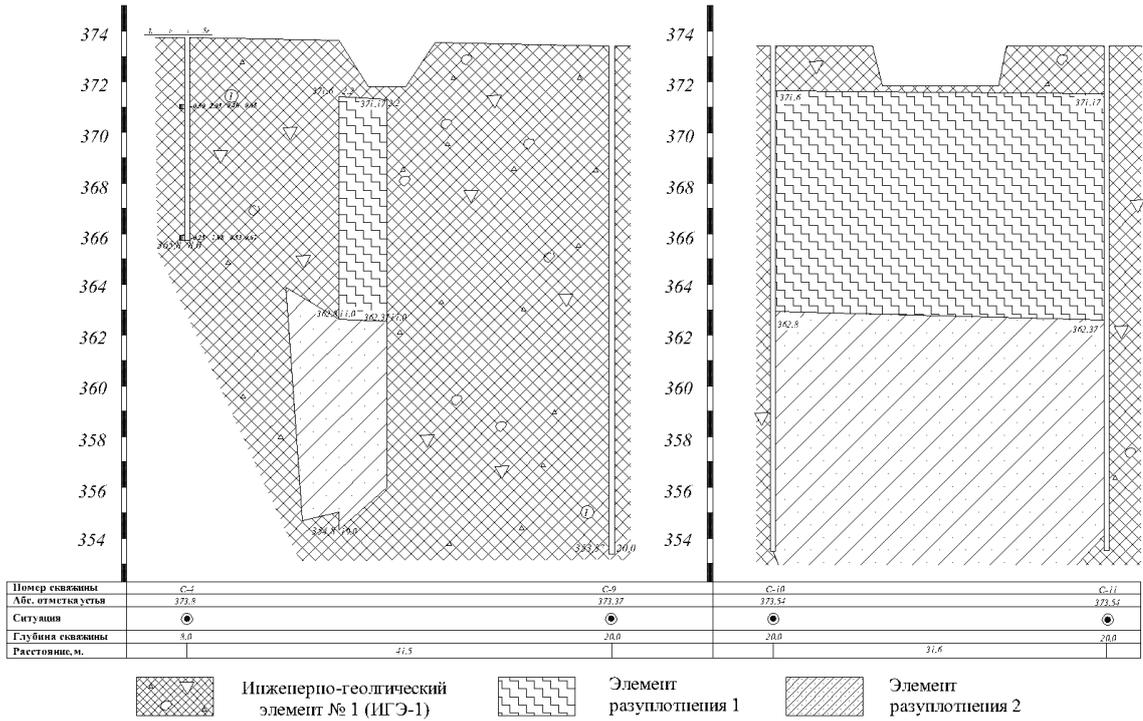


Рис. 4.5. Инженерно-геологический разрез грунтового основания под опорой галереи в продольном (а) и поперечном (б) направлениях

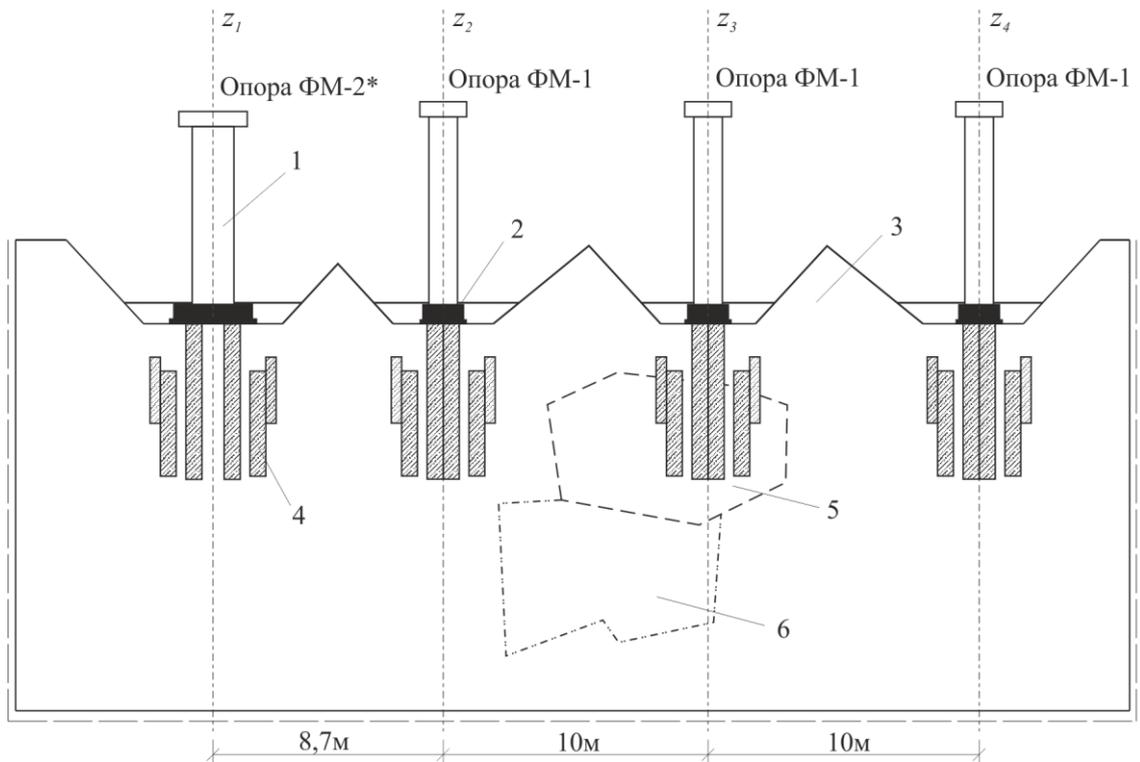


Рис. 4.6. Схема общей базовой модели галереи № 11:
 1 – тело опоры; 2 – фундамент; 3 – однородный грунтовый массив;
 4 – зоны закрепления; 5 – зона разуплотнения № 1; 6 – зона разуплотнения № 2

В результате моделирования получены графики распределения вертикальных смещений Δh опор галереи от относительной координаты вдоль оси объекта $L_i/L_{\text{общ}}$, где общая длина составляла $L_{\text{общ}} = 33,05$ м (рис. 4.7).

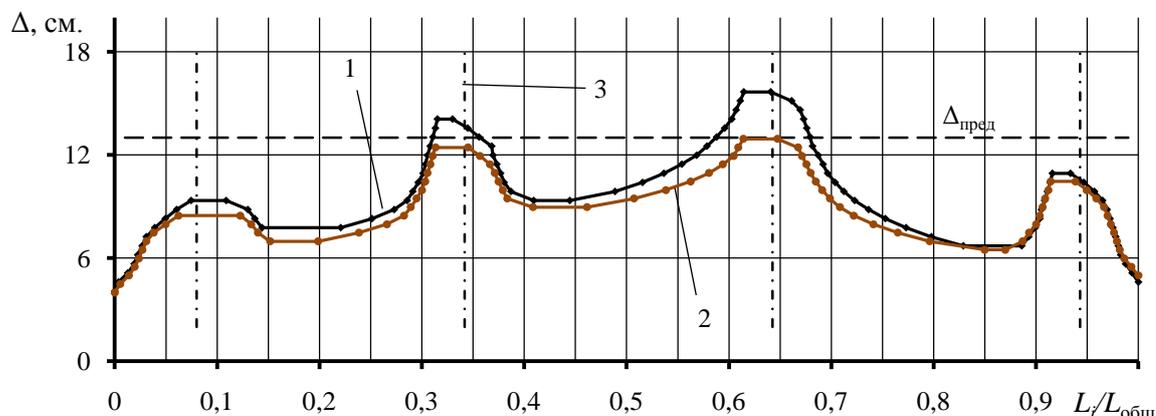


Рис. 4.7. Распределение вертикальных оседаний Δ вдоль оси:
1 – при естественном основании; 2 – при закреплении по утвержденной схеме;
3 – оси симметрии фундаментов

Из результатов расчетов следует, что преимущественно оседания Δh имеют максимальные значения на интервалах, расположенных над зонами разуплотнения: в диапазонах в $L_i/L_{\text{общ}} = 0,3-0,4$ и $L_i/L_{\text{общ}} = 0,6-0,7$. Основываясь на предельно допустимой величине оседания $\Delta_{\text{пред}} = 14$ см, согласно [138], предложенная схема закрепления позволяет достичь требуемой устойчивости сооружения. Сравнительный анализ показал эффективность предлагаемого по проекту искусственного основания: снижение осадки в диапазоне $L_i/L_{\text{общ}} = 0,6-0,7$ составило более 17 % по отношению к первоначальным показателям при среднем значении вдоль оси комплекса 11,2 %. Вместе с тем, поскольку на данном интервале оседания близки к предельно допустимым, целесообразно детализировать исследования в этой части объекта.

Второй этап моделирования был направлен на формирование базы данных для анализа напряженно-деформированного состояния потенциально наиболее аварийной опоры галереи. Для оценки состояния грунтового основания в связи с особенностью приложения нагрузки к фундаменту, моделирование производилось в продольном и поперечном сечениях. Схемы локальных моделей грунтового основания опоры представлены на рис. 4.8.

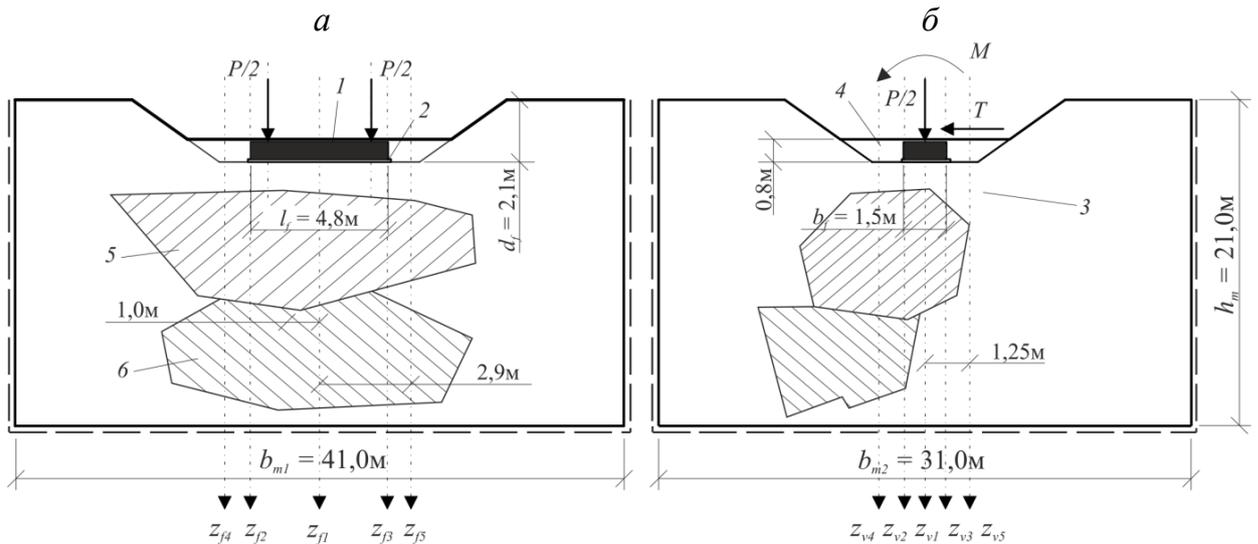


Рис. 4.8. Схемы локальных моделей опоры в продольном (а) и поперечном (б) направлениях:

1 – фундамент; 2 – подготовка; 3 – слой, эквивалентный ИГЭ-1; 4 – технологическая засыпка; 5 – зона разуплотнения № 1; 6 – зона разуплотнения № 2

Моделирование основания осуществлялось от отметки обреза фундамента с заданием эквивалентных сил вертикального давления P , горизонтальной нагрузки T и изгибающего момента от деформации опоры в поперечном направлении M . Фундаменты типа ФМ-1 представляют собой опорную плиту шириной $b_f = 1,5$ м, длиной $l_f = 4,8$ м и высотой $h_f = 0,6$ м, выполненную из тяжелого монолитного железобетона (плотность $\rho_f = 2500$ кг/м³, модуль упругости $E_f = 2000$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,15$). Глубина заложения фундамента от наиболее низкой отметки поверхности земли составляла $d_f = 3,090$ м. В основании фундамента имеется бетонная подготовка высотой $h = 0,1$ м. Фундаменты находятся в открытых котлованах с засыпкой крупнообломочными техногенными отложениями мощностью 0,8 м. Физико-механические свойства элементов модели представлены в табл. 4.2. Перепад отметок поверхности земли вдоль борта котлована составляет не более 0,15 м и в расчетах не учитывался.

На основе приведенных данных и алгоритмов, описанных в главе 2, были назначены основные параметры модели для рассматриваемого случая: ширина в продольном направлении $b_{m1} = 41,0$ м, а в поперечном – $b_{m2} = 31,0$ м (с учетом размеров котлована и фундамента); высота модели $h_m = 21,0$ м. Для модели в продольном сечении нагрузка P задавалась двумя силами величиной $P/2$ со смещением $l = 0,6$ м по обе стороны от боковых граней фундамента, моделируя положение элементов опоры. В поперечном сечении нагрузки P , T и M задаются вдоль оси

симметрии фундамента. В обоих случаях точкой приложения нагрузки по высоте считается верхняя грань фундамента (обрез).

Таблица 4.2

Физико-механические свойства элементов модели

№ п/п	Наименование элемента модели	Плотность материала (грунта) ρ , кг/м ³	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона ν , д. е.	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление C , кПа
1	Железобетонный плитный фундамент	2500	2000	0,15	–	–
2	Бетонная подготовка под фундамент	2400	1800	0,15	–	–
3	Обратная засыпка котлована	1950	20,0	0,25	20,0	–
4	Грунтовое основание	2050	38,0	0,29	23,7	73,6
5	Область разуплотнения № 1	1900	17,0	0,36	25,0	25,0
6	Область разуплотнения № 2	1800	12,5	0,37	25,0	15,0

Для решения проблемы повышения устойчивости сооружения в соответствии с базовой методикой был разработан план и схемы закрепления грунтов методом напорной инъеции, представленные на рис. 4.9.

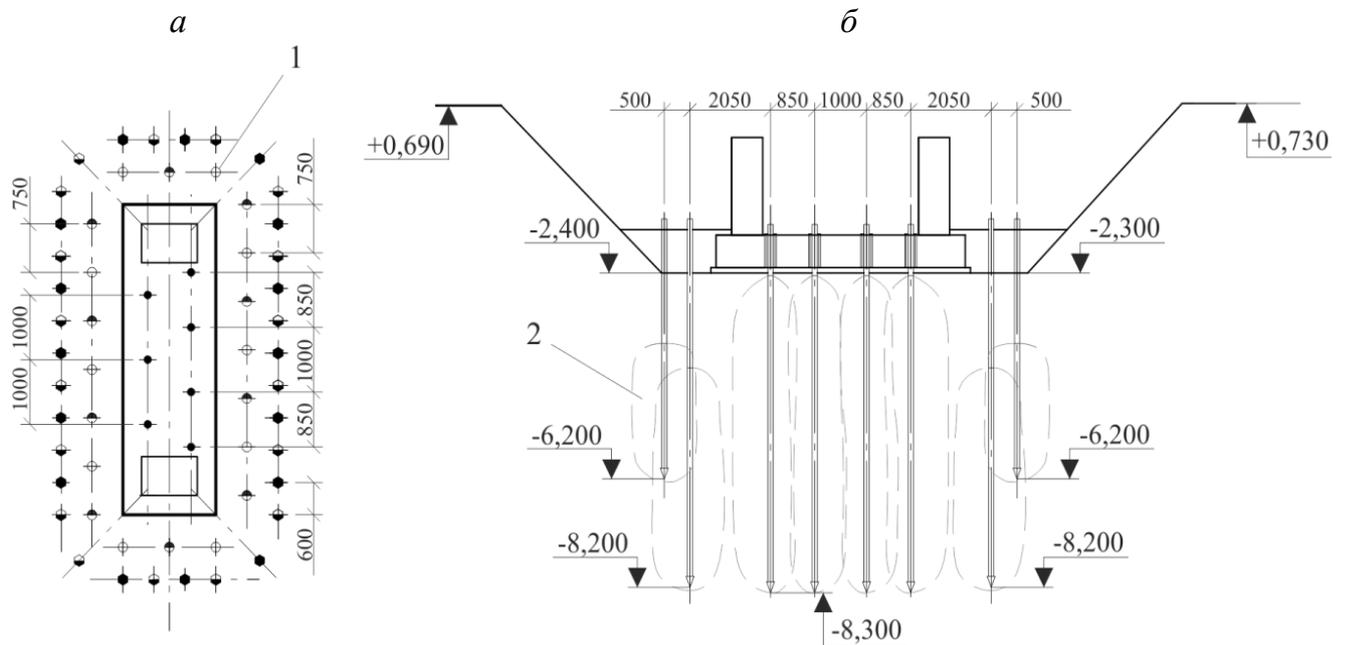


Рис. 4.9. План (а) и схема закрепления (б) грунтового основания:
1 – инъеكتورы; 2 – зоны закрепления

Результаты второго этапа моделирования отражены в виде полей изолиний напряженно-деформированного состояния грунтового массива отдельной опоры в продольном и поперечном направлениях, представленные на рис. 4.10 и 4.11.

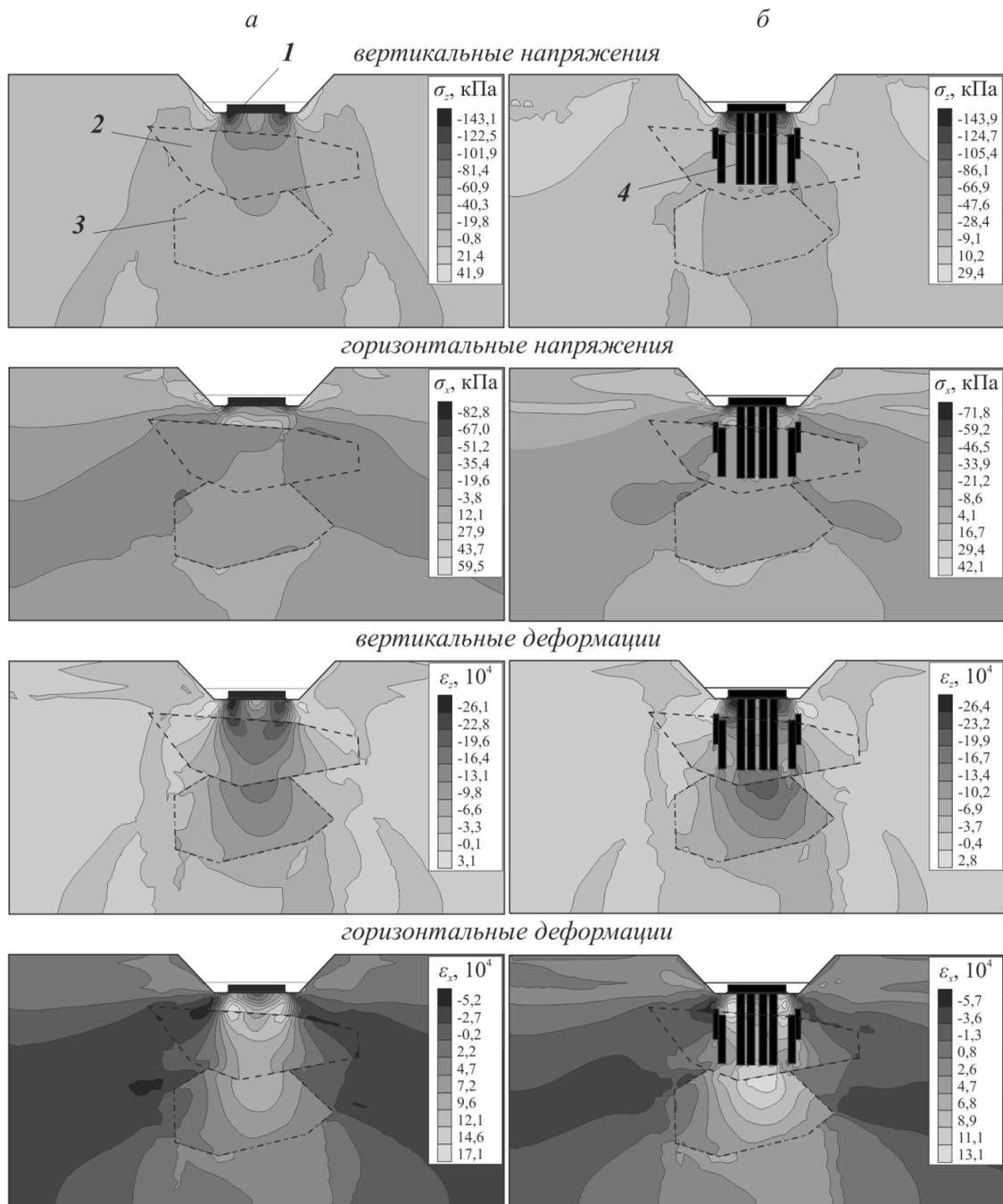


Рис. 4.10. Распределение напряжений и деформаций в естественном (*а*) и искусственном (*б*) грунтовых массивах в продольном направлении:

1 – фундамент; 2 – зона разуплотнения № 1;
3 – зона разуплотнения № 2; 4 – зоны закрепления

В продольном направлении (рис. 4.10) распределение напряжений вследствие влияния зон разуплотнения происходит несимметрично с наличием существенных искажений на границах этих зон. Зона концентрации напряжений сохраняется в области под фундаментом без значительных смещений, описанных в работе [130, 131], а введение в расчет зон закрепления значительно снижает уровень напряжений и площадь области концентрации. Деформации в массиве распреде-

ляются неравномерно, преимущественно в границах зон разуплотнения, горизонтальные отрицательные сжимающие напряжения концентрируются в области под фундаментом.

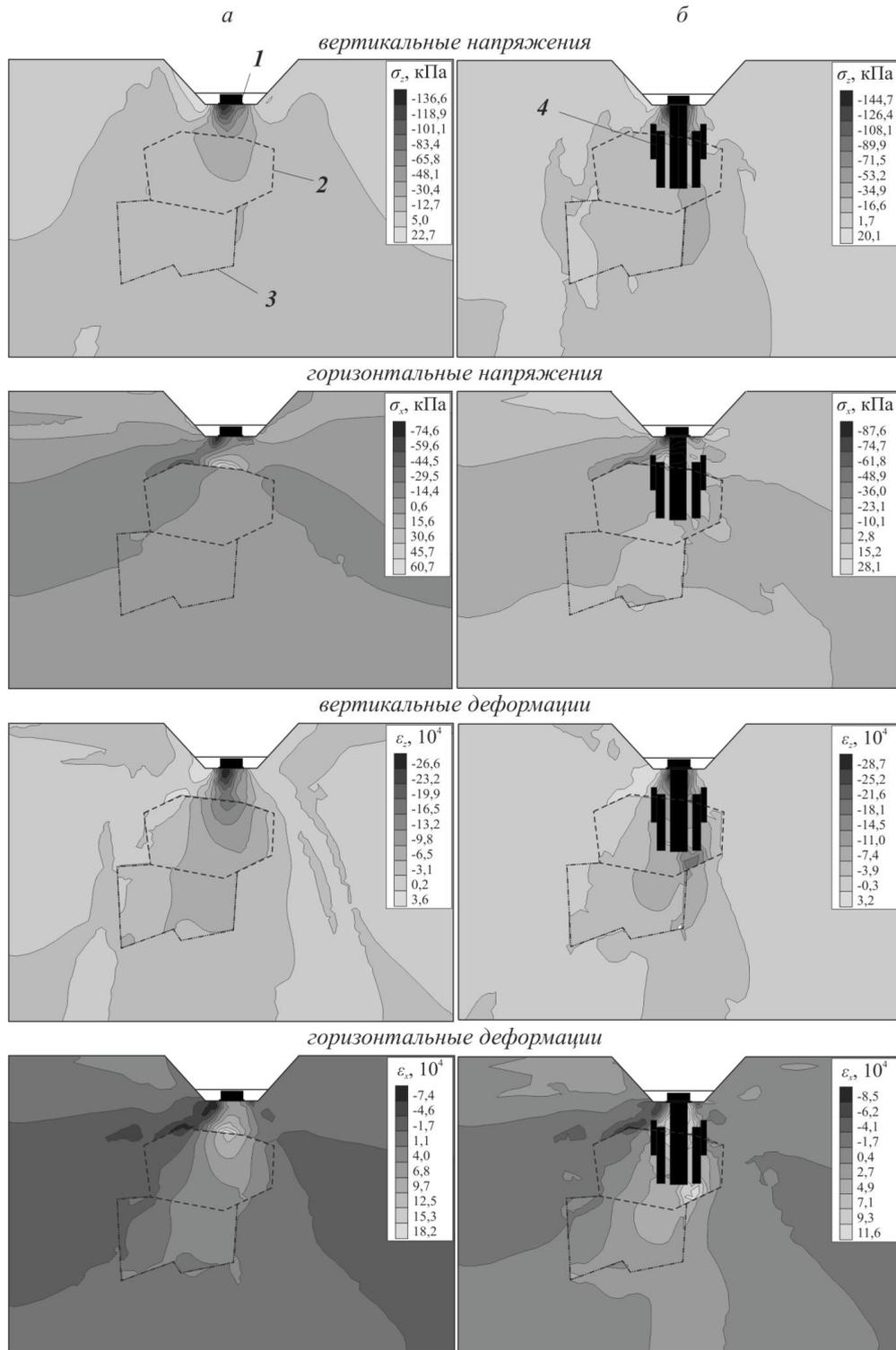


Рис. 4.11. Распределение напряжений и деформаций в естественном (а) и искусственном (б) грунтовых массивах в поперечном направлении:
 1 – фундамент; 2 – зона разуплотнения № 1;
 3 – зона разуплотнения № 2; 4 – зоны закрепления

Влияние зон закрепления прослеживается в виде перераспределения деформаций из зоны разуплотнения № 1 в зону разуплотнения № 2 и грунтовый массив, значительно снижая величину вертикальных оседаний.

В поперечном сечении (рис. 4.11) напряжения распределяются преимущественно в левой опорной части массива из-за асимметричной нагрузки и расположения зон разуплотнения в массиве относительно фундамента. Закрепление повышает асимметрию, загружая преимущественно зону разуплотнения № 2 (на глубине $z_2 = 8$ м), однако значительно снижает горизонтальные напряжения под фундаментом, препятствуя тем самым горизонтальным смещениям. Вертикальные деформации в естественном основании распределены с нарушением симметрии и концентрируются под фундаментом, а при искусственном основании – концентрируются в зонах разуплотнения, снижая общую деформацию массива. Горизонтальные деформации распределяются аналогично напряжениям и свидетельствуют о значительных смещениях под фундаментом в противоположном от нагрузки направлении, однако зоны закрепления препятствуют их развитию и удерживают в границах зон разуплотнения без затрагивания основного массива.

Закономерности распределения вертикальных деформаций ε_z представлены на рис. 4.12 и 4.13.

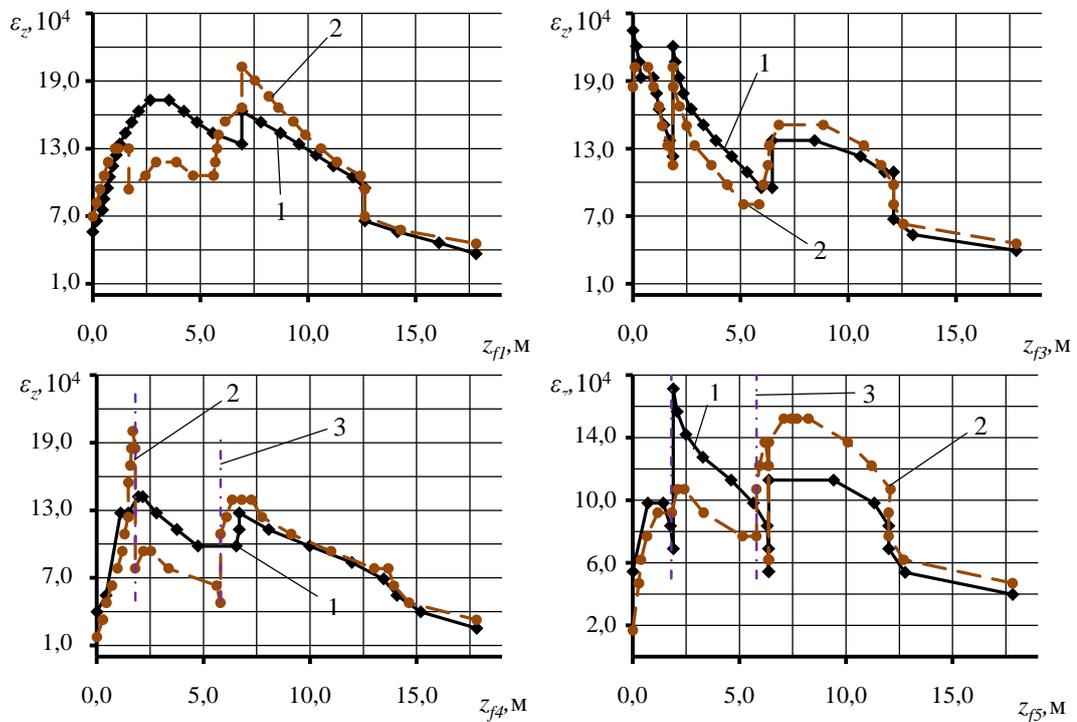


Рис. 4.12. Зависимости деформаций ε_z от глубины модели z_i в продольном направлении: 1 – естественный массив; 2 – закрепленный массив; 3 – границы зоны закрепления

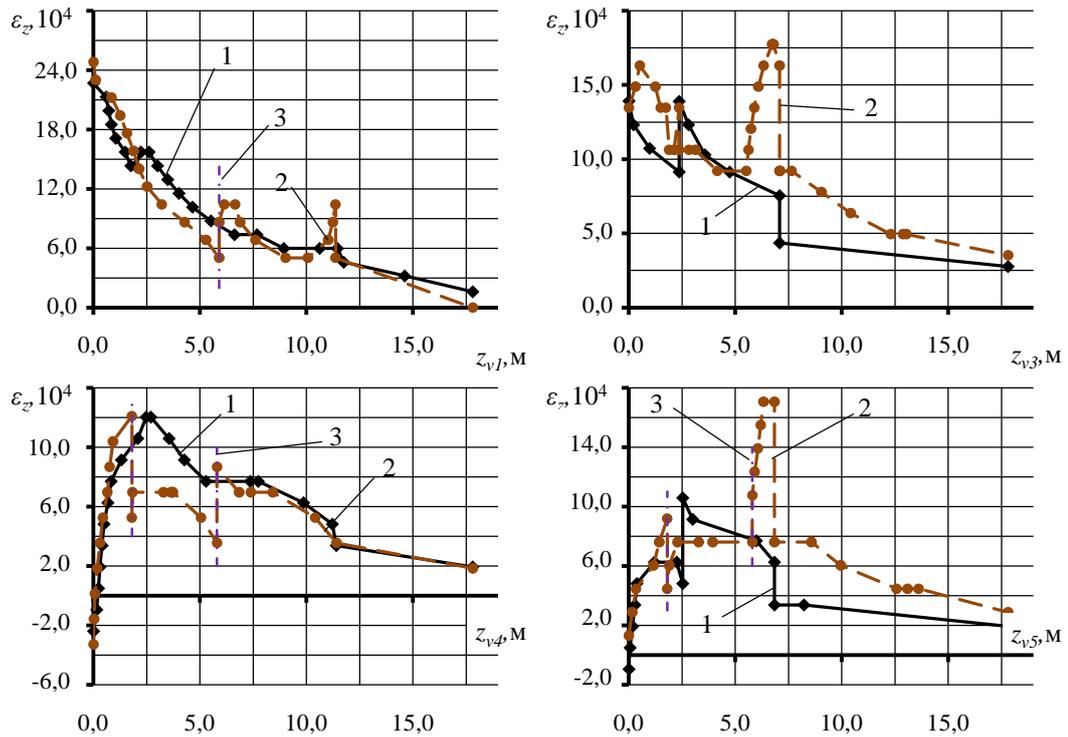


Рис. 4.13. Зависимости деформаций ε_z от глубины модели z_i в поперечном направлении: 1 – естественный массив; 2 – закрепленный массив; 3 – границы зоны закрепления

Распределение вертикальных деформаций ε_z имеет схожий характер как в естественном, так и в искусственных массивах. В диапазонах $z_{f1} = 2,0\text{--}6,0$ м, $z_{f2} = 1,7\text{--}6,4$ м и $z_{f3} = 2,0\text{--}6,5$ м отмечено снижение деформаций ε_{zf} (рис. 4.12). В пределах зон закрепления деформации ε_{zf} значительно ниже, чем в естественном массиве. Вдоль осей z_{f3} и z_{f5} в диапазоне значений $6,0\text{--}12,0$ м отмечено возрастание деформаций ε_{zf} в пределах зоны разуплотнения № 2. Аналогичные закономерности прослеживаются в поперечном сечении (рис. 4.13), однако отмечены концентрации максимальных деформаций ε_{zv} в диапазонах $z_{v3} = 5,0\text{--}7,0$ м и $z_{v5} = 5,8\text{--}6,9$ м и перераспределение деформаций в грунтовой массив в диапазоне $z_{vi} = 12,0\text{--}17,0$ м.

Основные закономерности изменения горизонтальных деформаций ε_x представлены на рис. 4.14 и 4.15.

Распределение горизонтальных деформаций ε_x в обоих сечениях происходит в основном монотонно с образованием отдельных локальных «всплесков», преимущественно на границах с зонами разуплотнения. В продольном сечении отмечается некоторое снижение деформаций ε_{xf} в искусственном массиве в диапазоне $z_{f1} = 1,8\text{--}3,0$ м, а также их заметное повышение на интервалах $z_{f1} = 7,0\text{--}10,0$ м, $z_{f3} = 6,5\text{--}11,0$ м, на участках ниже зон закрепления $z_{f4} = 6,0\text{--}11,5$ м $z_{f5} = 6,5\text{--}17,0$ м.

При расчетах искусственного грунтового основания следует учитывать, что в продольном направлении зона разуплотнения подвержена значительным горизонтальным деформациям.

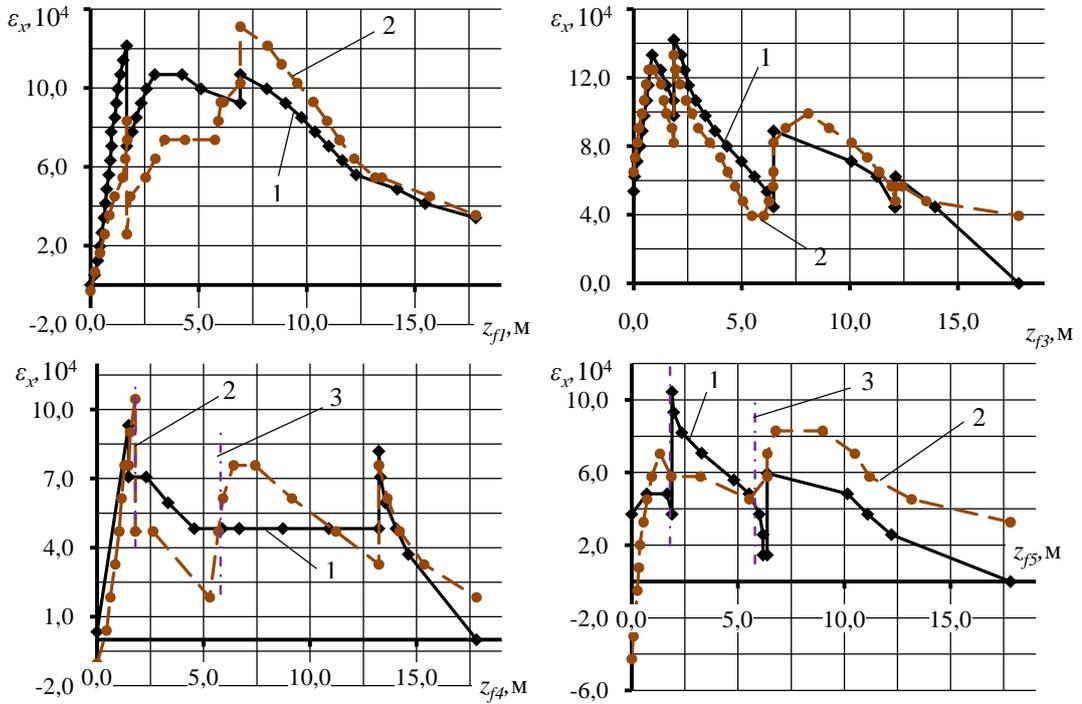


Рис. 4.14. Зависимости деформаций ε_x от глубины модели z_i в продольном направлении: 1 – естественный массив; 2 – закрепленный массив; 3 – границы зоны закрепления

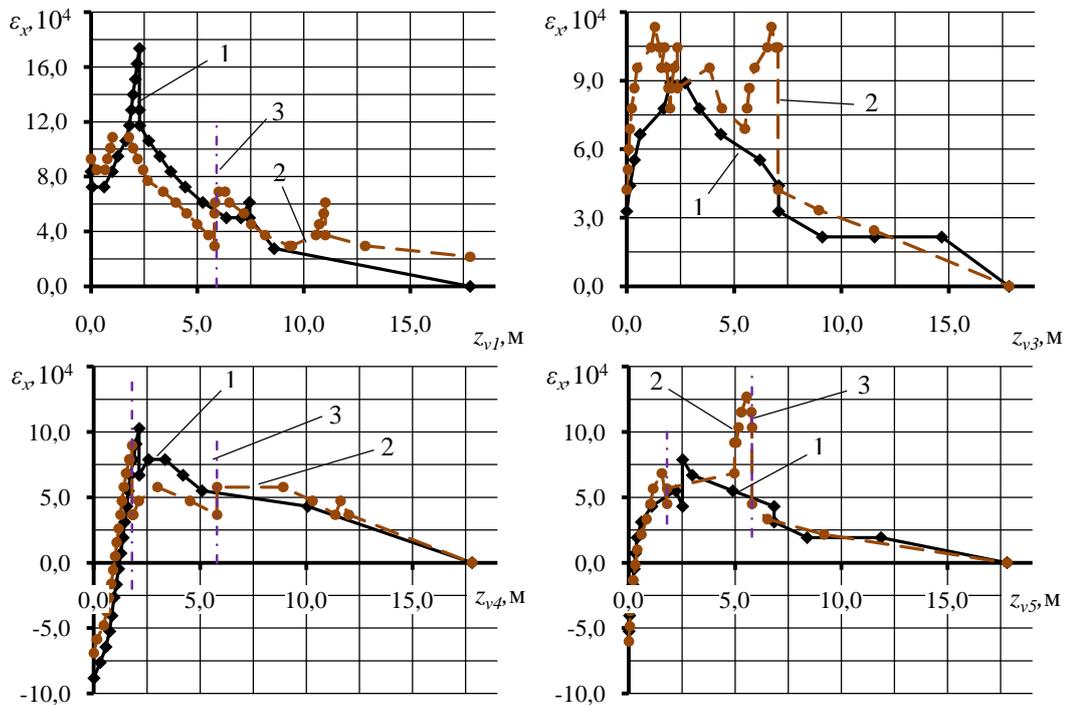


Рис. 4.15. Зависимости деформаций ε_x от глубины модели z_i в поперечном направлении: 1 – естественный массив; 2 – закрепленный массив; 3 – границы зоны закрепления

В поперечном профиле (рис. 4.15) имеются схожие закономерности, вместе с тем зафиксированы следующие аномалии: образование дополнительной разности деформаций ε_{xv} при $z_{v1} > 11,3$ м; изменение характера распределения и повышение значений деформаций ε_{xv} на интервале $z_{v3} = 0,0-7,2$ м; локальные повышения деформации в пределах зоны закрепления на интервале $z_{v5} = 5,0-5,9$ м. Таким образом, зоны закрепления, расположенные по направлению действия горизонтальной нагрузки могут иметь значительные поперечные деформации.

В результате компьютерного моделирования и анализа результатов была доказана эффективность применения методов напорной инъекции для управления свойствами слабых грунтов и устойчивостью сооружений. Разработанная методика позволила с достаточной детальностью спрогнозировать полученный эффект от закрепления и выявить наиболее проблемные области грунтового массива. В частности при наличии дополнительной горизонтальной нагрузки (копры, наклонные и горизонтальные конвейерные галереи) и зон разуплотнения следует увеличивать количество и глубину инъекционных скважин для предотвращения повышенных вертикальных и горизонтальных деформаций.

На рассмотренном объекте с целью достижения наибольшего эффекта располагать дополнительно зоны закрепления в наиболее загруженной части массива при асимметричной нагрузке, погруженные в грунт на глубину зоны разуплотнения № 2, что позволит перераспределить вертикальные и горизонтальные деформации в более прочный грунтовой массив и снизить осадки фундамента, его крен и поперечные деформации самих зон закрепления.

4.3. Разработка рекомендаций по повышению устойчивости зданий и сооружений на ослабленных естественных основаниях

Методика геомеханического обоснования технологических параметров реализована на трех аварийных объектах с естественными грунтовыми основаниями, которые по геологическому строению, физико-механическим свойствам грунтов и действующим факторам тождественны наземным сооружениям горно-энергетической отрасли.

Экспериментальный участок ООО «НООЦЕНТР» (г. Кемерово, пос. Суховский) представлял собой пятиэтажное сооружение, находившееся в аварийном состоянии ввиду недопустимых деформаций конструкции и образования трещин.

Для инструментальных наблюдений на внешних стенах на уровне цокольного этажа здания были установлены 23 контурных репера (деформационные марки) и 2 опорных грунтовых репера на глубину 8 м (рис. 4.16, а). Мониторинг за изменениями отметок проводился в течение 400 суток (рис. 4.16, б). Среднее значение скорости осадок за период наблюдений составило $V_{\text{ср}} = 0,132$ мм/сут. Неравномерность осадок вдоль продольной оси x сооружения на начальной стадии наблюдений достигала 60 %, наибольшие деформации основания наблюдались на интервале $x = 0-25$ м, а наименьшие – на интервале $x = 43-70$ м (рис. 4.16, в).

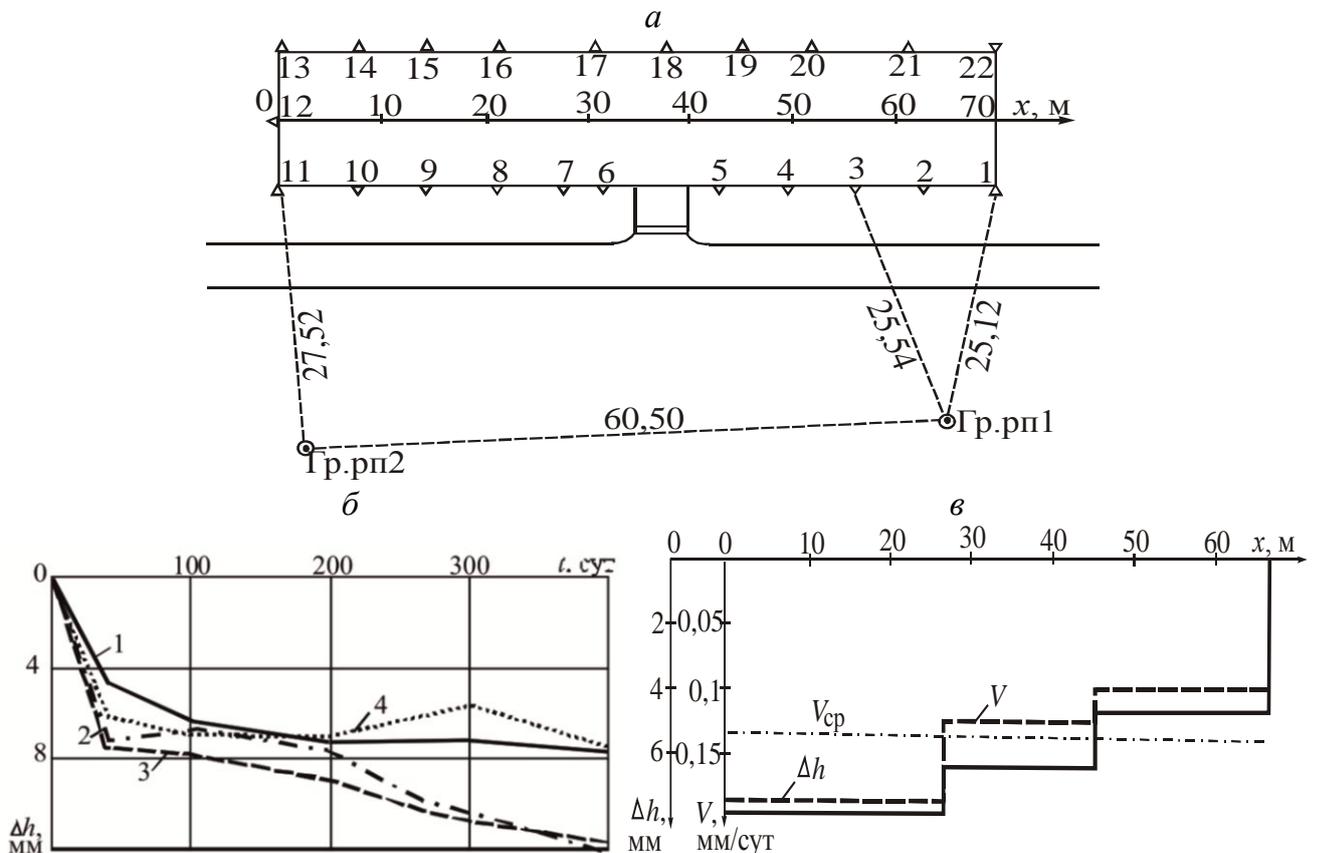


Рис. 4.16. Схема объекта (а); графики изменения во времени вертикальных оседаний Δ (б); графики изменения средних значений оседаний Δ и скоростей V деформаций основания по продольной оси x сооружения (в): 1 – репер № 2 ($x = 62$ м); 2 – № 5 (43 м); 3 – № 11 (0 м); 4 – № 17 (31 м); Δ – контурные реперы; \odot – опорные грунтовые реперы; Ox – продольная ось

При прогнозировании деформаций объекта было смоделировано основание объекта вдоль его продольной оси. С конструктивной точки зрения сооружение сборного типа с выполненными из кирпича несущими и самонесущими стенами и балочным железобетонным перекрытием (покрытием). Стены подвала выполнены

из фундаментных блоков, имеющих большое количество трещин и сколов. Наличие трещин на фасаде сооружения, подвальной части и в балках перекрытия свидетельствует о том, что был допущен перегруз несущих конструкций, замачивание грунтов основания. Таким образом, при моделировании объекта учитывались как инженерно-геологические условия, так и возможное превышение нагрузки на фундаменты.

Фундамент объекта имитировался 23-мя нагруженными штампами (рис. 4.17). Для этого при формировании модели подвальной части были предусмотрены швы (поз. 2 на рис. 4.17) шириной 0,05 м, имеющие пониженные деформационные и прочностные свойства. Швы моделируют трещины и изломы фундаментных блоков подвальной части.

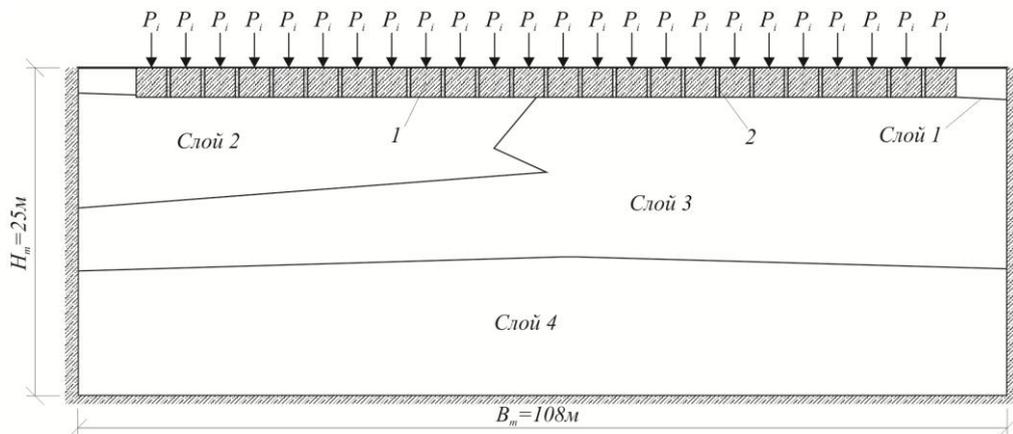


Рис. 4.17. Расчетная модель реального объекта:
1 – подвальная часть; 2 – шов-трещина

В результате моделирования были получены прогнозируемые значения вертикальных смещений вдоль продольной оси сооружения (рис. 4.18).

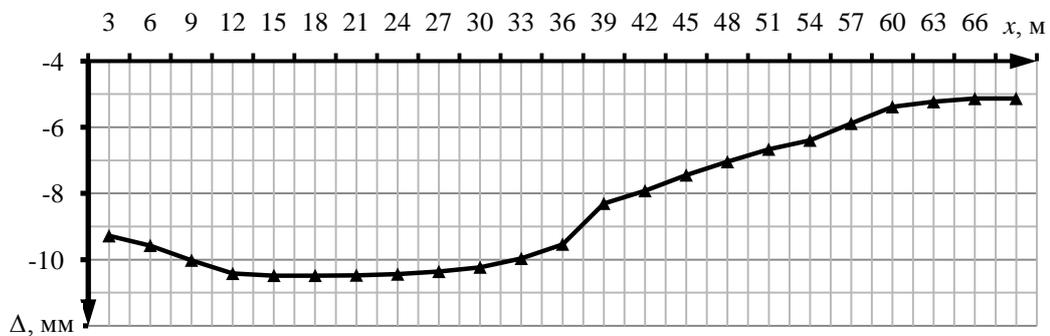


Рис. 4.18. График изменения прогнозируемых средних значений деформации Δh основания по продольной оси x сооружения

При сопоставлении расчетных и измеренных значений оседаний по интервалам получено расхождение в диапазоне 5–25 %, при среднем значении 17 % (табл. 4.3).

Таблица 4.3

Сопоставление расчетных и замеренных значений деформаций

Интервал, м	Расчетное значение, мм	Измеренное значение, мм	Расхождение, %
0 – 10	9,2	9,7	5
10 – 20	10,2	9,5	7
20 – 30	10,1	7,8	23
30 – 40	9,8	7,4	25
40 – 50	7,2	5,5	24
50 – 60	6,1	5,5	10
60 – 71	5,5	6,8	24
Среднее значение:			17

Деформации грунтовых оснований сооружений непрямоугольного назначения проявляются на территориях, прилегающих к горнодобывающим предприятиям, в связи с подработкой, изменением гидрогеологического режима грунтов, сейсмическим воздействием взрывных работ, а также в городах и особенно мегаполисах с развитой системой подземных коммуникаций, метро и происходящими авариями коммуникационных сетей.

В работе рассмотрено сооружение административно-бытового комплекса, конструктивные решения и грунтовые условия которого можно считать характерными для рассматриваемой проблемы. По данным инструментальных наблюдений за объектом имеют место неравномерные оседания и аварийное состояние сооружения.

Исследуемый объект (рис. 4.19) представляет собой комплекс из двух объединенных корпусов. 3-этажные корпуса, имеющие размеры в плане 68,0×13,0 м, относятся к типовой серии. Стены выполнены из армированного кирпича толщиной до 610 мм. Стены опираются на фундаменты ленточного типа с глубиной заложения до 3,320 м, состоящие из фундаментальных блоков ФСБ 9.5.6-т и плит ФЛ 28.8-3.

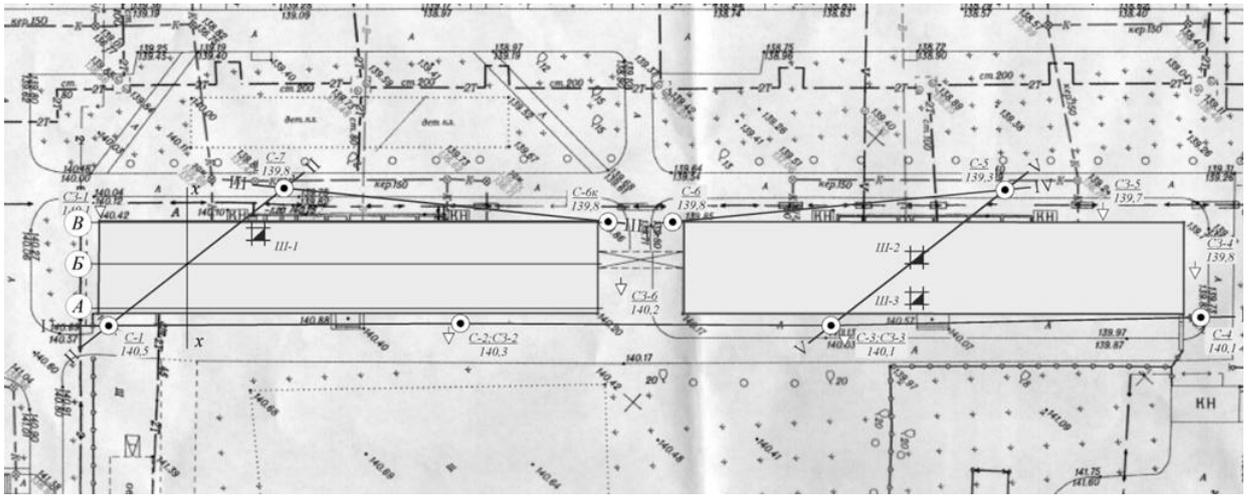


Рис. 4.19. Топографический план местности

Инженерно-геологические изыскания на данной площадке проведены на глубину до 12,2 м. Литолого-генетические разновидности грунтов разделены на четыре инженерно-геологических элемента (ИГЭ) по строительным и физико-механическим свойствам (табл. 4.4) и представлены на инженерно-геологическом разрезе (рис. 4.20). Элемент ИГЭ-1 представлен первой разновидностью грунтов. Верхнечетвертичные современные суглинки разделены на ИГЭ-4а, куда относятся просадочные, мгновенно размокаемые грунты с мощностью 1,6–6,0 м и на ИГЭ-4в с непросадочными грунтами мощностью 2,4–6,1 м. При нарушении стока атмосферных вод и утечках из водонесущих коммуникаций происходит увлажнение суглинков в основании фундаментов, потеря суглинками просадочных свойств и ухудшение их физико-механических характеристик. К ИГЭ-5 отнесены верхне-четвертичные аллювиальные суглинки, вскрытая мощность которых 2 м.

Таблица 4.4

Физико-механические свойства ИГЭ

№ ИГЭ	Природная влажность W , д. е.	Влажность на границе текучести W_L , д. е.	Влажность на уровне раскатывания W_P , д. е.	Число пластичности I_P , д. е.	Показатель текучести I_L , д. е.	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Плотность грунта ρ , г/см ³	Плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³	Коэффициент пористости e , д. е.	Коэффициент водонасыщения S_r , д. е.	Модуль деформации E , МПа	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление C , кПа
4а	0,28	0,32	0,22	0,1	0,62	2,7	1,61	1,35	1,00	0,75	9,5	17	25
4в	0,26	0,31	0,21	0,1	0,56	2,7	1,88	1,49	0,81	0,87	11,9	12	27,3
5	0,33	0,33	0,21	0,1	0,02	2,7	1,81	1,50	0,79	0,7	24,1	22	23

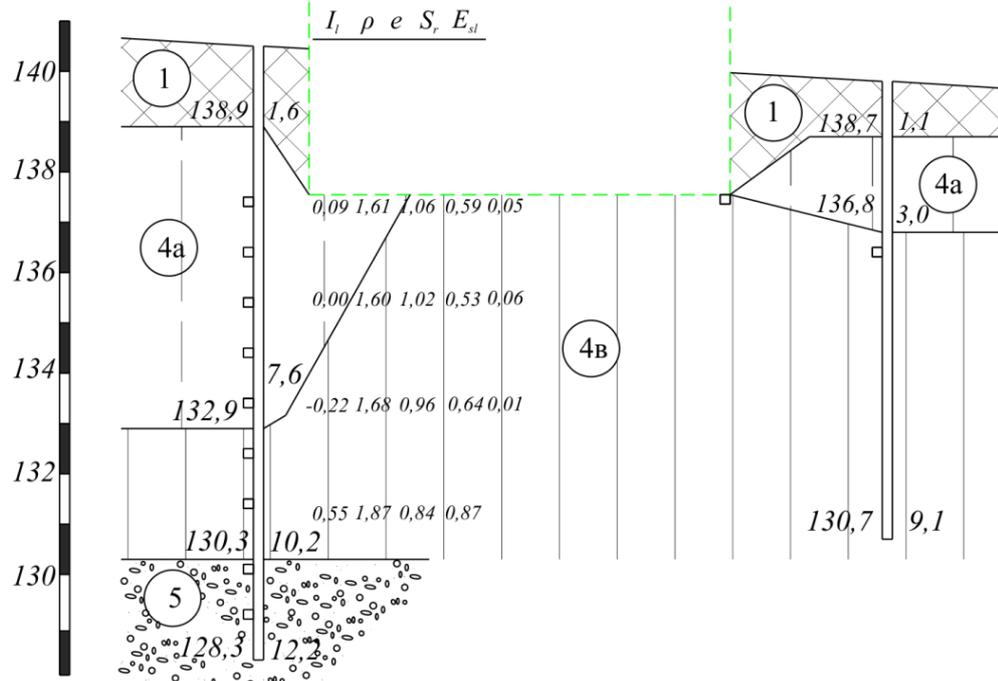


Рис. 4.20. Инженерно-геологический разрез:
1, 4а, 4в, 5 – основные инженерно-геологические элементы

По степени морозного пучения все типы грунтов в зоне промерзания согласно [139] относятся к группе практически непучинистых или слабопучинистых грунтов, однако при замачивании суглинки перейдут в разряд сильнопучинистых и чрезмернопучинистых.

При моделировании рассматривались потенциально опасные участки в продольном и поперечном сечениях с привязкой к основным опорным осям сооружения. Схемы базовых моделей приведены на рис. 4.21.

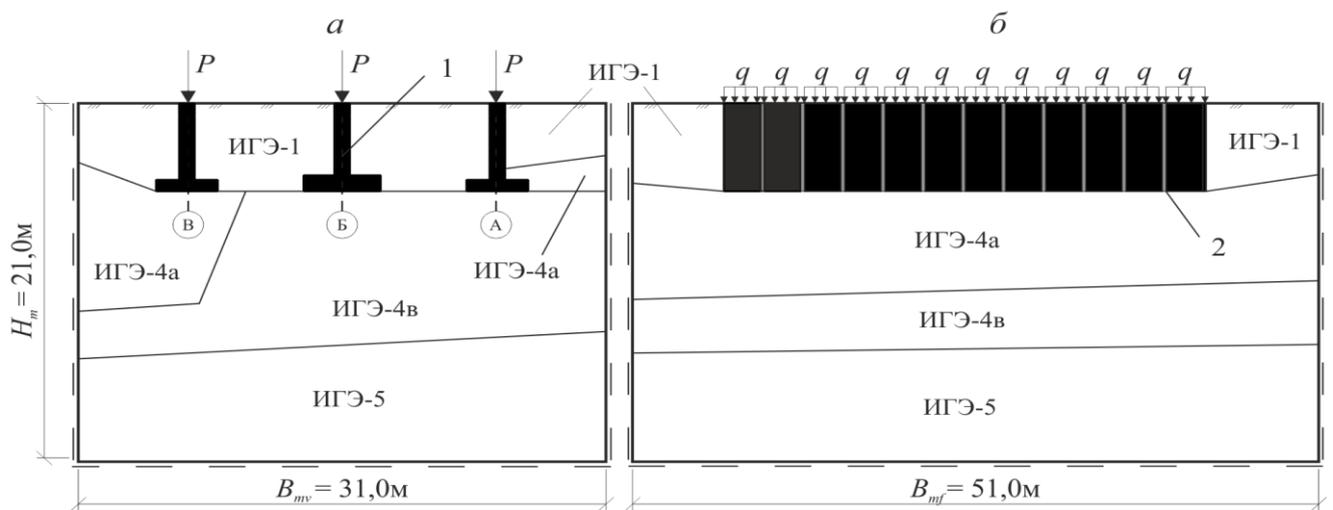


Рис 4.21. Схема базовых моделей в поперечном (а) и продольном (б) профилях объекта:
1 – фундамент; 2 – шов деформации

В продольном направлении ленточный железобетонный фундамент имеет швы деформации с шагом 1,5 м для возможности развития неравномерных оседаний. Каждый сегмент фундамента нагружен равномерно распределенной силой q . В поперечном сечении объект имеет три отдельно стоящих ленточных фундамента условной длины 1 м, нагруженных эквивалентной сосредоточенной силой P .

Фундаменты имеют при основании (подошве) размеры 2,4 и 3,0 м, глубину заложения 3,32 м. Общая протяженность фундамента вдоль сооружения составляет 32,1 м. Основные механические параметры фундаментов и эквивалентные физико-механические свойства ИГЭ приведены в табл. 4.5. Грунтовые условия модели назначались в соответствии с геологическим разрезом (см. рис. 4.20) в обоих направлениях и отражали особенности слоистого неоднородного основания. Отличительной геологической особенностью объекта исследования стало характерный переход между ИГЭ-4а и ИГЭ-4в непосредственно под сооружением в осях B и B .

Таблица 4.5

Физико-механические свойства элементов модели

№ п/п	Наименование элемента модели	Плотность материала (грунта) ρ , кг/м ³	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона ν , д. е.	Угол внутреннего трения φ , град.	Сцепление C , кПа
1	Железобетонный фундамент	2500	20000	0,15	–	–
2	Шов деформации	2500	500	0,20	–	–
3	Слой, эквивалентный ИГЭ-1	1900	15	0,30	18	10,0
4	Слой, эквивалентный ИГЭ-4а	1610	9,5	0,36	17	25,0
5	Слой, эквивалентный ИГЭ-4в	1880	11,9	0,36	12	27,5
6	Слой, эквивалентный ИГЭ-5	1810	24,1	0,36	22	23,0

Геомеханическая модель искусственного основания реализует разработанную ООО «НООЦЕНТР» схему закрепления (рис. 4.22). Расположение инъекторов при данной схеме основано на методике [136] и учитывает ряд рекомендаций, изложенных в работах [129, 135].

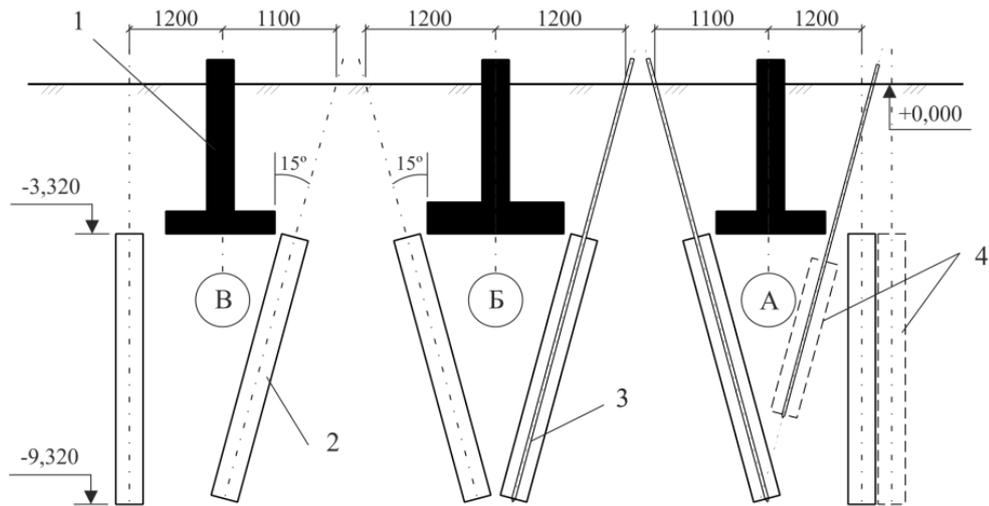


Рис. 4.22. Схема закрепления грунтов основания в поперечном сечении:
1 – фундамент; 2 – зона закрепления; 3 – инъектор; 4 – дополнительные инъекторы

Первый этап анализа, направленный на оценку оседаний земной поверхности Δ и степени их неравномерности, показал, что в продольном направлении сооружение имеет незначительную степень развития неравномерных оседаний, которая на всем интервале находится в допустимых пределах [138]. В поперечном сечении неравномерные оседания Δ развиты значительно больше и требуют упрочнения грунтового массива. Результаты расчета вертикальных оседаний представлены на рис. 4.23.

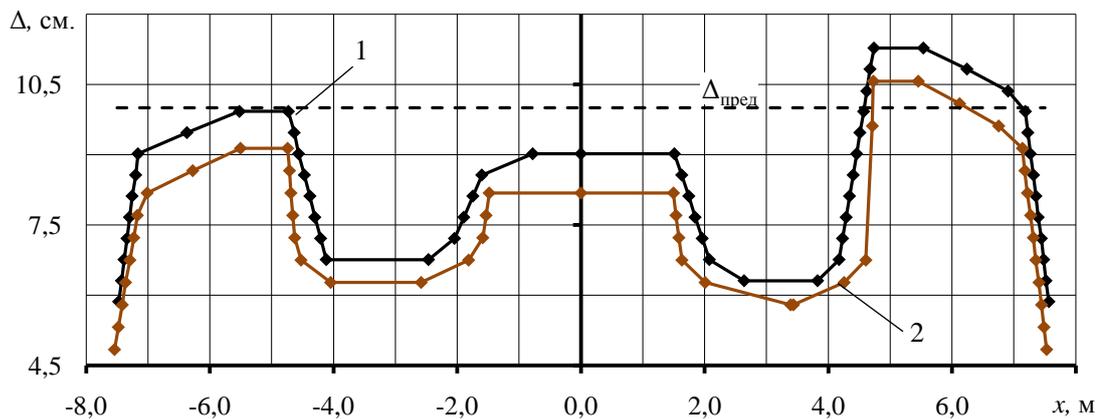


Рис. 4.23. Распределения вертикальных оседаний Δ вдоль поперечной оси x :
1 – в естественном массиве; 2 – в искусственном массиве;
 $\Delta_{\text{пред}}$ – предельное допустимое оседание, по СП [138]

В связи с низкими прочностными и деформационными характеристиками грунтов элемента ИГЭ-4в южный фасад сооружения имеет значительные вертикальные оседания до $\Delta = 11,3$ см, что превышает предельно допустимую величину

$\Delta_{\text{пред}} = 10 \text{ см}$ [138], что и привело к аварийному состоянию. При введении в расчет зон закрепления согласно схеме (см. рис. 4.22) значения Δ в среднем снижаются на 7%. Однако фундаменты южного фасада, оседания Δ которых превышают предельные значения, требуют изменения технологических параметров закрепления и введения дополнительных зон укрепления.

Результаты геомеханического моделирования в виде полей изолиний элементов напряженно-деформированного состояния представлены на рис. 4.24.

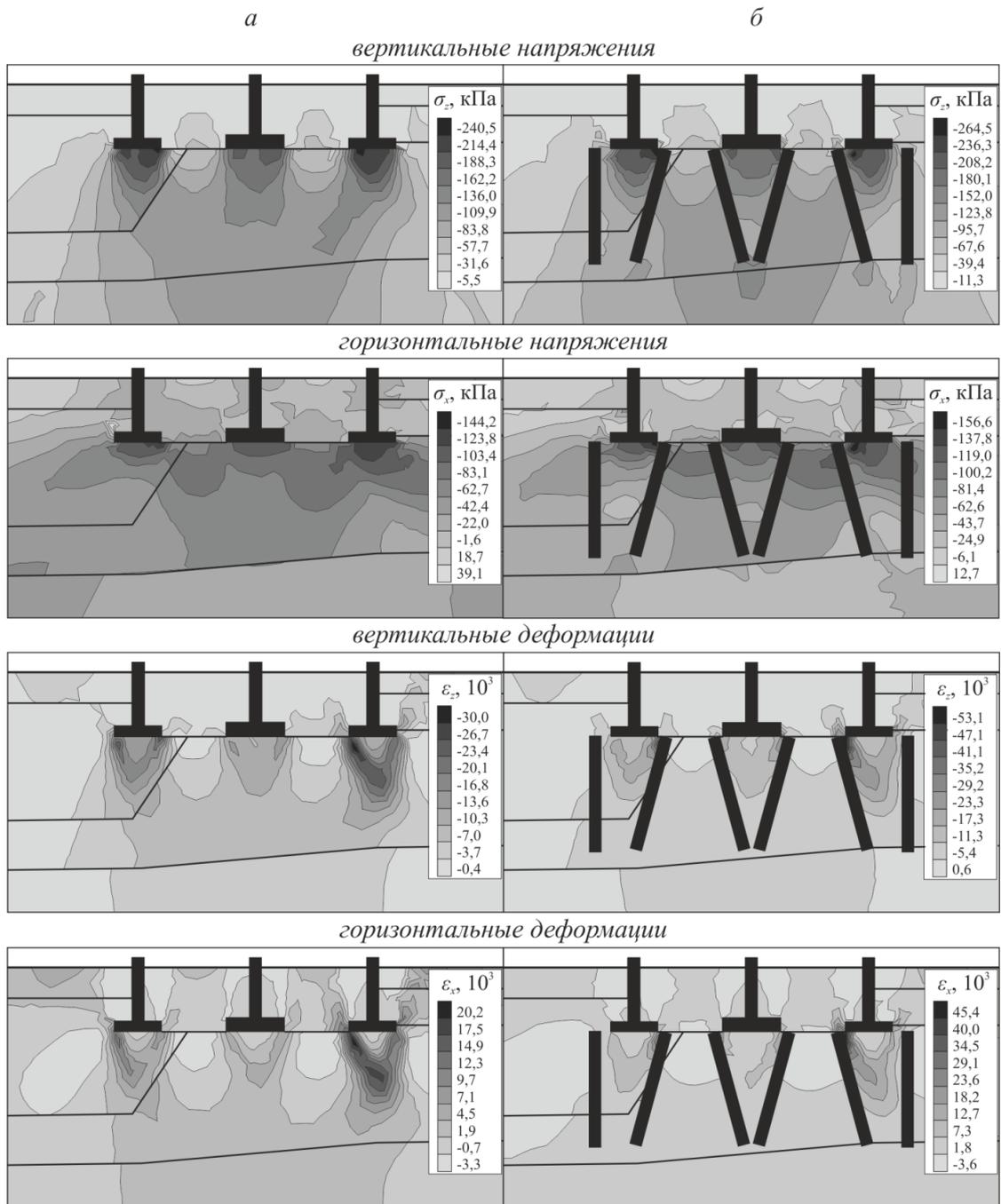


Рис. 4.24. Поля изолиний вертикальных σ_z , горизонтальных σ_x напряжений и деформаций ε_z , ε_x в естественном (а) и закрепленном (б) грунтовом массиве

Распределение вертикальных напряжений σ_z происходит неравномерно, с преобладанием средних значений в правой части грунтового массива. Максимумы напряжений σ_z зафиксированы под крайними фундаментами вдоль осей A и B , а на границе слоев ИГЭ-4а и ИГЭ-4в отмечены незначительные изменения. Распределение горизонтальных напряжений σ_x происходит несимметрично, они преимущественно концентрируются под крайними фундаментами. При введении зон закрепления в грунтовой массив напряжения σ_z имеют более симметричное распределение, а их часть перераспределяется в границах ИГЭ-5. В случае с напряжениями σ_x сохраняется асимметрия, при этом под фундаментом вдоль оси B напряжения снижаются, а вдоль оси A – повышаются. Таким образом, основной причиной оседаний южной части фундамента является развитие значительных горизонтальных напряжений.

Распределение деформаций происходит несимметрично, аналогично распределению напряжений. В естественном массиве деформации ε_z и ε_x концентрируются под фундаментом вдоль оси A . На границе слоев ИГЭ-4а и ИГЭ-4в отмечены разности деформаций. Наиболее характерные графики распределения деформаций ε_z и ε_x вдоль осей z_{li} и z_{ri} представлены на рис. 4.25.

Анализ приведенных зависимостей показал значительную эффективность закрепления на диапазонах $z_{l1} = 6,0-9,0$ м, $z_{l2} = 7,0-10,0$ м, однако вдоль осей z_{r1} и z_{r2} существенного снижения деформаций ε_z не отмечено. Характерной особенностью является отсутствие разности деформаций на границе слоев в диапазонах $z_i = 3,0-9,5$ м.

Распределение горизонтальных деформаций ε_x имеет ряд существенных особенностей: вдоль оси z_{l1} отсутствует разность деформаций на границе слоев при $z_{l1} = 7,1$ м; вдоль оси z_{l2} происходит изменение характера распределения ε_x на интервале $z_{l2} = 3,3-4,2$ м. Анализ деформаций ε_x вдоль осей z_{r1} и z_{r2} не показал значительных изменений, за исключением снижения деформаций на интервале $z_{r2} = 5,0-7,5$ м.

Таким образом, проведенный геомеханический анализ показал, что принятая схема закрепления является эффективной для фундаментов вдоль осей B и B , но требует усиления в области фундаментов вдоль оси A . На основании полученных данных рекомендуется расположение дополнительной одной наклонной зоны закрепления глубиной до 7,5 м для снижения вертикальных деформаций и одной

– вертикальной со смещением 1,7 м для снижения поперечных деформаций ε_x .
 Расположение дополнительных инъекторов показано на рис. 4.22.

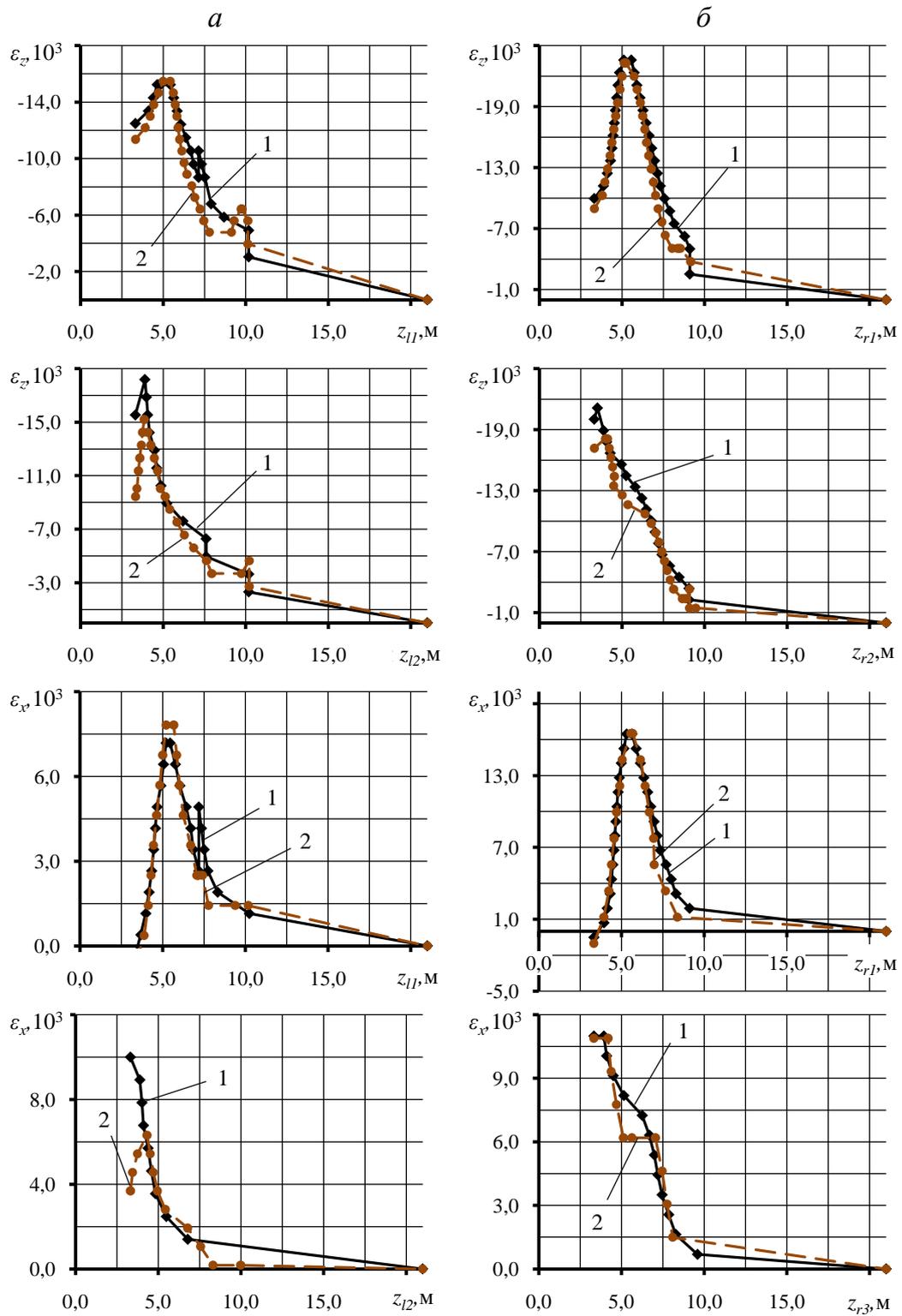


Рис. 4.25. Зависимости деформаций ε_z и ε_x от глубины модели под левым фундаментом (а) вдоль осей z_{li} и под правым фундаментом (б) вдоль осей z_{ri} в массиве: 1 – естественном; 2 – закрепленном

щенный; распространен повсеместно под просадочным суглинком ИГЭ-2а. мощность до 3,2 м; ИГЭ-4 – пылеватый суглинок, мягкопластичной консистенции, непросадочный, водонасыщенный, распространен в нижней части разреза с глубины от 6,0 м, вскрытой мощностью до 6,0 м.

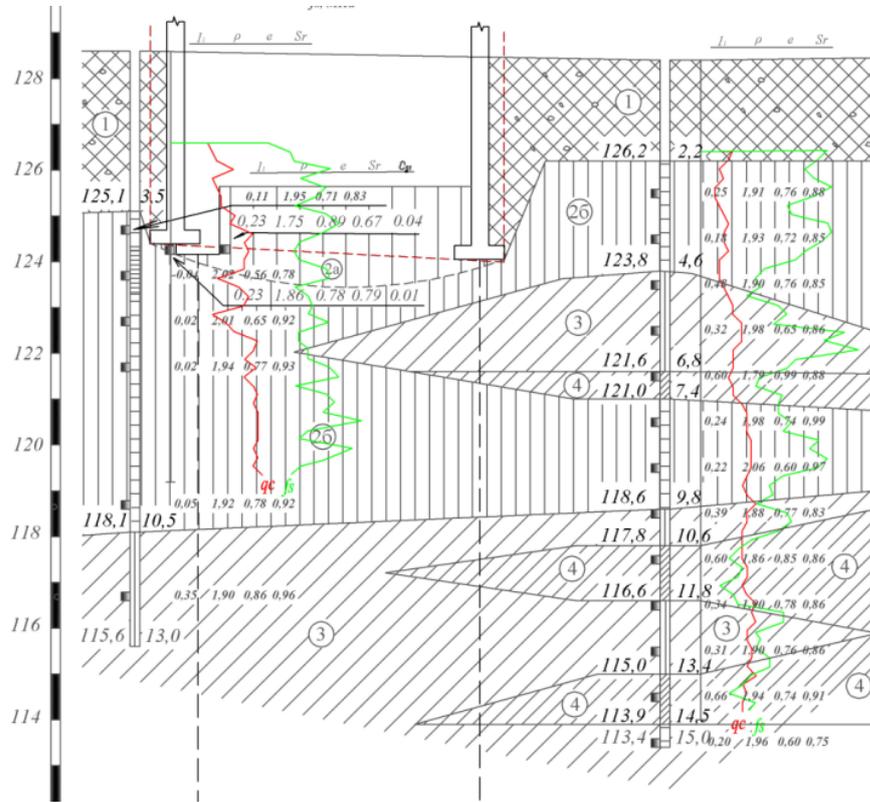


Рис. 4.27. Инженерно-геологический разрез по линии I-I:
1–4 – инженерно-геологические элементы

Таблица 4.6

Сводная таблица механических свойств инженерно-геологических элементов

№ п/п	Наименование физико-механических свойств	Ед. измерения	Номер инженерно-геологического элемента				
			ИГЭ-1	ИГЭ-2а	ИГЭ-2б	ИГЭ-3	ИГЭ-4
1	Природная плотность ρ :	г/см ³	1,90	1,77	1,94	1,91	1,89
	- в естественном состоянии						
2	Угол внутреннего трения φ :	град.	18	14	17	13	13
	- в естественном состоянии						
3	Удельное сцепление C :	кПа	10	23	30	17	15
	- в естественном состоянии						
4	Модуль деформации E :	МПа	15,0	11,2	23,0	9,0	7,4
	- в естественном состоянии						
	- в замоченном состоянии		-	5,6	16,7	8,1	-

Процесс моделирования включал оценку изменения вертикальных оседаний на основе продольных базовых моделей (рис. 4.28). В связи с Г-образной формой объекта модель разделена относительно его северо-западного угла. Продольные модели включают фундамент ленточного типа общей длиной $L_{\text{общ}}$ 41,98 м и 80,41 м соответственно, с переменной глубиной заложения в диапазоне 3,45–4,90 м, имеющий вдоль продольной оси модифицированные швы-трещины с переменным шагом в диапазоне значений от 1,0 до 2,0 м в зависимости от участка длины фундамента постоянной высоты. Фундамент нагружен равномерно распределенной эквивалентной нагрузкой q , определенной путем решения обратной задачи согласно требованиям [12]. Неоднородное строение грунтового массива задавалось согласно инженерно-геологическим разрезам с указанием областей обводненного грунта (рис. 4.28, б). Параметры материалов и деформационные свойства элементов модели представлены в табл. 4.7.

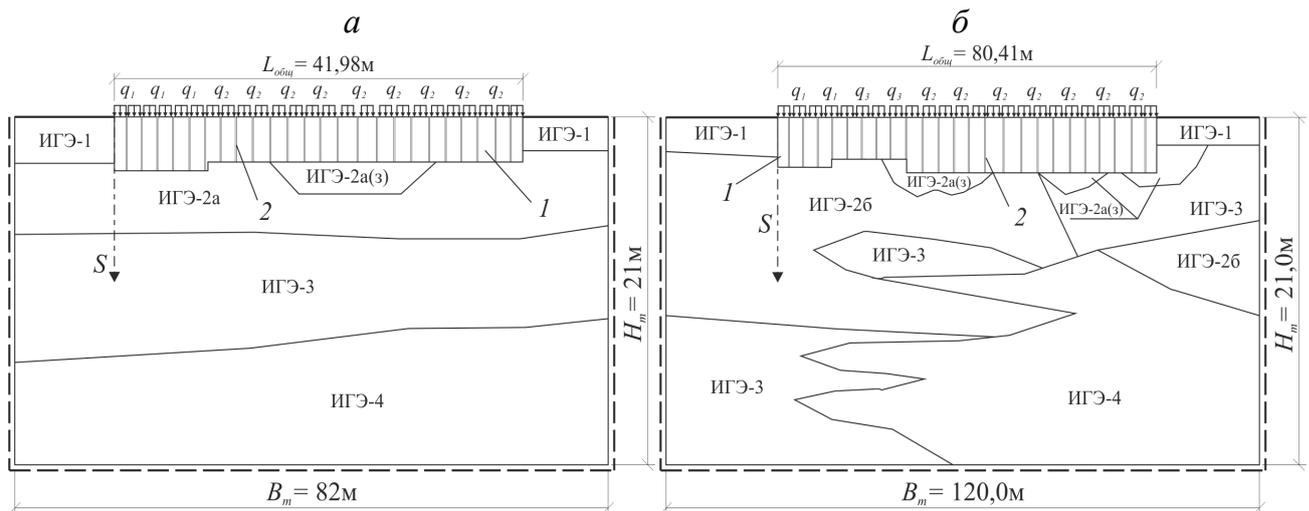


Рис. 4.28. Схема продольных базовых моделей вдоль западного (а) и северного (б) фасадов сооружения:
1 – фундамент; 2 – модифицированный шов-трещина

Анализ пространственных изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива основан на поперечной базовой модели, представленной на рис. 4.29. Базовая модель включает три бетонных фундамента, с глубиной заложения 3,45 м и 4,1 м, нагруженных сосредоточенными силами P . Между фундаментами расположен пол подвала толщиной 0,2 м. Высота подвала от поверхности земли составила 2,9 м. Строение грунтового массива аналогично продольным моделям и включает линзы грунтов, согласно инженерно-геоло-

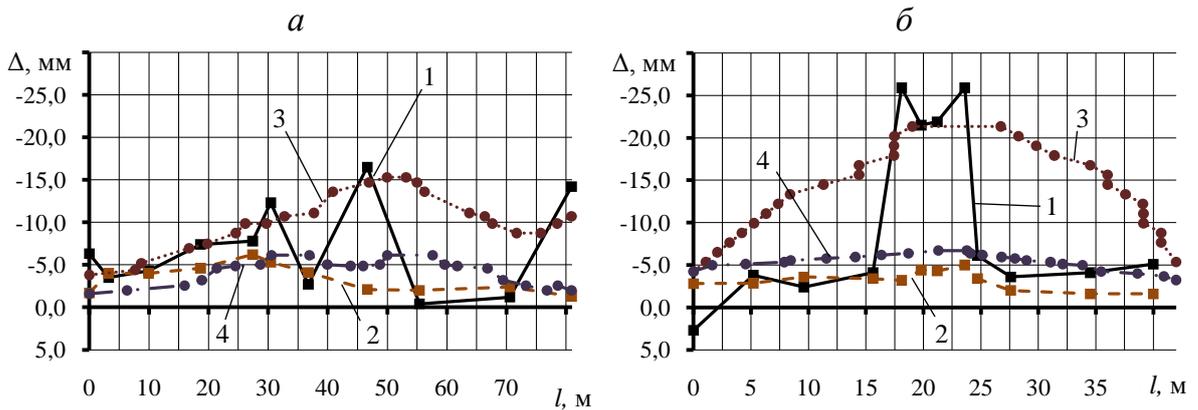


Рис. 4.30. Распределение вертикальных оседаний Δ вдоль продольных осей северного (а) и западного (б) фасадов объекта:

1 – фактические значения до закрепления; 2 – фактические значения после закрепления; 3 – прогнозируемые до закрепления; 4 – прогнозируемые значения после закрепления

Анализ зависимостей фактических наблюдений до закрепления показал, что в областях техногенной аварии значения Δ превышают средние значения более чем 2,5 раза, а после закрепления максимумы Δ сглаживаются, т. е. неравномерные осадки устраняются. Обращают на себя внимание резкие изменения на графиках $\Delta(l)$ инструментальных замеров (график 1 на рис. 4.30). Расчетные графики 3 значительно более сглаженные, при этом отличия максимальных значений Δ на этих границах не превышают 20 %. Прогнозируемые значения Δ после проведения закрепления сопоставимы с фактическими значениями и имеют средние отклонения от натурных измерений не более 17,3 %.

Второй этап анализа направлен на оценку пространственных изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива в области с наиболее сложной геологической структурой на основе результатов расчета в виде полей изолиний напряжений и деформаций, представленных на рис. 4.31.

Согласно полученным результатам распределение напряжений σ_z до закрепления происходит несимметрично, более нагруженной является преимущественно правая часть массива, с образованием области концентрации в обводненной части основания под левым фундаментом. В искусственном массиве асимметрия сохраняется, однако напряжения распределяются на большей глубине, концентрируясь под основаниями зон закрепления. Значительно возрастают напряжения вдоль боковых граней наклонных зон закрепления. Горизонтальные напряжения σ_x распределяются несимметрично, преимущественно концентрируясь в ИГЭ-2б и обводненной части массива. При введении зон закрепления распределение напряже-

ний σ_x происходит более равномерно, включая в нагрузку все элементы массива, значительно снижаются напряжения в обводненной области массива.

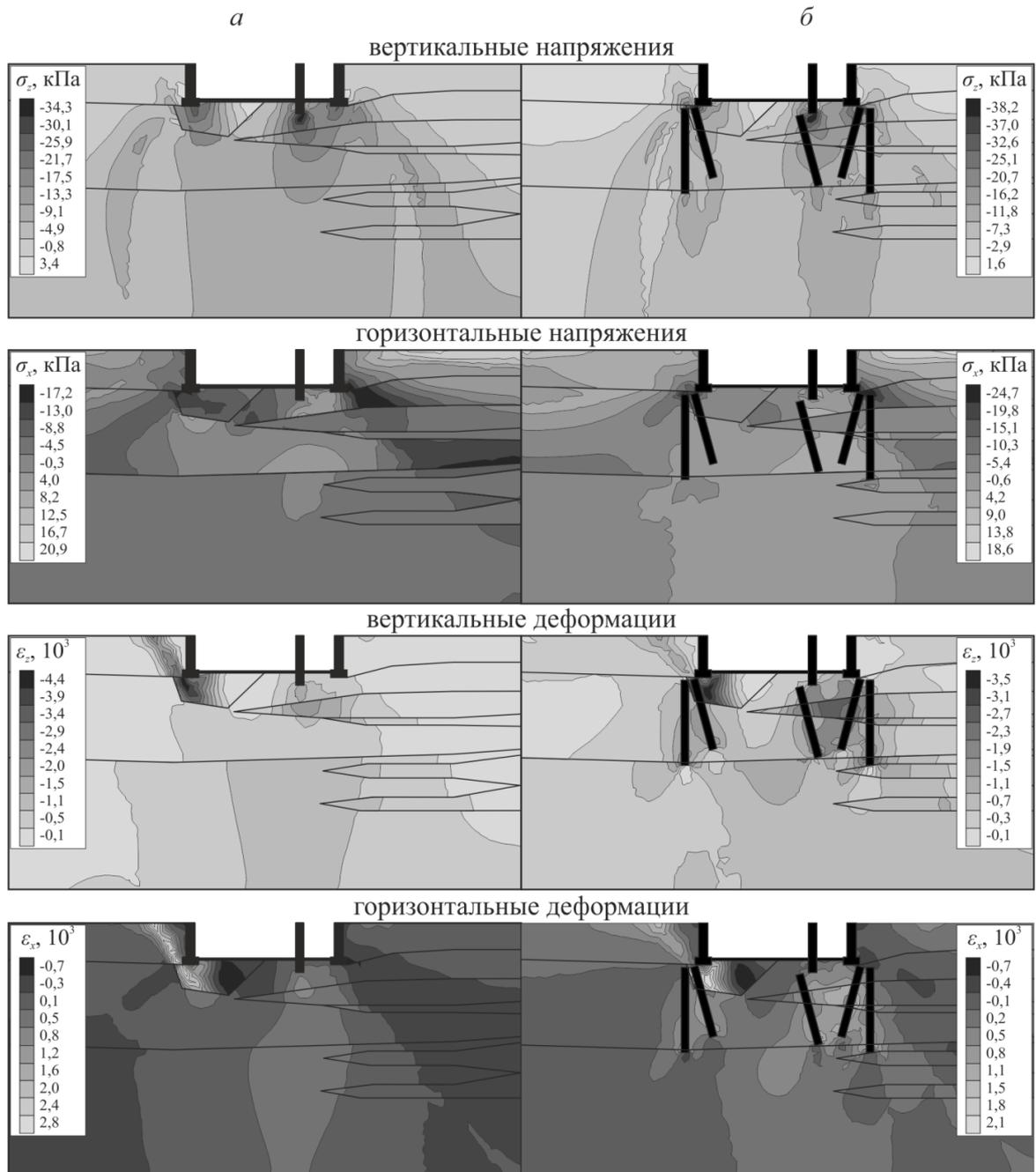


Рис. 4.31. Поля изолиний вертикальных σ_z , горизонтальных σ_x напряжений и деформаций ϵ_z , ϵ_x в естественном (а) и искусственном (б) грунтовых массивах

Картина распределения деформаций имеет схожие очертания с изолиниями напряжений: поля изолиний деформаций несимметричны, преимущественно концентрируются в области обводненного грунта. При закреплении основания деформации ϵ_z , ϵ_x перераспределяются, образуя области концентрации под правым фундаментом (ИГЭ-3) с сохранением деформаций в обводненной части.

Частные случаи распределения деформаций ε_z , ε_x по глубине модели вдоль осей z_1 , z_2 , z_3 представлены на рис. 4.32.

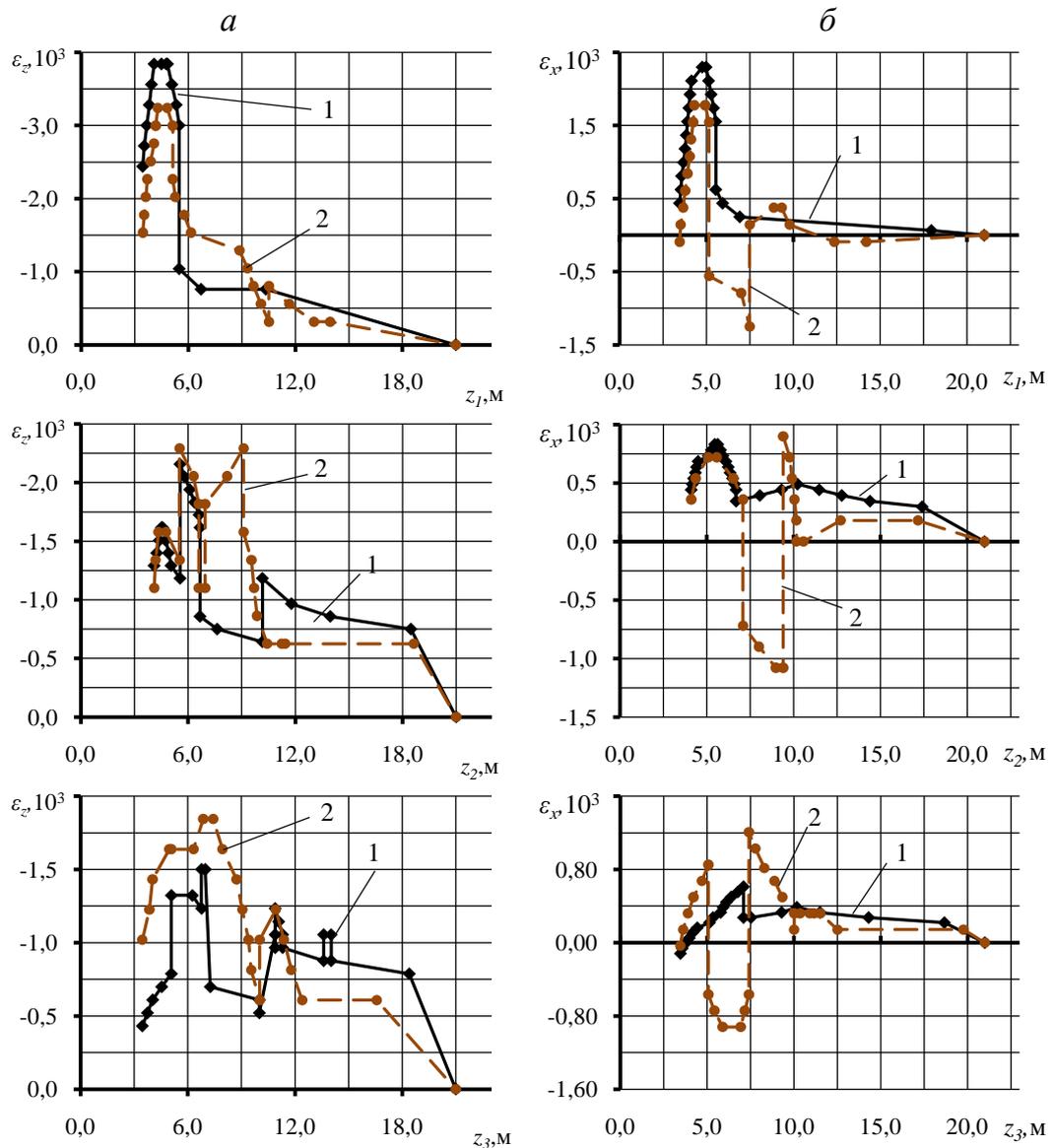


Рис. 4.32. Зависимости вертикальных (а) и горизонтальных (б) деформаций от глубины модели z по осям z_1 , z_2 , z_3 :

1 – в естественном массиве; 2 – в искусственном массиве

Распределение деформаций ε_z в массиве происходит неравномерно, с образованием разностей деформаций на границах слоев массива и зон закрепления. В условии естественного массива деформации ε_z имеют максимум значений на интервале $z_1 = 3,45\text{--}5,60$ м вследствие значительных деформаций в пределах обводненной части грунта, в том числе пластических по критерию сдвига Кулона–Мора. При введении в данной области массива зоны закрепления деформации уменьшаются. В пределах зоны закрепления на интервале $z_1 = 6,0\text{--}11,5$ м отмече-

но возрастание деформаций ε_z как следствие изгиба наклонной зоны закрепления. Вдоль оси z_2 также отмечены деформации наклонной зоны на интервале $z_2 = 6,0–11,5$ м, но на интервале $z_2 = 11,5–20,0$ м отмечено снижение деформаций ε_z , тогда как при искусственном основании зона влияния от срединного фундамента уменьшается. Деформации ε_z вдоль оси z_3 снижаются на интервале $z_3 = 12,3–20,0$ м и значительно возрастают на интервале $z_3 = 3,5–11,0$ м.

Таким образом, анализ вертикальных деформаций показал, что введение в расчет зон закрепления в ряде случаев уменьшает зону влияния нагрузки, при этом наклонные зоны подвержены большему изгибающему эффекту, чем вертикальные.

Горизонтальные деформации ε_x имеют более простую форму распределения с меньшей разностью величины деформаций на границах слоев при их концентрации преимущественно в приповерхностных слоях. При рассмотрении искусственного массива горизонтальные деформации имеют аналогичные особенности: поперечные деформации в пределах зон закрепления значительно выше деформаций неукрепленного массива ε_x ; вдоль оси z_1 деформации ε_x в зоне обводненного грунта снижаются с введением зон закрепления; вдоль оси z_3 отмечено возрастание положительных деформаций ε_x до и после зоны закрепления.

На основе геомеханических данных рекомендовано использование дополнительных зон закрепления в границах обводненного слоя грунта для повышения его деформационных свойств и предотвращения развития горизонтальных деформаций. Расположение и геометрические параметры дополнительных зон закрепления показаны на рис. 4.29, б.

4.4. Технико-экономическая эффективность от применения разработок

Основной технический эффект от практического применения разработанных методик геомеханического обоснования технологических параметров укрепления грунтовых оснований горнотехнических сооружений состоит в повышении безопасности работ.

Возможный экономический эффект обусловлен двумя факторами:

- снижение объемов маркшейдерских наблюдений на аварийных объектах;
- снижение материальных и трудовых затрат на ремонтно-восстановительные работы.

Экономическую эффективность от снижения объемов маркшейдерских наблюдений можно рассчитать по формуле

$$\mathcal{E}_1 = \frac{n_3 n_C T_P}{N} \cdot C,$$

где \mathcal{E}_1 – экономическая эффективность, руб.; n_3 – количество точек замера; n_C – количество серий наблюдений; T_P – время на 1 замер, смен; N – количество смен наблюдений, смен; C – затраты на заработную плату маркшейдера, 30,0 тыс. руб.

Результаты расчета экономической эффективности рекомендаций

n_3	n_C	T_P , смен	N , смен	\mathcal{E}_1 , руб.
22	8	0,15	20	39600

Таким образом, экономия на одном реальном объекте составляет около 40 тыс. руб. Кроме того, применение компьютерного геомеханического прогноза значительно снизит сроки строительных и ремонтных работ за счет устранения необходимости долговременных маркшейдерских наблюдений.

Геомеханическое обоснование технологических параметров упрочнения грунтовых оснований горнотехнических сооружений позволяет за счет более точных расчетов снизить расходы на ремонтные работы, строительные материалы, а также сократить сроки ремонтных работ минимум на 10 %.

Расчет экономической эффективности производится по формуле (на примере укосного копра вентиляционного ствола шахты Бутовская)

$$\mathcal{E}_2 = 0,1 \cdot C,$$

где \mathcal{E}_2 – годовой экономический эффект от применения рекомендаций, руб./год; C – ежегодные отчисления на ремонт, руб./год; 0,1 – экономия эксплуатационных затрат;

$$C = \frac{K}{T},$$

где K – проектная стоимость капиталовложений на сооружение копра, руб.; T – срок службы копра, лет;

$$K = m \cdot r + (m \cdot r) \cdot 0,15,$$

где m – масса копра, т; r – стоимость 1 т металлоконструкции, руб./т; 0,15 – нормы затрат на монтажные работы.

Результаты расчета экономической эффективности

m , т	r , руб./т	T , лет	K , млн. руб.	C , руб./год	\mathcal{E}_2 , руб./год
164	65 000	40	12,2	306 475	30 648

Таким образом, расчетный экономический эффект от применения рекомендаций при строительстве и эксплуатации укосного копра составит более 30,0 тыс. руб. в год.

Выводы

1. Объектами применения рекомендаций по геомеханическому обоснованию параметров неустойчивых грунтовых оснований являются здания производственного и непроизводственного назначения, сооружения горнотехнические и энергетические, дамбы, трубы, мачты.

Разработанная методика интегрирована в метод геотехногенных блоков, разработанный в НИИ «УралПромСтройНИИПроект» и Институте геологии и геохимии УрО АН СССР, основанной на разделении грунтов на 6 типов, квазиоднородных по свойствам: суглинки и глины, неуплотненные, средней и высокой степени уплотнения, насыпные грунты, выветрелые полускальные и трещиноватые скальные породы. Метод геотехногенных блоков включает: выбор глубины погружения инъекторов h , состава раствора и давления; определение диаметра d зоны упрочнения, включающей зоны обжатия, собственно упрочнения, интенсивного упрочнения, опрессования и конечного уплотнения; определение расстояния между инъекторами r при рядовом и кустовом расположении; определение расхода раствора Q , расчет эффективного модуля деформации E_g и геомеханическую проверку запроектированного геотехногенного блока по нормативным критериям.

Суть разработанной методики состоит в детализации геомеханического прогноза с учетом реальной неоднородности свойств грунтов. После определения параметров h , d , r , Q , E_g по базовому методу геотехногенных блоков производят прогноз превышения оседаниями критических нормативных значений с помощью базовой геомеханической модели. На установленных потенциально аварийных участках объекта производят корректирование параметров базовой модели в зависимости от действующих факторов или их сочетания (наличие слабого слоя или ослабленной зоны, асимметричной нагрузки) и производят локальное геомехани-

ческое моделирование для окончательной проверки по нормативным значениям напряжений σ , деформаций ε и оседаний Δ .

2. Разработанная методика геомеханического обоснования технологических параметров укрепления реализована на объектах с насыпными и естественными основаниями.

На угольном разрезе «Краснобродский» при эксплуатации комплекса наклонной сепарации (КНС) вследствие оползневых явлений оснований из насыпных вскрышных пород произошло образование ослабленных зон, которые привели к аварийным осадкам проемного бункера и опор галереи. Сформированная по данным геологических изысканий с учетом горизонтальной и изгибающей нагрузки базовая геомеханическая модель показала критический уровень оседаний опоры галереи № 11, в том числе и после запроектированного закрепления грунтов. Локальные геомеханические модели данной опоры в продольном и поперечном направлениях для всех компонентов напряжений и деформаций естественного и закрепленного оснований показали, что несмотря на положительный эффект напорной инъекции в ослабленной зоне они могут существенно возрасти. Рекомендовано максимально увеличить глубину закрепления.

3. Геомеханический прогноз выполнен на объектах с естественными основаниями неоднородного строения.

Проведено сопоставление экспериментальных и расчетных значений оседаний при ликвидации аварийного состояния объекта, где были проведены долговременные геодезические наблюдения. В течение 400 суток зафиксирована неравномерность осадок вдоль оси сооружения, достигающая 60 % вследствие замачивания грунтов основания. Геомеханическая модель объекта отражала слоистое строение основания с наличием ослабленной зоны и включала 23 штампа, имитирующих работу фундаментных блоков со швами. Сопоставление расчетных и замеренных значений деформаций показало расхождение от 5 до 25 % при среднем значении 17 %. Рекомендовано селективное укрепление оснований, начиная с интервала с наименьшим оседанием.

Фундамент следующего аварийного объекта по одной из осей располагался над слоем размокаемых грунтов. Расчет по базовым продольной и поперечной моделям показал наличие закритических оседаний под осью фундамента, не устраняемые напорным укреплением по базовому проекту. Расчет напряженно-деформированного состояния основания в поперечном осям фундаментов сечении

показал высокий уровень остаточных вертикальных и горизонтальных деформаций, для снижения которых рекомендовано провести нагнетание через дополнительные скважины.

Основание Г-образного в плане объекта осложнено наличием линз водонасыщенных просадочных грунтов. Расчетные значения оседаний по продольным базовым моделям вдоль западного и северного фасадов сооружения до закрепления показали заметные различия с инструментальными замерами, но для максимальных значений Δ отличия не превышали 20 %, после закрепления среднее отклонение составляет 17 %. Локальное моделирование на наиболее проблемном участке основания показало, что в искусственном массиве напряжения распределяются равномернее и на большую глубину. Вместе с тем зафиксировано увеличение вертикальных деформаций на отдельных интервалах и знакопеременные горизонтальные деформации, говорящие об изгибе зон укрепления. Для стабилизации деформаций предложено провести дополнительное инъецирование с внутренней стороны фундаментов.

4. Разработанные методики и рекомендации направлены на повышение технологической безопасности горно-строительных работ. Экономический эффект от их применения обусловлен возможным снижением объемов маркшейдерско-геодезических наблюдений на аварийных объектах, а также снижением материальных и трудовых затрат не менее чем на 10 %. Экономия при замене инструментальных наблюдений на геомеханический прогноз на одном объекте составит около 40,0 тыс. руб., а при снижении затрат на ремонт укосного надшахтного копра – более 30,0 тыс. руб. в год.

Заключение

Диссертация является научно-квалификационной работой, в которой содержится решение актуальной задачи геомеханического обоснования параметров укрепления неустойчивых грунтовых оснований эксплуатируемых горнотехнических зданий и сооружений, включающее обоснование рациональных параметров компьютерных геомеханических моделей, критериев их анализа, установление закономерностей геомеханических процессов в укрепляемых грунтах при различных геологических и геотехнических условиях, интегрирование геомеханического прогноза в существующие методы расчета параметров укрепления, обеспечивающее повышение устойчивости наземных сооружений, снижение материальных и трудовых затрат, что имеет значение для совершенствования способов и средств освоения недр Земли.

Основные научные, практические результаты и рекомендации сводятся к следующему.

1. Для геомеханического моделирования укрепляемых грунтовых оснований горнотехнических зданий и сооружений целесообразно использовать метод конечных элементов, при этом рациональные диапазоны основных параметров модели целесообразно определять по критерию минимальных погрешностей расчета. При анализе баз данных кроме традиционных критериев в виде расстояний до экстремальных значений напряжений, деформаций и коэффициентов концентрации следует использовать критические границы зон, определенные по классическим критериям устойчивости, и интегральные показатели, учитывающие распределение локальных параметров по интервалам и площадям геомеханических зон. Для расчета рациональных параметров компьютерных моделей зон и интегральных показателей рекомендуется использовать разработанные циклические алгоритмы, компьютерные программы.

2. При закреплении насыпного или влагонасыщенного однородного грунтового основания происходит перераспределение напряжений в более глубокие зоны, при этом величина оседаний грунтов уменьшается с увеличением размеров и площади зон закрепления, расстояния между ними и их относительной жесткости. Зона закрепления как геотехнический элемент работает как балка с жесткой заделкой в прочном грунтовом слое. Дополнительная горизонтальная нагрузка T , возникающая при работе подъемных, вентиляционных механизмов и конвейеров, соизмеримая с вертикальной P , вызывает асимметрию напряжений и дефор-

маций усиливающуюся с увеличением отношения T/P . Зоны упрочнения под ленточным фундаментом с продольной площадью $S_r = 1,8\text{--}3,6 \text{ м}^2$ снижают величины интегральных показателей $I_{\sigma z}$ и $I_{\varepsilon z}$ на 10–15 %, а $I_{\varepsilon x}$ – до 60–70 %, что уменьшает риск потери устойчивости фундамента. В слоистом основании наибольший эффект дает закрепление в нижнем более жестком слое, при котором отношение коэффициентов концентрации напряжений в слабом и сильном слоях снижается более чем в 3 раза, а разность деформаций на границе слоев увеличивается с ростом отношения их модулей деформации E_2/E_1 . Влияние угла наклона слоев в диапазоне $\beta = 0\text{--}18^\circ$ на геомеханическое состояние при всех схемах закрепления не превышает погрешности расчета. При неравномерном нагружении силами P_1 и P_2 смещения и вертикальные напряжения линейно зависят от соотношения нагрузок P_2/P_1 , формируются горизонтальные напряжения и деформации, асимметрия которых усиливается с ростом P_2/P_1 . В слоистом массиве вертикальные деформации сосредоточены в пределах первого слабого слоя, а горизонтальные локализованы на его границе.

3. Методика геомеханического обоснования параметров укрепления грунтов основана на учете неоднородности их свойств и включает два этапа: прогноз превышения предельных нормативных значений оседаний при параметрах базовой модели, определенных методом геотехногенных блоков «УралПромСтройНИИ-Проект»; корректирование базовых параметров по результатам локального геомеханического прогноза на потенциально аварийных участках, формирующихся за счет негативного влияния горнотехнических процессов. Разработанная методика реализована при ликвидации аварийных состояний комплекса наклонной сепарации, сооруженного на основании из насыпных скальных пород, и трех зданий с естественными основаниями слоистого строения, сложенными просадочными и влагонасыщенными грунтами. Рекомендованные меры по изменению параметров укрепления на этих объектах состоят в следующем: увеличение глубины инъекции; устройство дополнительных инъекционных скважин; переход на технологию селективного укрепления.

4. Кроме повышения безопасности горно-строительных работ применение разработанных методик и рекомендаций обеспечивает экономию трудовых и материальных затрат за счет снижения необходимых объемов маркшейдерско-геодезических измерений и увеличения межремонтных сроков при эксплуатации объектов.

Список литературы

1. Аварии года // Безопасность труда в промышленности. – 2010. – № 10. – С.18.
2. Абелев, М. Ю. Аварии фундаментов сооружений: учеб. пособие. – Москва: Изд-во МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1975. – 56 с.
3. Швец, В. Б. Усиление и реконструкция фундаментов / В. Б. Швец, В. И. Феклин, Л. К. Гинзбург. – Москва: Стройиздат, 1985. – 204 с.
4. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд; перераб. и доп. – Москва: ВНИИТПИ, 2000. – 320 с.
5. Полищук, А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. – Нортхемптон: STT; Томск: STT, 2004. – 476 с.
6. Иванов, Ю. В. Реконструкция зданий и сооружений: усиление, восстановление, ремонт: учеб. пособие. – Москва: Изд-во АСВ, 2012. – 312 с.
7. Прокопов, А. Ю. Горнотехнические здания и сооружения: учеб. пособие / А. Ю. Прокопов, С. Г. Страданченко, А. А. Шубин. – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2006. – 231 с.
8. Першин, В. В. Основы горного дела. Строительная геотехнология: учеб. пособие для вузов / В. В. Першин, А. И. Копытов, В. И. Сарычев, М. Д. Войтов, А. Б. Сабанцев, П. М. Будников. – Новосибирск: Наука, 2014. – 140 с.
9. Никулин, Н. Ю. Диагностирование состояния и свойств грунтового основания участка железнодорожного пути на угольном разрезе «Краснобродский» / Н. Ю. Никулин, С. М. Простов, Р. Ю. Зима, Е. О. Тихонов // Вестник КузГТУ. – 2010. – № 5. – С.51–56.
10. Барях, А. А. Теоретические обоснования условий образования провалов на земной поверхности после аварийного затопления калийных рудников / А. А. Барях, С. Ю. Девятков, Н. А. Самоделкина // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2016. – № 1. – С.50–61.
11. Свирко, С. В. Закономерности развития оседаний земной поверхности вкострости лав при обработке пологих и наклонных пластов Кузбасса с высокими скоростями подвигания забоев / С. В. Свирко, А. А. Ренев // Вестник КузГТУ. – 2014. – № 6. – С.23–27.
12. Егоров, А. П. К вопросу об оценке степени влияния на объекты земной поверхности проявления оползневых процессов в условиях Кузбасса / А. П. Егоров, О. А. Шестаков, Н. И. Нагайчук, А. О. Шестакова, И. В. Зотова // Научные технологии разработки и использования минеральных ресурсов: научный журнал. – 2016. – № 2. – С.119–123.
13. Хуцкий, В. П. Оценка влияния скорости проходки станционных туннелей на величину деформаций земной поверхности при строительстве метрополитена в Санкт-Петербурге // Горный журнал. – 2016. – № 4. – С.20–24.
14. V. A. P'ichev, N. S. Nikiforova, M. M. Tupikov. Deformation of soil masses during construction of shallow utility tunnels. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2011. Volume 48. Issue 3. Article 94.
15. Абелев, М. Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. – Москва: Стройиздат, 1973. – 145 с.

16. Далматов, Б. И. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений: учеб. пособие / Б. И. Далматов, Н. Н. Морарускул, В. Г. Науменко. – Москва: Высш. шк., 1986. – 239 с.
17. Алексеев, С. И. Конструктивное усиление оснований при реконструкции зданий: методическое пособие. – Санкт-Петербург: Санкт-Петербургское отделение ООФ «ЦКС», 2011. – 87 с.
18. Крутов, В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. – Киев: Будівельник, 1982. – 224 с.
19. Иванов, П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений: учеб. для гидротехн. спец. вузов. – Москва: Высш. шк., 1985. – 352 с.
20. Мангушев, Р. А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: учеб. пособие. / Р. А. Мангушев, Р. А. Усманов, С. В. Ланько, В. В. Конюшков. – Санкт-Петербург: Изд-во АСВ, 2012. – 280 с.
21. Шишкин, В. Я. Укрепление грунтов основания существующих зданий щебеночными сваями / В. Я. Шишкин, В. Н. Зачесов // Основания, фундаменты, механика грунтов. – 2007. – № 6. – С.17–20.
22. Юрданов, А. П. Термическое упрочнение грунтов в строительстве. – Москва: Стройиздат, 1990. – 128 с.
23. Семенов, Д. А. Искусственное закрепление грунтов термическим методом / Д. А. Семенов, С. В. Калошина // Научный альманах. – 2016. – 9-1(23). – С.497–500.
24. Ташкинов, А. С. Упрочнение неустойчивых массивов горных пород на основе термического и газотермохимического воздействия / А. С. Ташкинов, А. А. Табрский, Е. В. Гончаров, А. Т. Карманский // Вестник КузГТУ. – 2006. – № 1. – С.74–76.
25. Шихов, А. Н. Реконструкция гражданских и промышленных зданий: монография. – Пермь: ИПЦ «Прокрость», 2015. – 399 с.
26. Юшин, А. И. Особенности проектирования фундаментов зданий на основаниях, деформируемых горными выработками. – Москва: Стройиздат, 1980. – 137 с.
27. Коробова, О. А. Усиление оснований и реконструкция фундаментов: учеб. пособие / О. А. Коробова; Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т (Сибстрин). – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2008. – 335 с.
28. Ильичев, В. А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / В. А. Ильичев, Р. А. Мангушев. – Москва: Изд-во АСВ, 2014. – 743 с.
29. Берлинер, В. И. Укрепление оснований, усиление и ремонт фундаментов зданий: учеб. пособие. / В. И. Берлинер, В. А. Кондрашов, В. В. Кондрашов. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2010. – 130 с.
30. Мирский, А. И. Горячая битумизация. Опыт строительства. – Москва: Госстройиздат, 1962. – 104 с.
31. Хямяляйнен, В. А. Развитие инъекционных способов уплотнения массивов горных пород в Кузбассе // Вестник КузГТУ. – 2015. – № 5. – С.25–31.
32. Бурков, Ю. В. Совершенствование методики определения основных параметров инъекционного упрочнения породных массивов // Вестник КузГТУ. – 2012. – № 4. – С.40–42.
33. A. A. Zemlyanskii. Active reinforcement of weak soils during construction of high-capacity holding tanks. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2006. Volume 43. Issue 4. pp.131–135.
34. Мирсаяпов, И. Т. Расчетная модель несущей способности армированного основания при циклическом нагружении / И. Т. Мирсаяпов, И. В. Королева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 4. – С.12–17.

35. Ибрагимов, М. Н. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов: монография / М. Н. Ибрагимов, В. В. Семкин. – Москва: Изд-во АСВ, 2012. – 256 с.
36. Аллас, Э. Э. Укрепление оснований гидротехнических сооружений / Э. Э. Аллас, А. Н. Мещеряков. – Москва; Санкт-Петербург: Энергия, 1966. – 115 с.
37. Ржаницын, Б. А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. – Москва: Стройиздат, 1986. – 263 с.
38. Ибрагимов, М. Н. Особенности цементации грунтов по гидроструйной технологии // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2013. – № 5. – С.17–21.
39. S. G. Bogov. Experience with jet technology for strengthening foundations of old buildings. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2007. Volume 44. Issue 3. pp.109–114.
40. Черняков, А. В. Применение технологии струйной цементации грунта при усилении фундаментов и реконструкции исторических зданий на территории государственного музея-заповедника «Царицыно» // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 5. – С.8–11.
41. Мотузов, Я. Я. Опыт устройства илцементных свай / Я. Я. Мотузов, М. Н. Ибрагимов, В. В. Семкин // Сборник научных трудов НИИОСП. – 2008. – С.225–231.
42. Королев, В. М. Опыт закрепления грунтов с помощью микроцемента / В. М. Королев, О. Е. Смирнов, Э. С. Аргал, В. А. Ашихмен // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 4. – С.10–14.
43. Ибрагимов, М. Н. Опыт закрепления грунтов цементацией по вибротехнологии / М. Н. Ибрагимов, В. И. Митраков, Н. Т. Фатеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 6. – С.21–23.
44. Рубцов, И. В. Закрепление грунтов земляного полотна автомобильных и железных дорог / И. В. Рубцов, В. И. Митраков, О. И. Рубцов. – Москва: Изд-во АСВ, 2007. – 181 с.
45. Фатеев, Н. Т. Противооползневая защита склонов на основе глубинной геотехнологии закрепления грунтов // Материалы VI международного симпозиума освоения месторождений минеральных ресурсов и подземного строительства в сложных гидрогеологических условиях. – Белгород, 2001. – С.342–348.
46. Простов, С. М. Комплексный мониторинг процессов высоконапорной инъекции грунтов / С. М. Простов, В. А. Хямяляйнен, О. В. Герасимов; РАЕН. – Кемерово; Москва: Издательское объединение «Российские университеты»: Кузбассвуиздат. – АСТШ, 2006. – 94 с.
47. A. V. Lubyagin, V. K. Fedorov. Modification of Soil Beds by the Method of Compensation Injection. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2015. Volume 52. Issue 2. pp.109–113.
48. Ибрагимов, М. Н. Вопросы проектирования и производства работ уплотнения грунтов инъекцией растворов по гидроразрывной технологии // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 2. – С.22–27.
49. Исаев, Б. Н. Опыт закрепления грунтов цементногрунтовыми элементами / Б. Н. Исаев, С. Ю. Бадеев, А. Г. Лунев, Н. Н. Цапкова, В. В. Логутин, М. В. Кузнецов, В. С. Бадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2010. – № 5. – С.29–32.
50. Вознесенская, Е. С. Упрочнение оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва с использованием манжетной технологии / Е. С. Вознесенская, В. А. Ермолаев, А. И. Осокин, С. Н. Татаринцов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 6. – С.19–24.

51. M. N. Ibragimov. Experience with injection methods for stabilization of bed soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2009. Volume 46. Issue 1. pp.17–23.
52. Страданченко, С. Г. Исследования параметров химического и электрохимического закрепления грунтов: монография / Шахтинский институт (филиал) ЮРГТУ (НПИ). – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2009. – 198 с.
53. Простов, С. М. Электрохимическое закрепление грунтов / С. М. Простов, А. В. Покатилов, Д. И. Рудковский; РАЕН. – Томск: Изд-во Томского гос. ун-та, 2011. – 294 с.
54. Серова, О. В. Способы и устройства электрохимического закрепления неустойчивых грунтов (аналитический обзор) / О. В. Серова, А. А. Смирнова; под редакцией С. М. Простова; Кузбасский гос. тех. ун-т. – Кемерово, 2009. – 213 с.
55. А. с. №536283, МКИ Е 02D 3/12. Способ электрохимического закрепления глинистого грунта / В. В. Чепелев, С. В. Тордуа. – №2067427/33; Заявл.14.10.1974; Опубл. 25.11.1976; Бюл. №43.
56. А. с. №669009, МКИ Е 02D 3-14. Способ электрохимического закрепления грунта / В. Б. Галеев, С. М. Файзуллин, В. В. Лубушкин. – № 2581449/29-33; Заявл.15.02.1978; Опубл. 25.06.1979; Бюл. №23.
57. Усанов, С. В. Технология мониторинга нелинейных деформаций зданий и сооружений / С. В. Усанов, В. И. Ручкин, О. Д. Желтышева // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2014. – № 6. – С.53–60.
58. Простов, С. М. Методы и средства геоконтроля: учеб. пособие / ГУ КузГТУ. – Кемерово, 2005. – 191 с.
59. Кашиников, Ю. А. Геомеханическая оценка состояния ответственных сооружений Тишинского рудника при обработке глубоких горизонтов / Ю. А. Кашиников, С. Г. Ашихмин, Д. В. Шустов, А. Е. Фандеев, А. И. Ананин // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2010. – № 2. – С.43–52.
60. Корнев, Е. С. Численное моделирование геомеханического состояния геомассива при двусторонней выемке коротких угольных столбов / Е. С. Корнев, Л. Д. Павлова, В. Н. Фрянов // Вестник КузГТУ. – 2015. – № 2. – С.20–25.
61. СП 22.13330.2011. Основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01.-83* / Мин. России. – Москва: ОАО «ЦПП», 2011. – 297 с.
62. Мирсаяпов, И. Т. Прогнозирование деформаций оснований фундаментов с учетом длительного нелинейного деформирования грунтов / И. Т. Мирсаяпов, И. В. Королева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 4. – С.16–23.
63. Вейскарами, М. Применение метода линий нулевых растяжений (ЛНР) для прогноза несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения / М. Вейскарами, М. Джанандиш, А. Гхахрамани // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2010. – № 3. – С.2–7.
64. A. N. Pushilin, A. V. Favorov, V. I. Sheinin. Method of calculating forces in buildings subject to bed deformations induced by underground excavations. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2007. Volume 44. Issue 3. pp.77–82.
65. Строкова, Л. А. Методы оценки оседания поверхности при проходке городских туннелей // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2010. – № 3. – С.12–15.
66. Магдыч, В. И. Методы прогнозирования и выбора параметров устойчивости откосов и бортов разрезов и отвалов вскрышных пород // В. И. Магдыч, Т. А. Волегова, А. П. Егоров, А. М. Тращенко // Научно-технические проблемы разработки и использования минеральных ресурсов: научный журнал. – 2016. – № 2. – С.115–119.

67. Петрухин В. П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства: научное издание / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева. – Москва: Изд-во АСВ, 2015. – 224 с.
68. Клейменов, Р. Г. Прогноз устойчивости отвала вскрышных пород на намывном основании / Р. Г. Клейменов, Е. В. Костюков, С. М. Простов, А. В. Громыко // Вестник КузГТУ. – 2008. – № 1. – С.12–14.
69. B. Petrovic, S. Vujić, V. Čebašek, G. Gajić, D. Ignjatović. Predictive analysis of slope stability of internal dumps in Tamnava–West field mine after flooding. *Journal of Mining Science*. January 2016. Volume 52. Issue 1. pp.110–114.
70. Баклашов, И. В. Геомеханика: учеб. для вузов. в 2 т. / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия, А. Н. Шашенко, В. Н. Борисов. – Москва: Изд. Москов. гос. горного ун-та, 2004. – т.2. Геомеханические процессы. – 249 с.
71. Малинин, А. Г. Программы для геотехнических расчетов / А. Г. Малинин, П. А. Малинин, С. А. Чернопазов, И. Л. Гладков, А. В. Воробьев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 1. – С.11–14.
72. Зимин, В. М. Оптимизация исходных данных для расчета оснований и фундаментов / В. М. Зимин, Л. Я. Бондарь // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 1. – С.14–15.
73. Болдырев, Г. Г. Определение параметров моделей грунтов / Г. Г. Болдырев, И. Х. Идрисов, Д. Н. Валеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 3. – С.20–25.
74. Лучкин, М. А. Исследование свойств глинистых грунтов для геотехнического моделирования оснований / М. А. Лучкин, В. М. Улицкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006– № 6. – С.7–9.
75. Вей Ван. Конечно-элементное моделирование на основании мезоструктуры грунта, полученной из цифрового изображения / Вей Ван, Пей-Лин Хэ Де-Хен Чжан // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 1. – С.12–15.
76. Орехов, В. В. О расчете оснований по деформациям численными методами // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 1. – С.2–4.
77. Курленя, М. В. Техногенные геомеханические поля напряжений / М. В. Курленя, В. М. Серяков, А. А. Еременко. – Новосибирск: Наука, 2005. – 264 с.
78. Богомоллов, А. Н. Сопоставление результатов физических и численных экспериментов по определению несущей способности однородного основания штампа / А. Н. Богомоллов, О. А. Богомоллова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 6. – С.7–11.
79. Баклашов, И. В. Механика подземных сооружений и конструкций крепей / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия. – Москва: Недра, 1992. – 543 с.
80. Тер-Мартirosян, З. Г. НДС водонасыщенных оснований фундаментов конечной ширины / З. Г. Тер-Мартirosян, А. З. Тер-Мартirosян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 6. – С.6–10.
81. Шапиро, Д. М. Упругопластический расчет оснований фундаментов мелкого заложения / Д. М. Шапиро, Ю. А. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2013. – № 4. – С.19–23.
82. Королев, К. В. Конечная (максимальная) несущая способность водонасыщенного основания ленточного фундамента // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2013. – № 4. – С.8–12.
83. Азаров, А. В. Математическое моделирование напряженного состояния пород при касательной и нормальной нагрузках стенок скважины в интервале гидроразры-

ва / А. В. Азаров, М. В. Курленя, А. В. Патутин, С. В. Сердюков // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2015. – № 6. – С.3–10.

84. Павлов, В. А. Развитие метода гидроразрыва применительно к оценке напряженного состояния проницаемых горных пород / В. А. Павлов, А. В. Янкайте, С. В. Сердюков // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2009. – № 12.

85. Сердюков, С. В. К вопросу об измерении напряжений в породном массиве методом гидроразрыва / С. В. Сердюков, М. В. Курленя, А. В. Патутин // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2016. – № 6. – С.6–14.

86. Мартынюк, П. А. Метод оценки напряженного состояния массива горных пород по деформационной характеристике прискважинной зоны, содержащую трещину гидроразрыва / П. А. Мартынюк, В. А. Павлов, С. В. Середюк // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2011. – № 3. – С.28–35.

87. Патутин, А. В. Численные исследования геомеханического способа управления продольным гидроразрывом в угольном пласте. – Проблемы геологии и освоения недр: труды XVI международного симпозиума имени академика М. А. Усова студентов и молодых ученых, посвященного 110-летию со дня основания горно-геологического образования в Сибири. – 2012. – С.364–366.

88. Лобанова, Т. В. Исследование геомеханического состояния породного массива при формировании и проявлении горных ударов на Таштагольском руднике // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2008. – № 2. – С.38–46.

89. Лобанова, Т. В. Результаты комплексной оценки напряженно-деформированного состояния горного массива Таштагольского месторождения геофизическими и геодезическими методами / Т. В. Лобанова, С. В. Моисеев // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2009. – № 3. – С.31–39.

90. Либерман, Ю. М. Давление на крепь капитальных выработок. – Москва: Стройиздат, 1996. – 119 с.

91. Ерофеев, Л. М. Повышение надежности крепи горных выработок / Л. М. Ерофеев, Л. А. Мирошникова. – Москва: Недра, 1998. – 245 с.

92. Карташов, Ю. М. Прочность и деформируемость горных пород / Ю. М. Карташов, Б. В. Матвеев, Г. В. Михеев, А. Б. Фадеев. – Москва: Недра, 1979. – 269 с.

93. Серяков, В. М. Математическое моделирование напряженно-деформированного состояния массива горных пород при применении технологий с закладкой выработанного пространства // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2014. – № 5. – С.51–60.

94. Лобанова, Т. В. Расчет напряженно-деформированного состояния массива для оценки разрушения горных пород при отработке слепых рудных тел Шерегешевского месторождения / Т. В. Лобанова, В. М. Серяков // Научные технологии разработки и использования минеральных ресурсов. – 2015. – № 2. – С.51–60.

95. Миренков, В. Е. Математическое моделирование деформирования образцов пород / В. Е. Миренков, А. А. Красовский // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2013. – № 4. – С.62–67.

96. Булычев, Н. С. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок / Н. С. Булычев, Н. Н. Фотиева, Е. В. Стрельцов. – Москва: Недра, 1986. – 288 с.

97. Миренков, В. Е. К вопросу учета линейного изменения поля напряжений нетронутого массива с глубиной в задачах геомеханики / В. Е. Миренков, А. А. Красовский // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2014. – № 3. – С.26–32.

98. Тимошенко, С. П. Теория упругости / С. П. Тимошенко, Дж. Гудьер. – Москва: Наука, 1979. – 560 с.
99. Бушманова, О. П. Численное моделирование процесса деформирования материала в сходящемся канале в условиях возникновения линий локализации сдвигов / О. П. Бушманова, С. Б. Бушманов // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2009. – № 4. – С.33–38.
100. Протосеня, А. Г. Разработка численной модели прогноза предельного состояния массива с использованием критериев прочности Ставрогина / А. Г. Протосеня, М. А. Карасев, Н. А. Беляков // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2015. – № 1. – С.40–48.
101. Курленя, М. В. Напряженно-деформированное состояние горных пород вокруг выработки при переменном модуле Юнга / М. В. Курленя, В. Е. Миренков, А. А. Красновский // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2015. – № 5. – С.92–99.
102. Протосеня, А. Г. Упругопластическая задача для выработок различных форм поперечных сечений при условии предельного равновесия Кулона / А. Г. Протосеня, М. А. Карасев, Н. А. Беляков // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2016. – № 1. – С.71–81.
103. Тырымов, А. А. Численное моделирование и анализ напряженно-деформированного состояния анизотропного массива горных пород на основе графового метода // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2012. – № 5. – С.52–66.
104. Миренков, В. Е. Об одном методе расчета напряженно-деформированного состояния массива горных пород вокруг выработок с учетом весовых характеристик // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – 2016. – № 3. – С.20–26.
105. Ермакова, И. А. Численное моделирование геомеханического состояния отвала на водонасыщенном основании / И. А. Ермакова, С. П. Бахаева, А. В. Дягилева // Вестник КузГТУ. – 2014. – № 4. – С.11–15.
106. Черданцев, Н. В. Моделирование геомеханического состояния анизотропного по прочности неоднородного массива горных пород / Н. В. Черданцев, В. Т. Преслер // Вестник КузГТУ. – 2014. – № 4. – С.15–22.
107. Черданцев, Н. В. Определение размера предельно-напряженной зоны углепородного массива в борту пластовой выработки / Н. В. Черданцев, С. В. Черданцев // Вестник КузГТУ. – 2011. – № 3. – С.3–10.
108. Фадеев, А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – Москва: Недра, 1987. – 221 с.
109. Шапиро, Д. М. Упругопластический анализ несущей способности оснований реконструируемых объектов методом конечных элементов / Д. М. Шапиро, Н. Н. Мельничук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 2. – С.18–21.
110. Зерцалов, М. Г. Использование информационных систем для геомеханического мониторинга в подземных сооружениях / М. Г. Зерцалов, А. Д. Потапов, А. В. Манько // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 6. – С.2–5.
111. Шашкин, А. Г. Моделирование работы массива слабых глинистых грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 4. – С.9–15.
112. Протосеня, А. Г. Разработка численной модели прогноза деформаций грунтового массива при строительстве полузаглубленного сооружения в программном ком-

плексе ABAQUS / А. Г. Протосеня, М. А. Карасев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 2. – С.2–6.

113. Строкова, Л. А. Численное моделирование оседаний поверхности при проходке метрополитена // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. – № 3. – С.29–31.

114. Мюджа, Д. Численное моделирование поведения заторфованных грунтов, уплотненных песчаными колонами / Мюджа Д., Сиау К. С., Тасним С. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 6. – С.6.

115. Тер-Мартirosян, З. Г. Напряженно-деформированное состояние преобразованного основания / З. Г. Тер-Мартirosян, Абдулмалек Ала Саид // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 6. – С.8–11.

116. Безволев, С. Г. Общая методика расчета напряженно-деформированного состояния массива грунта с упрочняющими или ослабляющими элементами // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 3. – С.2–8.

117. Глазков, Ю. Ф. Физические предпосылки расчетов параметров крепи выработок при электрохимическом закреплении глинистых наносов / Ю. Ф. Глазков, С. М. Простов, Д. И. Рудковский // Вестник КузГТУ. – 2007. – № 5. – С.44–48.

118. Глазков, Ю. Ф. Обоснование параметров комбинированной крепи в упруго-пластическом режиме / Ю. Ф. Глазков, С. М. Простов, Д. И. Рудковский // Вестник КузГТУ. – 2007. – № 6. – С.4–10.

119. Zienkiewicz, O. C. The Finite Element Method / O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor. – 4Ed. – McGraw-Hill, 1989. – Vol. 1.

120. Зинкевич, О. С. Конечные элементы и аппроксимация / О. С. Зинкевич, К. Морган. – Москва: Мир, 1986. – 318 с.

121. Покатилов, А. В. Компьютерное моделирование геомеханических процессов при электрохимическом закреплении грунтов оснований сооружений / А. В. Покатилов, С. М. Простов, С. А. Иванов // Вестник КузГТУ. – 2013. – № 4. – С.61–63.

122. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова; изд.2-е, перераб. и доп. – Москва: Стройиздат, 1973. – 627 с.

123. Гольдштейн, М. Н. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений / М. Н. Гольдштейн, С. Г. Кушнер, М. И. Шевченко. – Киев: «Будівельник», 1977. – 208 с.

124. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85/ Мин. России. – Москва: ОАО «ЦПП», 2010. – 109 с.

125. Sergei M. Prostov, Mikhail V. Sokolov. Simulation of stress-strain state of the reinforced soil foundation for structures. Taishan Academic Forum - Project on Mine Disaster Prevention and Control, October 17-20, Qingdao, China. 2014. pp.350–355.

126. Соколов М. В., Простов С. М. Программа для построения зон напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований зданий и сооружений. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2015614668, 23 апреля 2015 г.

127. Соколов М. В., Простов С. М. Программа для определения интегрального показателя изменения напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2015614451, 17 апреля 2015 г.

128. Бартоломей, Л. А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземной конструкции / Л. А. Бартоломей; Пермский гос. тех. ун-т. – Пермь: Изд-во ПГТУ, 1999. – 148 с.

129. Sergei M. Prostov, Mikhail V. Sokolov and Andrey V. Pokatilov. The Influence Of Injecting Strengthening For Uniform Subgrade Soils Of Strip Foundations On Their Stress-Strain State. International Journal of Applied Engineering Research. 2015. Volume 10. Number 25. pp.45297–45306.

130. Соколов, М. В. Исследование влияния закрепления грунтового основания на напряженно-деформированное состояние / М. В. Соколов, С. М. Простов // Вестник КузГТУ. – 2015. – № 1. – С.7–10.

131. Простов, С. М. Анализ напряженно-деформированного состояния укрепляемого однородного грунтового основания на основе интегральных критериев / С. М. Простов, М. В. Соколов // Вестник КузГТУ. – 2015. – № 6. – С.52–61.

132. Соколов, М. В. Анализ влияния горизонтальной нагрузки на напряженно-деформированное состояние искусственных грунтовых оснований сооружений // Научно-технические технологии разработки и использования минеральных ресурсов: научный журнал. – 2016. – № 2. – С.128-136.

133. Mikhail V. Sokolov, Sergey M. Prostov and Viktor S. Zykov. The study of stress-strain state of stabilized layered soil foundations. E3S Web Conferences. Volume 15. 2017. Article 01015.

134. Пшеничкина, В. А. Экспериментально-теоретическое обоснование предельной нагрузки с заданным уровнем риска при моделировании работы системы «основание - фундамент - надземная часть строения» / В. А. Пшеничкина, С. И. Политов, А. А. Чирков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2015. – № 6. – С.311–316.

135. Соколов, М. В. Моделирование геомеханических процессов при неравномерном оседании оснований сооружений / М. В. Соколов, С. М. Простов // Вестник КузГТУ. – 2017. – № 1. – С.15–25.

136. Рекомендации по проектированию, расчету и устройству геотехногенных блоков и методам контроля качества их выполнения / Уральского ПромСтройНИИПроекта. – Свердловск: РотаПритн, 1989. – 108 с.

137. Серия 1.820.9-1 Выпуск 1. Фундаменты железобетонные столбчатые. Рабочие чертежи. – Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1982. – 262 с.

138. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Москва: ГП «ЦПП», 2011.

139. ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация. – Официальное издание. Москва: Стандартинформ, 2013.

140. Пириева, Н. Н. Установление размеров зон разрушения в предохранительных целиках при разработке пологих угольных пластов: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. тех. наук. Кузбасский гос. тех. ун-т, Кемерово, 2017.

141. Разумова, Л. В. Разработка методики прогнозирования напряженно-деформированного состояния неоднородного угольного массива: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. тех. наук. Сибирский гос. инд. ун-т, Новокузнецк, 2007.

142. Златицкая, Ю. А. Геомеханическое обоснование параметров опасных зон и технологии упрочнения пород в окрестности подземных горных выработок / Ю. А. Златицкая, В. Н. Фрянов. – Новокузнецк: Сибирский гос. инд. ун-т, 2006. – 160 с.

143. Павлова, Л. Д. Численное моделирование геомеханических процессов при короткозабойной отработке угольных пластов / Л. Д. Павлова, Е. С. Корнев, В. Н. Фрянов. – Прага: Vědecko vydavatelské centrum «Sociosféra-CZ», 2014. – 206 с.

Результаты применения технологии контролируемой напорной инъекции на объектах горной и энергетической промышленности в Кузбассе (по данным ООО «НООЦЕНТР»)

Объект	Особенности геологических и технических условий объекта	Характер и объем выполненных работ, сметная стоимость (год выполнения) работ	Технические результаты
1. Комплекс биофильтров очистных сооружений ОАО «Разрез «Бачатский»	Эксплуатируемое одноэтажное сооружение на монолитном железобетонном фундаменте. Основание фундамента – высокопористые грунты и сильнотрещиноватые скальные породы, ослабленные сейсмическим действием взрывных работ	НИ грунтов основания с шагом сетки 0,5×0,5 м на глубину 0,5–1,5 м при начальном давлении 1,2–1,5 МПа. Замоноличивание трещин и гидроизоляция фундамента 1,5 млн. руб. (2004 г.)	Прекращение осадок сооружения. Безаварийная эксплуатация в течение 2 лет, предотвращение сброса вредных веществ в гидросистему очистки
2. Корпус аккумулирующих бункеров ЦОФ ОАО «Разрез «Кедровский»	Эксплуатируемое 9-этажное производственное сооружение на монолитном железобетонном фундаменте. За счет влагонасыщения грунтов основания (просадочные суглинки, $h = 4–6$ м) и динамических нагрузок произошло накренивание конструкции	НИ грунтов основания с шагом сетки 0,5×0,5 м на глубину до 6 м при начальном давлении до 1,5 МПа с применением расширяющего цемента и спец. добавок, ремонт межпанельных швов, антикоррозийная обработка металлических конструкций 3,22 млн. руб. (2002–2004 гг.)	Выправление крена бункеров, позволившее демонтировать старые бункеры и построить новые на устойчивом фундаменте
3. Блок ДСУ-300 ОАО «Разрез «Барзасский»	Строящееся 3-этажное здание с подвалом, проектируемое на склоне при мощности суглинков основания $h \leq 4,5$ м. Нарушение жесткости железобетонной плиты фундамента вследствие просадки грунтов	Селективная НИ, начиная с участков с наибольшей деформацией фундамента при его толщине 600 мм 1,51 млн. руб. (2004 г.)	Обеспечение жесткости и устойчивости фундамента, нормальное функционирование сооружения в течение двух лет
4. Отсек № 11 кабельного канала Кемеровской ТЭЦ	Эксплуатируемая сборная конструкция из железобетонных кессонов 2,2×1,8×1,5 м, уложенных на глубине 4 м. Грунты основания включают слой насыпных грунтов ($h = 4,5–5,4$ м), слабых текучепластичных суглинков ($h = 4,5–5$ м). Влагонасыщение на глубине 4,5 м. Просадка отсека № 11 на 27 см	Установление на протяжении 1400 м 11 зон локального влагонасыщения геофизическим методом. Возведение буронабивных свай для переустановки водоводов. НИ в 3 местах утечки водовода 0,7 млн. руб. (2004 г.)	Прекращение осадок отсека № 11, устранение утечек из водовода объемом 342 м ³ /сут
5. Ремонтная база «БелАЗ» ОАО «Разрез «Кедровский»	Строящееся 3-этажное техническое сооружение с подвалом. Слой насыпного необводненного грунта, неоднородного по составу и плотности, $h = 2,5–4,5$ м. Слой суглинка туго-мягкопластичной консистенции, $h = 1,5–3,5$ м, $R_0 = 0,18–0,21$ МПа	Частичная выемка насыпного грунта, заполнение котлована песчано-щебеночным грунтом слоем $h = 1,5$ м. Послойная утрамбовка, НИ насыпного слоя. Возведение сборного ленточного фундамента из блоков ФБС 3,0 млн. руб. (2004 г.)	Выравнивание деформационных свойств грунтов основания. Нормальное функционирование сооружения в течение 2 лет
6. Административное здание ООО «Шахта «Заречная», г. Полысаево	3-этажное здание с многочисленными трещинами в аварийном состоянии. В основании конструкции мощный слой водонасыщенных суглинков, $h > 20$ м	Комплексное обследование строительных конструкций, фундаментов, грунтов. НИ грунтов основания на глубину до 10 м 0,48 млн. руб. (2005 г.)	Стабилизация деформаций конструкции, усиление основания

Объект	Особенности геологических и технических условий объекта	Характер и объем выполненных работ, сметная стоимость (год выполнения) работ	Технические результаты
7. Здание автоучастка ОАО «Разрез «Моховский»	Строящееся 2-этажное здание с ленточным монолитным фундаментом	Выемка котлована, отсыпка щебеночного основания, НИ грунтов, возведение фундамента с применением морозостойких добавок 0,4 млн. руб. (2003 г.)	Здание, построенное на сооруженном фундаменте, эксплуатируется без нарушений в течение 3 лет
8. Корпус вагоноопрокидывателя Кемеровской ТЭЦ	Эксплуатируемое подземное сооружение с расположением фундамента на отметке 14 м. Основание фундамента – томский галечник. Разрушение железобетона влагой при подготовке водоугольного топлива	Произведена гидроизоляция ж/б конструкции, ее ремонт и укрепление НИ 0,16 млн. руб. (2002 г.)	Безаварийная работа сооружения в течение 4 лет
9. Закрытый сбросный канал Кемеровской ГРЭС	Подземное сборное железобетонное сооружение с двумя отсеками 1,5×2 м, перекрытое плитами 3×1,5 м, внутри отсеков проходят 2 стальные трубы диаметром 900 мм. Разрушение ж/б конструкций вследствие высокой влажности и просадки слоя подстилающих суглинков, $h = 14$ м	Обследование конструкций, геологические изыскания. НИ грунтов, ремонт и гидроизоляция ж/б конструкций. 0,6 млн. руб. (2003 г.)	Безаварийная работа объекта в течение 3 лет
10. Машинное здание ствола «Клетевой» Казского рудника	Отклонение от вертикали и деформация стеновых блоков. Пустоты в основании фундамента размером до 30 см	Георадиолокация, электропрофилирование (ЭП), буровые работы	Контролируемое заполнение пустот цементно-песчаным раствором
11. Строительство ОФ «Каскад», разрез «Виноградовский»	Отсутствие информации о геологическом строении грунтового массива на площадке будущего строительства ОФ	Вертикальное электрическое зондирование (ВЭЗ), георадиолокация, буровые работы	Проведение дополнительных изыскательских работ методами электротриеметрии, позволивших снизить объем буровых работ
12. Главный корпус заводского комплекса «Таштагольского рудника»	Образование трещин в бетонной стяжке с раскрытием до 20 мм и ее осадка. Образование пустот в основании стяжки из-за вибрационного воздействия	Георадиолокация	Заполнение пустот цементно-песчаными растворами
13. Участок насыпи железнодорожного пути на «Краснобродском угольном разрезе»	Оползание призмы ж/д пути, расположенной на склоне лога. Увлажнение естественных грунтов в основании призмы дождевыми и талыми водами	ВЭЗ, георадиолокация, бурение, маркшейдерско-геодезические наблюдения	Устройство дренажей в местах локального увлажнения грунтов, укрепление откосов призмы
14. Строительство ОФ на разрезе «Талдинский»	Выбор площадки строительства, оптимальной по грунтовым условиям. Наличие заболоченностей	Бурение, георадиолокация, ВЭЗ	Даны рекомендации по выбору площадки, наименее подверженной к проявлению опасных процессов при строительстве и эксплуатации ОФ

Объект	Особенности геологических и технических условий объекта	Характер и объем выполненных работ, сметная стоимость (год выполнения) работ	Технические результаты
15. Строительство ОФ на разрезе «Краснобродский», поле «Вахрушевское»	Оползание насыпных крупнообломочных грунтов, слагающих площадку строительства ОФ. Наличие аномальных обводнений в теле насыпи	Бурение, георадиолокация, ВЭЗ, маркшейдерско-геодезические наблюдения	Упрочнение грунтов в основании проектируемой ОФ методом НИ. Поярусная отсыпка откоса насыпи
16. Тоннель глубокого заложения, ОАО «ЗСМК»	Деформация тюбинговой крепи тоннеля. Образование закрепных пустот вследствие суффозионных процессов	Бурение, георадиолокация, геодезические наблюдения	Упрочнение грунтов и устранение утечек из водонесущих коммуникаций над тоннелем
17. Административное здание Кемеровской ТЭЦ	Эксплуатируемое 2-этажное здание. Основание из насыпных грунтов, $h = 4,5-5,4$ м, с сильным изменением деформационных свойств, $R_0 = 0,1-0,2$ МПа. Второй слой – влагонасыщенные слабые суглинки текучепластичной и текучей консистенции, $h = 4-5$ м. Недопустимые осадки здания вследствие сложных геологических условий и ошибок при проектировании	Геодезический контроль за осадками здания (6 циклов), геологические изыскания на глубину 10 м. НИ основания в 2 этажа: сначала насыпных грунтов, затем суглинков на глубину до 9,5 м. Общий объем закачанного раствора составил $V = 300$ м ³ . Последующие наблюдения за деформациями объекта (6 циклов) 1,5 млн. руб. (2004 г.)	Увеличение прочностных свойств основания до $R_0 = 0,22$ МПа. Через 180 сут после НИ деформации здания полностью стабилизировались
18. Административное здание ОАО «Разрез «Краснобродский»	Эксплуатируемое 5-этажное здание с сильными деформациями несущих конструкций (трещины в стенах и фундаменте с раскрытием до 30 мм, расхождение плит перекрытия). Основание сложено насыпными грунтами ($h = 2$ м), суглинками текучепластичной консистенции, влагонасыщенными ($h = 8-10$ м). $R_0 = 0,18-0,25$ МПа. Неравномерная деформация основания за счет локального влагонасыщения	Изыскания на глубину $h = 12$ м. НИ на глубину до 10 м, объем закачки $V = 300$ м ³ 1,8 млн. руб. (2004 г.)	Восстановление несущей способности грунта, устранение деформаций основания. Безаварийная эксплуатация здания в течение 2 лет
19. Здание насосно-фильтровальной станции очистных сооружений шахты им. 7-го ноября, г. Ленинск-Кузнецкий	Оседания фундаментов вследствие подтопления грунтов основания	Инженерно-геологические изыскания, НИ грунтов под фундаментом 2,5 млн. руб. (2010 г.)	Стабилизация оседаний
20. Здание главного корпуса фабрики приготовления заклад. смеси на пром. площадке Таштагольского филиала ОАО «Евразруда»	Оседания фундаментов вследствие наличия просадочных грунтов и подтопления	Инженерно-геологические изыскания, НИ грунтов основания 2,5 млн. руб. (2012 г.)	Стабилизация оседаний
21. Сооружение комплекса наклонной сепарации, разрез «Краснобродский», Вахрушевское поле	Ослабленная зона в насыпных грунтах основания, образовавшаяся в результате оползня борта разреза	Инженерно-геологические изыскания, НИ грунтов под опорами галерей и приемного бункера, геофизические исследования 3,1 млн. руб. (2003 г.)	Стабилизация деформаций, безаварийная работа сооружения в течение 5 лет

Объект	Особенности геологических и технических условий объекта	Характер и объем выполненных работ, сметная стоимость (год выполнения) работ	Технические результаты
22. Обогачительно-сортировочный комплекс, разрез «Талдынский» (конвейерные эстакады, аспирационная установка, узел дробления и сортировки)	Сооружение на насыпном основании, деформации подпорных стенок	Инженерно-геологические изыскания, НИ грунтов под фундаментами опор эстакад, укрепление подпорных стенок 2,8 млн. руб. (2017 г.)	Работы находятся в стадии выполнения

Укрепление грунтовых оснований под зданиями и социальными объектами, находящихся в зонах подработки (по данным ООО «НООЦЕНТР»)

Горнодобывающее предприятие	Адрес жилого дома или социального объекта
Шахта им. Волкова	1. Жилой дом, ул. Промпоезд, 15 (2000 г.)
Шахта «Карагайлинская»	2. Жилой дом, ул. Большевикская, 12/3 (1997 г.)
Шахта «Высокая»	3. Жилой дом, г. Осинники, ул. Коммунистическая, 28 (1998 г.)
Шахта «Ягуновская»	4. Жилой дом, пос. Ягуновский, ул. Кадровая, 52 (1998 г.)
Разрез «Краснобродский»	5. Жилой дом, пос. Краснобродский, ул. Комсомольская, 28 (2002 г.) 6. Жилой дом, пос. Краснобродский, ул. Новая, 38 (2004 г.) 7. Жилой дом, п.г.т. Краснобродский, ул. Комсомольская, 106 (2012 г.)
Шахта «Полысаевская»	8. Здание родильного отделения МНУ «Городская больница», г. Полысаево, ул. Космонавтов, 29 (2007 г.) 9. Здание «Столовая № 11», г. Полысаево, ул. Кремлевская, 8г (2007 г.) 10. «Храм Святителя Николая», г. Полысаево, ул. Церковная, 14 г (2008 г.) 11. Жилой дом № 9, г. Полысаево, квартал № 13 (2014 г.) 12. Жилой дом № 10, г. Полысаево, квартал № 13 (2014 г.)
Шахта «Пионер»	13. Здания по ул. Депутатской № 50 и № 67, пос. Пионер (2009 г.)
Шахта «Осинниковская»	14. Жилой дом, г. Осинники, ул. 50 лет Руднику, 28 (2009 г.)

Фрагмент исходного кода программы для построения зон напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований

```

unit Unit1;
interface
uses
  Windows, Messages, SysUtils, Variants, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs, ComCtrls, Menus, ExtCtrls,
  StdCtrls, Buttons, Grids, Math, IniFiles;
...
procedure TManeForm.ComboBox1Change(Sender: TObject);
var i:integer;
begin
  // Настройка переключения параметров критерия расчета:
  i:=ComboBox1.ItemIndex;
  case i of
    0:Edit2.Visible:=False; // Ввод значения Fi
    1:Edit2.Visible:=True; // Ввод значения Fi
  end;
  case i of
    0:Edit4.Visible:=False; // Ввод значения C
    1:Edit4.Visible:=True; // Ввод значения C
  end;
  case i of
    0:Label4.Visible:=False; // Указание Fi
    1:Label4.Visible:=True; // Указание Fi
  end;
  case i of
    0:Label5.Visible:=False; // Указание C
    1:Label5.Visible:=True; // Указание C
  end;
  case i of
    0:Label6.Visible:=True; // Указание W
    1:Label6.Visible:=False; // Указание W
  end;
  case i of
    0:Edit3.Visible:=True; // Ввод значения W
    1:Edit3.Visible:=False; // Ввод значения W
  end;
  case i of
    0:Label7.Visible:=False; // Указание (град.)
    1:Label7.Visible:=True; // Указание (град.)
  end;
  case i of
    0:Label8.Visible:=False; // Указание (кПа)
    1:Label8.Visible:=True; // Указание (кПа)
  end;
  case i of
    0:Label9.Visible:=False; // Указание "Выберите
    параметры"
    1:Label9.Visible:=False; // Указание "Выберите пара-
    метры"
  end;
  ...
  procedure TManeForm.N4Click(Sender: TObject);
  var i,n:integer;
  begin
    ComboBox1.ItemIndex:=-1;
    ComboBox1.Text:='Выберите критерий оценка';
  end;
end;

```



```

IniFile.WriteInteger('General','NumElement',n);
IniFile.WriteInteger('General','ItemIndex',ManeForm.ComboBox1.ItemIndex);
if ComboBox1.ItemIndex=0 then IniFile.WriteString('General','Znach'+S,ManeForm.Edit3.Text);
if ComboBox1.ItemIndex=1 then
begin
IniFile.WriteString('General','Znach'+S+'Fi',ManeForm.Edit2.Text);
IniFile.WriteString('General','Znach'+S+'C',ManeForm.Edit4.Text);
end;
IniFile.WriteString('General','Ploshad',ManeForm.Edit5.Text);
IniFile.WriteString('General','Bmax',ManeForm.Edit6.Text);
IniFile.WriteString('General','Hmax',ManeForm.Edit7.Text);
IniFile.WriteString('KoafMatrixGeo','MatrixX1',Geo.EditX1.Text);
IniFile.WriteString('KoafMatrixGeo','MatrixX2',Geo.EditX2.Text);
IniFile.WriteString('KoafMatrixGeo','MatrixX3',Geo.EditX3.Text);
IniFile.WriteString('KoafMatrixGeo','MatrixY1',Geo.EditY1.Text);
IniFile.WriteString('KoafMatrixGeo','MatrixY2',Geo.EditY2.Text);
IniFile.WriteString('KoafMatrixGeo','MatrixY3',Geo.EditY3.Text);
for i:=1 to n do
begin
IniFile.WriteString('MatrixX1','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridX1.Cells[i,1]);
IniFile.WriteString('MatrixX2','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridX2.Cells[i,1]);
IniFile.WriteString('MatrixX3','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridX3.Cells[i,1]);
IniFile.WriteString('MatrixY1','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridY1.Cells[i,1]);
IniFile.WriteString('MatrixY2','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridY2.Cells[i,1]);
IniFile.WriteString('MatrixY3','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridY3.Cells[i,1]);
end;
if ComboBox1.ItemIndex=0 then
begin
for i:=1 to n do
begin
IniFile.WriteString('MatrixKr1','Element'+IntToStr(i),Kr1.StringGridW.Cells[i,1]);
end;
end;
if ComboBox1.ItemIndex=1 then
begin
IniFile.WriteString('KoafMatrixKr2','MatrixSi',Kr2.EditSi.Text);
IniFile.WriteString('KoafMatrixKr2','MatrixTa',Kr2.EditTa.Text);
for i:=1 to n do
begin
IniFile.WriteString('MatrixKr2Si','Element'+IntToStr(i),Kr2.StringGridSi.Cells[i,1]);
IniFile.WriteString('MatrixKr2Ta','Element'+IntToStr(i),Kr2.StringGridTa.Cells[i,1]);
end;
end;
for i:=1 to n do
begin
IniFile.WriteString('MatrixZone','Element'+IntToStr(i),Bi.StringGridB.Cells[i,1]);
end;
inifile.Free;
end;
end;
procedure TManeForm.N11Click(Sender: TObject);
begin
ManeForm.Close;
end;
procedure TManeForm.N3Click(Sender: TObject);
begin
AboutBox.Show;
end;
end.

```

Фрагмент исходного кода программы для определения интегрального показателя напряженно-деформированного состояния укрепляемых грунтовых оснований

```

unit Unit1;
interface
uses
  Windows, Messages, SysUtils, Variants, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs, StdCtrls, ExtCtrls, Menus, Math,
  CheckLst, IniFiles;
...
procedure TManeForm.N6Click(Sender: TObject);
var i,n:integer;
    IniFile:TIniFile;
begin
n:=StrToInt(EditN.Text);
if SaveDialog1.Execute then
  begin
  DeleteFile(SaveDialog1.FileName);
  if AnsiContainsStr(SaveDialog1.FileName, '.azcp') then IniFile:= TIniFile.Create(SaveDialog1.FileName) else
  IniFile:= TIniFile.Create(SaveDialog1.FileName+'.azcp');
  IniFile.WriteBool('General','CheckListMax',CheckListBox1.Checked[0]);
  IniFile.WriteBool('General','CheckListS',CheckListBox1.Checked[1]);
  IniFile.WriteBool('General','CheckListO',CheckListBox1.Checked[2]);
  IniFile.WriteString('General','Max',EditKrMax.Text);
  IniFile.WriteString('General','S',EditKrS.Text);
  IniFile.WriteString('General','O',EditKrO.Text);
  IniFile.WriteInteger('General','NumElement',StrToInt(EditN.Text));
  IniFile.WriteString('KoeffMatrix','MatrixX1',Geo.EditkX1.Text);
  IniFile.WriteString('KoeffMatrix','MatrixX2',Geo.EditkX2.Text);
  IniFile.WriteString('KoeffMatrix','MatrixX3',Geo.EditkX3.Text);
  IniFile.WriteString('KoeffMatrix','MatrixY1',Geo.EditkY1.Text);
  IniFile.WriteString('KoeffMatrix','MatrixY2',Geo.EditkY2.Text);
  IniFile.WriteString('KoeffMatrix','MatrixY3',Geo.EditkY3.Text);
  IniFile.WriteInteger('Param','Index',Param.ComboBoxKrName.ItemIndex);
  IniFile.WriteString('Param','Izmer',Param.EditKrInt.Text);
  for i:=0 to n-1 do
    begin
    IniFile.WriteString('MatrixX1','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridX1.Cells[i+1,1]);
    IniFile.WriteString('MatrixX2','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridX2.Cells[i+1,1]);
    IniFile.WriteString('MatrixX3','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridX3.Cells[i+1,1]);
    IniFile.WriteString('MatrixY1','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridY1.Cells[i+1,1]);
    IniFile.WriteString('MatrixY2','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridY2.Cells[i+1,1]);
    IniFile.WriteString('MatrixY3','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridY3.Cells[i+1,1]);
    IniFile.WriteString('MatrixB','Element'+IntToStr(i),Geo.StringGridB.Cells[i+1,1]);
    IniFile.WriteString('MatrixW','Element'+IntToStr(i),Param.StringGridKr.Cells[i+1,1]);
    end;
  end;
end;
procedure TManeForm.N2Click(Sender: TObject);
var i:integer;
begin
CheckListBox1.Checked[0]:=False;
CheckListBox1.Checked[1]:=False;
CheckListBox1.Checked[2]:=False;
EditKrMax.Text:="";
EditKrS.Text:="";
EditKrO.Text:="";
EditN.Text:='10';

```

```

Edit3.Text:='10';
begin
  Geo.EditkX1.Text:='1';
  Geo.EditkX2.Text:='1';
  Geo.EditkX3.Text:='1';
  Geo.EditkY1.Text:='1';
  Geo.EditkY2.Text:='1';
  Geo.EditkY3.Text:='1';
  for i:=1 to 10000 do
  begin
    Geo.StringGridX1.Cells[i,0]:= "";
    Geo.StringGridX1.Cells[i,1]:= "";
    Geo.StringGridX2.Cells[i,0]:= "";
    Geo.StringGridX2.Cells[i,1]:= "";
    Geo.StringGridX3.Cells[i,0]:= "";
    Geo.StringGridX3.Cells[i,1]:= "";
    Geo.StringGridY1.Cells[i,0]:= "";
    Geo.StringGridY1.Cells[i,1]:= "";
    Geo.StringGridY2.Cells[i,0]:= "";
    Geo.StringGridY2.Cells[i,1]:= "";
    Geo.StringGridY3.Cells[i,0]:= "";
    Geo.StringGridY3.Cells[i,1]:= "";
    Geo.StringGridB.Cells[i,0]:= "";
    Geo.StringGridB.Cells[i,1]:= "";
  end;
end;
begin
  Param.ComboBoxKrName.ItemIndex:=-1;
  Param.ComboBoxKrName.Text:='Выберите критерий';
  Param.EditKrInt.Text:="";
  for i:=1 to 10000 do
  begin
    Param.StringGridKr.Cells[i,0]:= "";
    Param.StringGridKr.Cells[i,1]:= "";
  end;
end;
begin
  Image1.Canvas.Brush.Color:=clWhite;
  Image1.Canvas.Rectangle(0,0,Image1.Picture.Bitmap.Width,Image1.Picture.Bitmap.Height);
end;
end;
procedure TManeForm.N5Click(Sender: TObject);
var IniFile:TIniFile;
    i:integer;
begin
  if OpenFileDialog1.Execute then
  begin
    IniFile:=TIniFile.Create(OpenDialog1.FileName);
    CheckListBox1.Checked[0]:=IniFile.ReadBool('General','CheckListMax',False);
    CheckListBox1.Checked[1]:=IniFile.ReadBool('General','CheckListS',False);
    CheckListBox1.Checked[2]:=IniFile.ReadBool('General','CheckListO',False);
    EditKrMax.Text:=IniFile.ReadString('General','Max','');
    EditKrS.Text:=IniFile.ReadString('General','S','');
    EditKrO.Text:=IniFile.ReadString('General','O','');
    EditN.Text:=IntToStr(IniFile.ReadInteger('General','NumElement',10));
    Geo.EditkX1.Text:=IniFile.ReadString('KoefMatrix','MatrixX1','1');
    Geo.EditkX2.Text:=IniFile.ReadString('KoefMatrix','MatrixX2','1');
    Geo.EditkX3.Text:=IniFile.ReadString('KoefMatrix','MatrixX3','1');
    Geo.EditkY1.Text:=IniFile.ReadString('KoefMatrix','MatrixY1','1');
    Geo.EditkY2.Text:=IniFile.ReadString('KoefMatrix','MatrixY2','1');
    Geo.EditkY3.Text:=IniFile.ReadString('KoefMatrix','MatrixY3','1');
    Param.ComboBoxKrName.ItemIndex:=IniFile.ReadInteger('Param','Index',-1);
  end;
end;

```

```

Param.EditKrInt.Text:=IniFile.ReadString('Param','Izmer,');
for i:=0 to n-1 do
  begin
    Geo.StringGridX1.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixX1','Element'+IntToStr(i,));
    Geo.StringGridX2.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixX2','Element'+IntToStr(i,));
    Geo.StringGridX3.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixX3','Element'+IntToStr(i,));
    Geo.StringGridY1.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixY1','Element'+IntToStr(i,));
    Geo.StringGridY2.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixY2','Element'+IntToStr(i,));
    Geo.StringGridY3.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixY3','Element'+IntToStr(i,));
    Geo.StringGridB.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixB','Element'+IntToStr(i,));
    Param.StringGridKr.Cells[i+1,1]:=IniFile.ReadString('MatrixW','Element'+IntToStr(i,));
  end;
end;
end;
procedure TManeForm.N3Click(Sender: TObject);
var IniFile:TIniFile;
    i,n:integer;
begin
if OpenFileDialog2.Execute then
  begin
    IniFile:=TIniFile.Create(OpenDialog2.FileName);
    CheckListBox1.Checked[0]:=False;
    CheckListBox1.Checked[1]:=False;
    CheckListBox1.Checked[2]:=False;
    EditN.Text:=IntToStr(IniFile.ReadInteger('General','NumElement',0));
    n:=IniFile.ReadInteger('General','NumElement',0);
    Geo.EditkX1.Text:=IniFile.ReadString('KoafMatrixGeo','MatrixX1','1');
    Geo.EditkX2.Text:=IniFile.ReadString('KoafMatrixGeo','MatrixX2','1');
    Geo.EditkX3.Text:=IniFile.ReadString('KoafMatrixGeo','MatrixX3','1');
    Geo.EditkY1.Text:=IniFile.ReadString('KoafMatrixGeo','MatrixY1','1');
    Geo.EditkY2.Text:=IniFile.ReadString('KoafMatrixGeo','MatrixY2','1');
    Geo.EditkY3.Text:=IniFile.ReadString('KoafMatrixGeo','MatrixY3','1');
    for i:=1 to n do
      begin
        Geo.StringGridX1.Cells[i,1]:=IniFile.ReadString('MatrixX1','Element'+IntToStr(i,));
        Geo.StringGridX2.Cells[i,1]:=IniFile.ReadString('MatrixX2','Element'+IntToStr(i,));
        Geo.StringGridX3.Cells[i,1]:=IniFile.ReadString('MatrixX3','Element'+IntToStr(i,));
        Geo.StringGridY1.Cells[i,1]:=IniFile.ReadString('MatrixY1','Element'+IntToStr(i,));
        Geo.StringGridY2.Cells[i,1]:=IniFile.ReadString('MatrixY2','Element'+IntToStr(i,));
        Geo.StringGridY3.Cells[i,1]:=IniFile.ReadString('MatrixY3','Element'+IntToStr(i,));
        Geo.StringGridB.Cells[i,1]:=IniFile.ReadString('MatrixZone','Element'+IntToStr(i,));
      end;
    end;
  end;
  ShowMessage('Значения анализируемой величины вводятся пользователем');
end;
end.

```

Титульный лист «Методических указаний по определению технологических параметров укрепления неустойчивых грунтовых оснований строящихся и эксплуатируемых горнотехнических сооружений»

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Кузбасский государственный технический университет
имени Т. Ф. Горбачева»

Общество с ограниченной ответственностью
«НООЦЕНТР»



Согласовано:

Зам. директора по научной работе
 НИИОСП им. Н. М. Герсевича

О. А. Шулятьев

«14» 07 2017 г.

Утверждаю:

Проректор по научной работе КузГТУ

С. Г. Костюк

«17» 07 2017 г.



Утверждаю:

Генеральный директор
 ООО «НООЦЕНТР»

О. В. Герасимов



«17» 07 2017 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по определению параметров усиления неустойчивых грунтовых
оснований строящихся и эксплуатируемых горнотехнических
сооружений

Акт внедрения результатов исследования

Открытое акционерное общество
«Кузбасский головной институт по проектированию
угледобывающих и углеперерабатывающих предприятий»

ОАО «КУЗБАССГИПРОШАХТ»

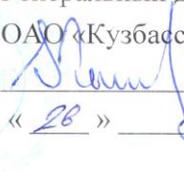


650000, г. Кемерово
ул. Н. Островского, 34
E-mail: KGSN@KGSN.ru
www.KGSN.ru
приёмная ☎ (3842) 58-56-56
канцелярия ☎ (3842) 58-42-78
☎ (3842) 58-01-30

Утверждаю:

Генеральный директор

ОАО «Кузбассгипрошахт»

 Каталицкий В. Н.

« 26 » _____ 2017 г.

Акт

использования методических разработок, изложенных в диссертации Соколова М.В. «Геомеханическое обоснование параметров укрепления неустойчивых грунтовых оснований строящихся и эксплуатируемых горнотехнических сооружений»

ОАО «Кузбассгипрошахт» на техническом совещании 28.09.17 рассмотрело и приняло к использованию разработанные совместно КузГТУ, ООО «НООЦЕНТР» и согласованные с НИИОСП им. Н.М. Герсеева «Методические указания по определению параметров усиления неустойчивых грунтовых оснований строящихся и эксплуатируемых горнотехнических сооружений», содержание которых включают результаты, изложенные в диссертации Соколова М.В.

Методические разработки будут использованы при выполнении следующих работ:

- при проектировании наземных сооружений шахт в условиях сложного геологического строения оснований и сооружений угольных разрезов на насыпных основаниях, требующих укрепления цементными или химическими растворами;
- при проектировании ремонтно-восстановительных работ на горнотехнических сооружениях, пришедших в аварийное состояние в результате деформационных процессов в основаниях.

Главный инженер

 Д.В. Рыбников

Начальник тех.отдела

 А.В. Шахов