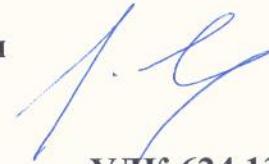


Министерство образования и науки
Донецкой Народной Республики
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

На правах рукописи

Яркин Виктор Владимирович

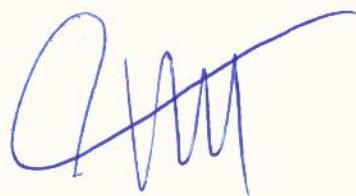


УДК 624.131:624.15

РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

05.23.01 - Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ
на соискание ученой степени
доктора технических наук



Научный консультант:
доктор технических наук, профессор,
Петраков Александр Александрович

Идентичность всех экземпляров диссертации заверяю.
Ученый секретарь
специализированного диссертационного совета Д01.006.02 С. В. Лахтарина

Макеевка - 2021



СОДЕРЖАНИЕ

Перечень использованных сокращений и условных обозначений	8
ВВЕДЕНИЕ.....	9
Раздел 1. Анализ состояния проблемы моделирования и расчета системы «ОФС» в сложных инженерно-геологических условиях..... 24	
1.1.Моделирование системы «Основание-фундамент-сооружение» при решении контактных задач	24
1.1.1. Моделирование грунтового основания	24
1.1.2. Моделирование зданий и сооружений	37
1.2.Особенности моделирования системы «ОФС» в сложных инженерно-геологических условиях	45
1.2.1. Классификация сложных инженерно-геологических условий	45
1.2.2. Сложные инженерно-геологические условия первой группы	49
1.2.3. Сложные инженерно-геологические условия второй группы	54
1.3.Методы расчета	59
1.3.1. Аналитические методы	59
1.3.2. Численные методы.....	60
1.3.3. Методы учета совместной работы системы «ОФС»	62
1.4.Обзор САПР, применяемых для расчетов системы «ОФС»	62
1.4.1. ПК, ориентированные на решение геотехнических задач.....	63
1.4.2. САПР, ориентированные на расчет и проектирование строительных конструкций.....	64
1.4.3. Универсальные ПК	65
1.4.4. Программы, обеспечивающие совместную работу разнонаправленных САПР	66
1.4.5. Верификация программного обеспечения	67
1.5.Выводы.....	68
Раздел 2. Определение воздействий от сложных инженерно-геологических условий..... 70	
2.1.Сочетания воздействий	70

2.2.Неравномерные деформации основания, учитываемые в основном сочетании нагрузок	76
2.2.1. Неравномерность осадок, вызванная разуплотнением грунта при разработке котлована.....	76
2.2.2. Неравномерность осадок, вызванная распределительной способностью и неоднородностью геологического строения основания	89
2.2.3. Учет нелинейности деформирования грунта.....	93
2.3.Неравномерные деформации (перемещения) основания, учитываемые в особом сочетании нагрузок.....	100
2.3.1. Просадочные деформации	100
2.3.2. Деформации слоев грунта, не обладающих особыми свойствами, при водонасыщении грунтового массива.....	124
2.3.3. Деформации набухания и усадки грунта.....	125
2.3.4. Деформации насыпных грунтов	136
2.3.5. Деформации водонасыщенных биогенных грунтов	138
2.3.6. Деформации намывных грунтов	139
2.3.7. Деформации элювиальных грунтов	139
2.3.8. Деформации засоленных грунтов	139
2.3.9. Деформации земной поверхности при подработке территории	142
2.3.10. Карстовые деформации	149
2.3.11. Деформации оползнеопасных склонов.....	149
2.3.12. Деформации основания, вызванные техногенным воздействием .	149
2.4.Допустимые и предельные деформации основания.....	150
2.5.Выводы.....	154
Раздел 3. Моделирование системы «ОФС» в сложных инженерно-геологических условиях	155
3.1.Моделирование основания сооружений в сложных инженерно-геологических условиях	155

3.1.1. Моделирование контактной моделью (переменный коэффициент жесткости).....	156
3.1.2. Моделирование механической моделью (МКЭ)	173
3.2.Моделирование фундаментов и конструкций, контактирующих с грунтовым массивом.....	176
3.2.1. Отдельные фундаменты	177
3.2.2. Ленточные фундаменты	177
3.2.3. Плитные фундаменты.....	178
3.2.4. Свайные фундаменты	178
3.2.5. Комбинированные плитно-свайные фундаменты (КПСФ)	178
3.2.6. Саморегулирующиеся фундаменты.....	179
3.3.Моделирование конструкций зданий и сооружений в зависимости от конструктивного решения здания или сооружения	181
3.4.Жесткостные характеристики системы «Основание – Фундамент – Сооружение»	183
3.4.1. Жесткость основания.....	183
3.4.2. Жесткость фундамента.....	185
3.4.3. Жесткость сооружения и его конструктивных элементов	186
3.4.4. Относительная жесткость системы «ОФС»	202
3.5.Моделирование воздействий на здание.....	211
3.5.1. От неравномерных деформаций основания, вызванных просадкой грунта	211
3.5.2. От неравномерных деформаций основания, вызванных набуханием грунта	216
3.5.3. От неравномерных деформаций водонасыщенных биогенных грунтов	219
3.5.4. От неравномерных деформаций основания, вызванных провальным карстом.....	220
3.5.5. От неравномерных деформаций основания, вызванных подработкой.....	222

3.5.6. При исправлении кренов и неравномерных осадок	227
3.6. Учет истории нагружения	230
3.7. Выводы.....	230
Раздел 4. Анализ результатов натурных обследований и мониторинга зданий, эксплуатирующихся в СИГГУ	232
4.1.Объекты, эксплуатирующиеся на просадочных грунтах	233
4.1.1. Средняя школа №3 в Жовтневом районе г. Мариуполя	233
4.1.2. Здание Мариупольского Драмтеатра, расположенное по адресу: г. Мариуполь, Театральная площадь, № 1	243
4.1.3. Жилой дом № 82 по ул. Жукова в МР «Восточный» г. Мариуполя	252
4.1.4. Жилой дом №6 по улице Корниенко в г. Зугрэс	258
4.2.Объекты, эксплуатирующиеся на элювиальных грунтах	260
4.2.1. Корпус реанимационного отделения ЦГБ г. Дебальцево.....	260
4.3.Объекты, эксплуатирующиеся на подрабатываемых территориях	266
4.3.1. Здания Донбасской национальной академии строительства и архитектуры.....	266
4.3.2. Здание поликлиники ИНВХ им. В.К. Гусака в г. Донецке.....	268
4.3.3. Жилые, производственные и административные здания в г. Ясиноватая	280
4.4.Влияние относительной жесткости системы «ОФС» на формы повреждения зданий от воздействия вынужденных перемещений земной поверхности	281
4.4.1. Неравномерные вертикальные перемещения земной поверхности.	281
4.4.2. Сосредоточенные вертикальные деформации	283
4.4.3. Относительные горизонтальные деформации земной поверхности	284
4.4.4. Наклоны земной поверхности	286
4.4.5. Совместное действие вертикальных и горизонтальных деформаций земной поверхности	286
4.5.Объекты, эксплуатирующиеся на оползнеопасных территориях.....	286
4.5.1. Набережная пансионата «Волна» в пгт. Седово.....	286

4.6. Выводы.....	288
Раздел 5. Программное обеспечение для определения жесткостных	
характеристик и вынужденных перемещений основания в СИГГУ	289
5.1. Ввод исходных данных в ПО Descon(BF)	289
5.1.1. Форма «Общие сведения об объекте»	290
5.1.2. Форма «Геология»	294
5.1.3. Форма «Параметры фундамента»	299
5.2. Анализ результатов в ПО Descon(BF)	302
5.2.1. Форма «Параметры фундамента»	303
5.2.2. Форма «Неравномерные деформации основания».....	306
5.3. Выводы.....	311
Раздел 6. Результаты численных исследований зданий в различных сложных	
инженерно-геологических условиях.....	312
6.1. Учет распределительной способности грунтов с использованием	
различных моделей грунтового основания	312
6.2. Неравномерность осадок, вызванная разуплотнением грунта при	
устройстве котлована	314
6.3. Нелинейные осадки фундамента.....	319
6.4. Просадочные грунты	320
6.4.1. Исследование необходимости учета просадок от собственного веса	
грунта на просадочных грунтах I типа	320
6.5. Набухающие грунты	326
6.5.1. Распределение дополнительных напряжений от собственного веса	
неувлажненной части грунтового массива	326
6.5.2. Зависимость величины подъема поверхности при набухании	
грунта от размеров и формы площади замачивания.....	331
6.5.3. Влияние способа моделирования неравномерных деформаций	
основания, вызванных набуханием грунта, на НДС конструкций	
ЗиС	332
6.6. Подрабатываемые территории	333

6.6.1. Влияние изменения жесткостных характеристик элементов системы «ОФС» на ее НДС.....	333
6.7. Оползнеопасные территории	344
6.8. Карстоопасные территории.....	348
6.9. Регулирование усилий в плитном фундаменте в процессе возведения здания	354
6.10. Жесткость основания саморегулирующихся фундаментов	362
6.11. Выводы.....	364
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ	366
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	369
Приложения	417
Приложение А Акты и справки внедрения результатов диссертации	417
Приложение Б.....	426
Приложение В	427
Приложение Г	431

ПЕРЕЧЕНЬ ИСПОЛЬЗОВАННЫХ СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

ВВП – вынужденные вертикальные перемещения;

ВГП – вынужденные горизонтальные перемещения;

ВУП – вынужденные угловые перемещения;

ГН – горизонтальные нагрузки;

группы ПС – группы предельного состояния;

ЗиС – здания и сооружения;

ИГЭ – инженерно-геологический элемент;

ЛДП – линейно-деформируемое полупространство

МКЭ – метод конечных элементов;

КПСФ – комбинированные плитно-свайные фундаменты;

КЭ – конечные элементы;

Модель HS – модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil);

НГСТ – нижняя граница сжимаемой толщи;

НДС – напряженно-деформированное состояние;

ПК (ПО) – программный комплекс (программное обеспечение);

СИГГУ – сложные инженерно-геологические и горно-геологические условия;

система «ОФС» – система «Основание - Фундамент - Сооружение»;

УПВ – уровень подземных вод.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы

Проблема строительного освоения территорий со сложными инженерно-геологическими условиями в настоящее время является весьма актуальной, так как развитие и рост городов приводит к проявлению следующих тенденций, существенных с позиций инженерной геологии:

- широкое распространение различных видов строительства в разнообразных условиях, что приводит к необходимости размещать сложные и ответственные сооружения на территориях, мало пригодных по геологическим условиям;
- увеличение числа так называемых уникальных сооружений, предъявляющих высокие требования к геологическим и геотехническим условиям;
- постоянное увеличение удельного веса подземного строительства, что обуславливает вовлечение в сферу инженерного воздействия всё более сложных и многообразных инженерно-геологических и гидрогеологических условий;
- влияние техногенных воздействий на инженерно-геологическую и гидрогеологическую обстановку.

Указанные тенденции обусловливают возрастание роли и значения исследований, позволяющих минимизировать затраты на мероприятия, обеспечивающие возможность использовать неблагоприятные геологические условия для строительных целей.

В данной работе рассматриваются сложные инженерно- и горно-геологические условия (СИГГУ), которые характеризуются статическими дополнительными силовыми и деформационными воздействиями на здания и сооружения (ЗиС) со стороны неравномерно деформирующегося основания.

При эксплуатации строительных объектов в сложных инженерно-геологических условиях, как правило, возникают неравномерные деформации основания, следствием которых является возникновение дополнительных усилий и напряжений в конструкциях зданий и сооружений. Проблема корректного моделирования поведения зданий и сооружений, эксплуатирующихся в сложных

инженерно-геологических условиях, актуальна и по сегодняшний день. Создание расчетных моделей строительных конструкций и их систем - зданий и сооружений - было и остается творческой инженерной работой, которая требует не только знания особенностей работы элементов, находящихся в различных напряженных состояниях, но и большого опыта расчётной и конструкторской деятельности. Отсутствие четких критериев и правил создания расчетных моделей в ряде случаев приводит к некорректному моделированию [1], которое довольно часто встречается при расчёте зданий и сооружений, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием.

В проектной деятельности последнее время широко применяется профессиональное программное обеспечение (ПО) для расчёта строительных конструкций на основе метода конечных элементов (МКЭ). Это связано, во-первых, с тем, что этот метод использует строгий математический аппарат методов теории упругости и математической физики, а во-вторых - позволяет выполнять компьютерное моделирование поведения строительных конструкций и их комплексов, основываясь на дискретизации объектов непосредственно на расчетной схеме или модели. Кроме этого, в нормативных документах, регламентирующих проектирование конструкций и фундаментов, метод конечных элементов рекомендуется как основной для определения и анализа напряженно-деформированного состояния (НДС) строительных конструкций и грунтовых оснований. При этом, однако, не исключается использование других апробированных на практике методов и аналитических решений [1].

При проектировании и строительстве зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях существуют два основных направления [2]:

- устранение или минимизация всех негативных воздействий на здание от неравномерных деформаций основания путем изменения характеристик основания (уплотнения, закрепления и т.п.) или применения фундаментов, исключающих появление этих воздействий на здание (фундаменты глубокого заложения и т.д.). В этом случае здание эксплуатируется в условиях, ничем не отличающихся от обычных инженерно-геологических условий. При этом несущие

конструкции зданий, как правило, имеют недоиспользованный значительный потенциал прочности и жесткости, что экономически нецелесообразно;

- максимально эффективное использование прочности и жесткости основных несущих конструкций здания, снижая таким образом затраты на устранение негативных воздействий на здание от неравномерных деформаций основания, зачастую экономически необоснованных. В этом случае здание должно быть способным воспринять возникающие в нем усилия без существенных повреждений, снижающих его эксплуатационные характеристики, а совместные перемещения и деформации системы «Основание – Фундамент – Сооружение» (ОФС) не должны превышать предельных значений;

Критерием для выбора должна быть минимизация приведенных затрат на проектирование, строительство и эксплуатацию здания при сохранении его надежности, что делает второе направление более перспективным.

При расчете зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, требуется решение сложной комплексной задачи, состоящей из трех блоков:

- оценки жесткости основания и выбора его расчетной модели, позволяющей не только отразить деформационные свойства конкретного грунтового массива, но и наиболее адекватно описать соответствующее воздействие со стороны неравномерно деформируемого основания;
- оценки жесткости здания или сооружения и выбора его расчетной модели (плоской или пространственной) с учетом его конструктивного решения и податливости отдельных элементов и связей между ними;
- решения контактной задачи взаимодействия сооружения и деформируемого основания.

При определении жесткости основания следует учитывать большое разнообразие факторов, влияющих на деформативность грунтового массива, в том числе и особенности СИГГУ. Поэтому в работе рассмотрены практические вопросы моделирования жесткости основания и учете ее параметров при расчете зданий. Неравномерные деформации основания могут возникать как в

зависимости от внешней нагрузки, действующей на основание, так и независимо от нее, что обуславливает необходимость различных подходов в их моделировании и применяемые модели основания должны обеспечивать эту возможность.

На жесткостные характеристики зданий также влияет большое количество различных факторов, среди которых можно отметить податливость узлов сопряжения элементов несущих конструкций (сборных элементов каркаса, продольных и поперечных стен и перекрытий), депланацию несущего остова здания, наличие дефектов и повреждений в конструкциях, нелинейность поведения материалов и т.д. Так как практически невозможно учесть все эти факторы в одном расчете, то любые методы определения жесткостных параметров здания и отдельных его конструктивных элементов и соответственно выбранные расчетные модели являются приближенными.

Методы совместного расчета здания и деформируемого грунтового основания разработаны в меньшей степени, чем методы расчета отдельных элементов зданий. Стремление повысить точность совместного расчета приводит к разработке все более точных и сложных расчетных моделей, позволяющих учесть многообразие факторов, влияющих на НДС системы "ОФС", а постоянно возрастающая мощность вычислительной техники создает большие возможности для реализации этих моделей. Количество этих моделей и их сложность постоянно увеличивается. При этом считается, что более сложные модели лучше отражают свойства, как здания, так и основания, и соответственно они рекомендуются к применению, если технические возможности и квалификация расчетчика позволяют ими воспользоваться. Однако, в сложных инженерно-геологических условиях при стохастических схемах проявления неравномерных деформаций основания, применение расчетных схем, в которых все элементы системы «ОФС» детально представлены сложными расчетными моделями, как правило, нецелесообразно из-за высокой трудоемкости.

В данной работе преимущественно рассмотрены способы решения контактной задачи, в которой основание описывается контактной моделью с переменным

коэффициентом жесткости, а здание представлено как в виде линейных и плоских систем с приведенными жесткостными характеристиками, так и в виде пространственных дискретных систем.

Излишняя жесткость надземных конструкций приводит к повышенным дополнительным усилиям от неравномерных деформаций основания и соответственно к необоснованному перерасходу материалов, в связи с этим расчет системы «ОФС» следует выполнять по предельным значениям совместных деформаций системы «ОФС». Предельные значения совместных деформаций определяются исходя из необходимости обеспечения:

- технологических или архитектурных требований к деформациям сооружения – $s_{u,s}$;
- требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения – $s_{u,f}$.

Так как основной интегральной характеристикой системы "ОФС" является ее относительная жесткость, в данной работе много внимания уделено анализу влияния относительной жесткости системы на ее НДС в случае проявления неравномерных деформаций основания, вызванных различными факторами.

В данной работе сделана попытка найти оптимальный баланс между жесткостью здания и жесткостью основания, чтобы при минимально требуемой конструктивной жесткости здания и минимальных затратах на устранение неравномерных деформаций основания добиться допустимых значений усилий (напряжений) и совместных неравномерных деформаций в элементах системы «ОФС».

В связи с этим в работе уделено внимание различным методам изменения относительной жесткости системы как за счет изменения жесткости здания, так и за счет изменения жесткости основания.

Связь работы с научными программами, планами, темами

Диссертационная работа выполнена в рамках:

- госбюджетных научно-исследовательских тем кафедры «Основания, фундаменты и подземные сооружения» Донбасской национальной академии

строительства и архитектуры №К-2-05-06 «Разработка и исследование оснований и фундаментов при строительстве и реконструкции зданий и сооружений на неравномерно деформирующихся и просадочных грунтах», №К-2-19-11 «Совершенствование методов расчета деформаций, несущей способности и устойчивости оснований фундаментов и грунтовых массивов на основе гипотез нелинейной механики грунтов» и №К-2-05-16 «Разработка и исследование методов защиты зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях»;

- темы Донецкого ПромстройНИИпроекта "Разработка ДБН В.2.1-04 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» (Взамен СНиП 2.02.01-83)";
- программы INFINITY (INternational Fellowship IN transdisciplinarity) Erasmus Mundus в Политехническом институте Лейрии (Португалия).

Цель и задачи исследования

Целью настоящей работы является решение важной научно-технической проблемы, заключающееся в развитии методов совместного расчета зданий и сооружений с неравномерно деформируемым основанием в сложных инженерно-геологических условиях по следующим взаимосвязанным направлениям:

- моделирование элементов системы «ОФС» с учетом особенностей сложных инженерно-геологических условий;
- моделирование воздействий, учитываемых в расчетных схемах зданий и сооружений, со стороны неравномерно-деформируемого основания в сложных инженерно-геологических условиях;
- поиск наиболее неблагоприятных расчетных схем неравномерно деформируемого основания для различных объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений.

Для достижения указанной цели автором сформулированы и решены следующие задачи:

- проанализированы модели грунтового основания и надземной части здания, методы совместного расчета системы «ОФС» и их применимость для СИГГУ;

- усовершенствованы аналитические методы определения специфических деформационных воздействий для отдельных видов СИГГУ, позволяющие уточнить воздействия, учитываемые в расчетных схемах зданий и сооружений, со стороны неравномерно-деформируемого основания;
- усовершенствованы аналитические методы учета физической нелинейности грунтов основания и материала железобетонных изгибающихся элементов и узлов их сопряжения;
- усовершенствована методика расчета системы "ОФС" с использованием относительной жесткости системы, включающая в себя: оценку жесткости основания и выбор адекватной контактной или механической модели грунтового основания; оценку конструктивного решения здания и жесткости его элементов с последующим выбором модели сооружения;
- исследовано влияние способов учета воздействий со стороны неравномерно-деформируемого основания в расчетной схеме на НДС ее элементов;
- исследовано влияние различных факторов на относительную жесткость системы «ОФС» и жесткость ее отдельных элементов (основания, фундаментов и сооружения) для более обоснованного назначения мероприятий по обеспечению надежности и долговечности зданий, эксплуатирующихся в сложных инженерно-геологических условиях;
- исследованы закономерности распределения усилий в системе “ОФС”, в широком диапазоне силовых и деформационных нагрузений, включая стадию разрушения, что позволяет показать преимущество и целесообразность расчетов системы «ОФС» на деформационные воздействия с учетом нелинейности деформирования грунтов и материалов конструкций;
- основываясь на численных исследованиях предложены мероприятия по снижению усилий и напряжений в элементах здания, разделяющиеся на мероприятия: по воздействию на основание и по воздействию на здание;
- проведена проверка результатов выполненных исследований в натурных условиях на объектах, эксплуатирующихся в СИГГУ, с целью подтверждения либо корректировки теоретических положений.

Объект исследования – здания и сооружения, работающие в условиях неравномерных деформаций основания, вызванных сложными инженерно- и горно-геологическими условиями.

Предмет исследования – влияние методов расчета и способов моделирования зданий и сооружений, взаимодействующих с неравномерно-деформируемым основанием в СИГГУ, на НДС их конструктивных элементов.

Методологическая основа исследования

Для решения поставленных задач использовались экспериментальные и расчетно-теоретические методы, включающие:

- экспериментальные методы определения прочности и деформативности грунтов основания и строительных конструкций;
- определение деформаций основания на основе методов теории упругости;
- численные методы определения НДС системы «Основание – Фундамент – Сооружение» методом конечных элементов с учетом физической и конструктивной нелинейности;
- методы расчета конструкций на деформируемом основании с использованием контактных моделей грунтового основания.

Научная новизна работы

Научную новизну исследования составляют:

- принципиально новый аналитический метод решения физически нелинейных задач на основе анализа конструктивной нелинейности системы;
- усовершенствованный алгоритм предварительного анализа вероятных схем неравномерных деформаций основания, позволяющий установить наиболее неблагоприятное сочетание детерминированной и случайной составляющей неравномерных деформаций с учетом инженерно-геологического строения массива грунта, действия внешних нагрузок и произвольных наиболее неблагоприятных схем реализации сложных инженерно-геологических условий;
- впервые полученная зависимость неравномерных деформаций основания, вызванных разуплотнением грунта при разработке котлована, от параметров

котлована, позволяющая существенно уточнить определение детерминированной составляющей воздействия на здание со стороны деформирующегося основания;

- усовершенствованный алгоритм определения просадочных деформаций от внешней нагрузки на основание, позволяющий отделить просадочные деформации от деформаций сдвига грунта и соответственно получить более корректные значения жесткости основания в расчетной схеме во всем диапазоне возможных давлений на основание;

- впервые определены условия, при которых в расчетных схемах зданий и сооружений на просадочных грунтах нецелесообразен учет возможных просадок от собственного веса грунта;

- впервые предложенная и обоснованная закономерность распределения дополнительных вертикальных напряжений в обводненной зоне набухающего грунта от собственного веса грунта, расположенного за пределами обводненной зоны, позволяющая определять эти напряжения в любой произвольной точке обводненной зоны грунтового массива;

- усовершенствованный алгоритм построения поверхности бугра набухания при замачивании набухающих грунтов сверху, позволяющий определять воздействия в виде вынужденных перемещений основания или дополнительных эквивалентных нагрузок на расчетную схему здания с учетом неоднородности геологического строения грунтового массива, формы обводненной зоны и полей напряжений, как от собственного веса грунта, так и от внешней нагрузки.

Практическое значение полученных результатов

Практическая ценность работы состоит в следующем:

- выполнен анализ применимости различных моделей грунтового основания при расчете зданий и сооружений, взаимодействующих с неравномерно деформирующимся основанием;

- предложена уточненная классификация СИГГУ в зависимости от особенностей моделирования взаимодействия ЗиС с неравномерно деформирующимся основанием, позволяющая унифицировать методы моделирования воздействий, вызванных деформирующимся основанием;

- предложен уточненный и упрощенный аналитические методы определения неравномерных осадок, вызванных разуплотнением грунта в котловане;
- разработано программное обеспечение «DesCon», позволяющее определять жесткостные характеристики основания и вынужденные перемещения земной поверхности в сложных инженерно-геологических условиях, которые в дальнейшем используются для совместного расчета системы «основание – фундамент – сооружение». При этом жесткостные характеристики основания определяются с учетом: взаимного влияния фундаментов (загруженных площадей) при различной распределительной способности грунта; разуплотнения грунта в котловане; просадочности; нелинейных деформаций и т.д. Производится также предварительная оценка неравномерности деформирования основания, вызванной как детерминированными, так и случайными факторами;
- разработаны рекомендации по моделированию элементов системы «ОФС» в сложных инженерно-геологических условиях;
- исследована зависимость напряженно-деформированного состояния элементов системы "ОФС" от ее относительной жесткости;
- исследованы мероприятия, позволяющие влиять на жесткость основания с целью снижения усилий и уровня напряжений в конструкциях здания;
- результаты проведенных исследований могут быть использованы для анализа НДС проектируемых и реконструируемых зданий в сложных инженерно-геологических условиях и разработки эффективных технических мероприятий, снижающих уровень напряжений в конструкциях зданий, для конкретных соотношений жесткости элементов системы «ОФС».

Теоретическая и практическая значимость работы.

В диссертации развита теория моделирования и диагностики зданий, эксплуатирующихся в СИГГУ, в плане уточнения воздействий со стороны неравномерно-деформирующегося основания и способов их моделирования.

Таким образом, решена крупная научная проблема, связанная с составлением обобщенных моделей и созданием методик проведения компьютерных расчетов и диагностики состояния зданий и сооружений, эксплуатирующихся в СИГГУ.

Получены новые научно обоснованные теоретические результаты, подтвержденные многочисленными натурными наблюдениями за зданиями, эксплуатирующими на подрабатываемых территориях, просадочных грунтах и других видах сложных инженерно-геологических условий, которые в совокупности являются значительным достижением для развития теории и практики проектирования зданий и сооружений в СИГГУ.

Положения, выносимые на защиту:

1. Аналитический метод определения нелинейных деформаций основания фундаментов мелкого заложения, с учетом неоднородности грунтового массива по глубине, в том числе при наличии слабых подстилающих слоев грунта.
2. Алгоритм предварительного анализа вероятных схем неравномерных деформаций основания, позволяющий установить наиболее неблагоприятное сочетание детерминированной и случайной составляющей неравномерных деформаций с учетом инженерно-геологического строения массива грунта, действия внешних нагрузок и произвольных наиболее неблагоприятных схем реализации сложных инженерно-геологических условий.
3. Зависимость неравномерных деформаций основания, вызванных разуплотнением грунта при разработке котлована от параметров котлована, позволяющая существенно уточнить определение детерминированной составляющей воздействия на здание со стороны деформирующегося основания.
4. Алгоритм определения просадочных деформаций от внешней нагрузки на основание, позволяющий отделить просадочные деформации от деформаций сдвига грунта и соответственно получить более корректные значения жесткости основания в расчетной схеме во всем диапазоне возможных давлений на основание.
5. Условия, при которых в расчетных схемах зданий и сооружений на просадочных грунтах нецелесообразен учет возможных просадок от собственного веса грунта.
6. Закономерность распределения дополнительных вертикальных напряжений в обводненной зоне набухающего грунта от собственного веса грунта,

расположенного за пределами обводненной зоны, позволяющая определять эти напряжения в любой произвольной точке обводненной зоны грунтового массива.

7. Алгоритм построения поверхности бугра набухания при замачивании набухающих грунтов сверху, позволяющий определять воздействия в виде вынужденных перемещений основания или дополнительных эквивалентных нагрузок на расчетную схему здания с учетом неоднородности геологического строения грунтового массива, формы обводненной зоны и полей напряжений, как от собственного веса грунта, так и от внешней нагрузки.

Внедрение результатов работы

Материалы исследований использованы при разработке:

- ДБН В.2.1-10-2009 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» [3];
- проекта мер охраны зданий и сооружений г. Ясиноватой, попадающих в зону влияния отработки шахтой «Бутовская» ПО «Макеевуголь»: второй западной разгрузочной лавой пласта n1 в 2001 году; 16-й западной целиковой лавой пласта n1 в 2003 году; 1-й восточной разгрузочной лавы пласта П1 в 2004 году;
- проекта жилого дома в квартале №191а по ул. Розы Люксембург в Ворошиловском районе г. Donetsk (на подрабатываемой территории);
- проектов усиления и восстановления жилых, общественных и промышленных зданий, эксплуатирующихся на просадочных грунтах в городах Donetskской области (Mariupol, Kramatorsk, Dnipropetrovsk);
- проектов усиления и восстановления жилых, общественных и промышленных зданий, эксплуатирующихся на подрабатываемых территориях в городах Donetskской области (Donetsk, Gorlovka, Makieevka, Yasynovata);
- проектов усиления и восстановления промышленных зданий, эксплуатирующихся на карстоопасных территориях в г. Slavyansk;
- проектов зданий базы отдыха «Вертикаль» на слабых водонасыщенных грунтах в с. Bелосарайская коса Первотравневого района Donetskской области;
- мер защиты жилых зданий, эксплуатирующихся на оползнеопасной территории в г. Zugrэse Donetskской области;
- проекта восстановления набережной пансионата «Волна» в пгт. Sedovo;

- лекционного материала по дисциплине «Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях» при подготовке магистров по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство» по программе подготовки «Теория и проектирование зданий и сооружений»;
- магистерских диссертаций (всего около 25) и одной кандидатской диссертации, выполненных на кафедре «Оснований, фундаментов и подземных сооружений» ГОУ ВПО «ДонНАСА» (2005-2019 гг.) под руководством автора.

Результаты внедрены следующими организациями: ГОУ ВПО «ДонНАСА»; ГП Донецкий ПромстройНИИпроект; ЧАО «Институт Донбассреконструкция»; КУ «ЦГБ администрации г. Дебальцево»; ГУ ДонГипрошахт.

Личный вклад соискателя

Приведенные в диссертационной работе результаты исследований получены соискателем самостоятельно. Отдельные составляющие численных исследований выполнены с соавторами научных работ, представленных в списке публикаций.

Достоверность полученных в диссертации результатов обеспечена: применением стандартных методик определения физико-механических характеристик грунта; определением НДС конструкций зданий и сооружений с использованием традиционных методов теории взаимодействия конструкций с деформируемым основанием и сертифицированного программного обеспечения; удовлетворительной сходимостью результатов численных исследований и результатов натурных обследований.

Апробация результатов диссертации

Основные положения диссертационной работы представлены на:

- научно-технической конференции творческой молодежи «Перспективи розвитку будівельних конструкцій, будівель, споруд та їх основ» (Киев, 2003 г.);
- заседании Ученого совета Научно-исследовательского и проектного института Донецкий ПромстройНИИпроект (Донецк, 2004 г.);
- восьмой Всеукраинской научно-технической конференции «Механика грунтов, геотехника и фундаментостроение» (Полтава, 2013 г.);

- на научных конференциях Донбасской национальной академии строительства и архитектуры (Макеевка, 2009–2020 гг.);
- X Юбилейной Всеукраинской научно-технической конференции «Строительство в сейсмических районах Украины» (Одесса, 2015 г.);
- XVIII международной межвузовской научно-практической конференции молодых учёных, аспирантов и докторантов «Строительство – формирование среды жизнедеятельности» (Москва, 2015 г.);
- VI международной научно-практической конференции «Достижения и перспективы естественных и технических наук» (Ставрополь, 2015 г.);
- II Брянском международном инновационном форуме «Строительство – 2016» (Брянск, 2016 г.);
- международной научной конференции «Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании» (Москва, 2016 г.);
- научных семинарах кафедры «Основания, фундаменты и подземные сооружения» (Макеевка, 2016–2020 гг.);
- международной научной конференции “International Scientific Conference on Energy, Environmental and Construction Engineering” (СПб, 2018 г.);
- международной научно-технической интернет-конференции «Кадастровые недвижимости и мониторинг природных ресурсов» (Тула, 2018 г.);
- XXII международной научной конференции "Construction the Formation of Living Environment" (Ташкент, 2019 г.);
- национальной научно-технической конференции с иностранным участием «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчётов в геотехнике и фундаментостроении» (Воронеж, 2019 г.);
- международной научной конференции «Modelling and Methods of Structural Analysis» (Москва, 2019 г.);
- IX международной научной конференции «Задачи и методы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» (Москва, 2020 г.);
- XXIII международной научной конференции "Construction the Formation of Living Environment" (Ханой, 2020 г.).

Публикации

По результатам выполненных исследований и разработок опубликовано 25 работ, из которых 7 публикаций – в рецензируемых научных изданиях, утвержденных перечнем ВАК МОН ДНР, 5 – в рецензируемых научных изданиях, рекомендованных МОН Украины, 2 – в рецензируемых научных изданиях, рекомендованных ВАК РФ, 4 – в зарубежных изданиях, индексируемых международной реферативной базой цитирования SCOPUS, 2 – декларационных патента на изобретение, 3 – в сборниках трудов международных и региональных научных конференций, 1 – монография, другие публикации по теме диссертации – 1 публикация.

Общий объем публикаций без учета монографии – 10.95 п.л., из которых 5.28 п.л. принадлежат лично автору.

Структура и объем работы

Диссертационная работа состоит из введения, 6 разделов, общих выводов, списка использованных источников и приложений А, Б, В, Г. Работа изложена на 432 страницах, в том числе 327 страниц основного текста, 42 полных страницы с рисунками и таблицами, 47 страниц списка использованных источников и 16 страниц приложений. Список литературы содержит 465 наименований, в том числе 46 иностранных источников и 164 источника, изданных за последние 10 лет.

Соответствие диссертации паспорту научной специальности

Содержание диссертации соответствует пунктам 2, 4 и 6 паспорта специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, утвержденному приказом МОН ДНР №165 от 22 февраля 2018 г.

Автор выражает глубокую признательность научному консультанту д.т.н., профессору Петракову А.А., а также д.т.н., профессору Югову А.М., д.т.н., профессору Мущанову В.Ф., д.т.н., профессору Дружко Е.Б., к.т.н., доценту Фролову Э.К. за ценные советы и замечания и к.т.н., доценту Кухарь А.В. за помощь в выполнении численных исследований.

РАЗДЕЛ 1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ПРОБЛЕМЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА СИСТЕМЫ «ОФС» В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

1.1. Моделирование системы «Основание-фундамент-сооружение» при решении контактных задач

Определение неравномерности осадок без учета жесткости конструкции имеет тенденцию к завышению ее величины. Для обоснования меньших значений неравномерных осадок, необходимо выполнить анализ взаимодействия в системе грунт – конструкция [4]. Распределение контактного давления под гибким фундаментом может быть получено путем моделирования фундамента в виде балки или ростверка, лежащего на сплошной среде или нескольких упругих элементах, обладающих соответствующей жесткостью и прочностью [5].

1.1.1. Моделирование грунтового основания

Для определения контактных давлений в основании фундаментов, как правило, используются расчетные модели, схематически описывающие природные механические свойства грунтовой среды.

1.1.1.1. Общая классификация

Модели грунтового основания представляют собой теоретические обобщения экспериментальных данных о закономерностях деформирования оснований под нагрузкой. В связи с многообразием грунтов, отличающихся своими механическими характеристиками, существует большое количество различных моделей грунтового основания, которые можно классифицировать по следующим основным признакам (рис. 1.1):

- по учету распределительных свойств основания на модели общих деформаций (рис. 1.1.1а) и модели местных деформаций (рис. 1.1.1б);
- по учету необратимых деформаций на упругие (рис. 1.1.2а) и неупругие модели (рис. 1.1.2б);
- по виду зависимости между напряжениями и деформациями на линейные (рис. 1.1.3а) и нелинейные модели (рис. 1.1.3б);

- по учету фактора времени на стационарные и нестационарные (реологические) модели;
- по способу моделирования грунтового основания на механические (рис. 1.1.4а) и контактные модели (рис. 1.1.4б).

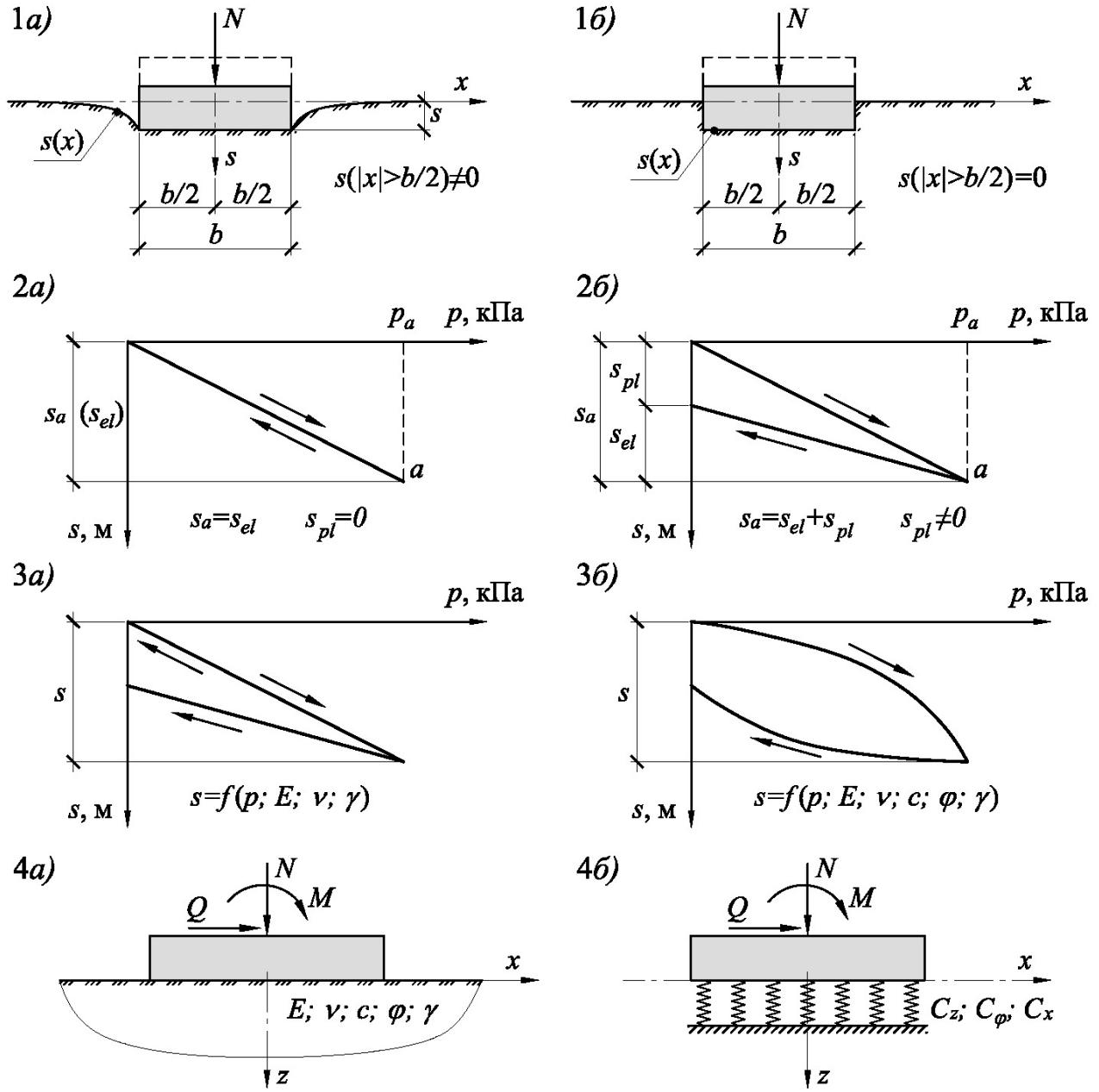


Рис. 1.1 Классификация моделей грунтового основания

Модели общих деформаций предполагают, что осадки основания происходят не только на загруженной поверхности, но и за ее границами. Модель местных деформаций предполагает, что осадки основания происходят только в пределах загруженной поверхности. Учет распределительной способности грунта основания существенно влияет на внутренние усилия в конструкциях,

взаимодействующих с ним (рис. 1.2). Эпюры изгибающих моментов, возникающих в балках или плитах при разных моделях основания и прочих идентичных условиях, будут различаться по своему виду (рис. 1.2, 1.3).

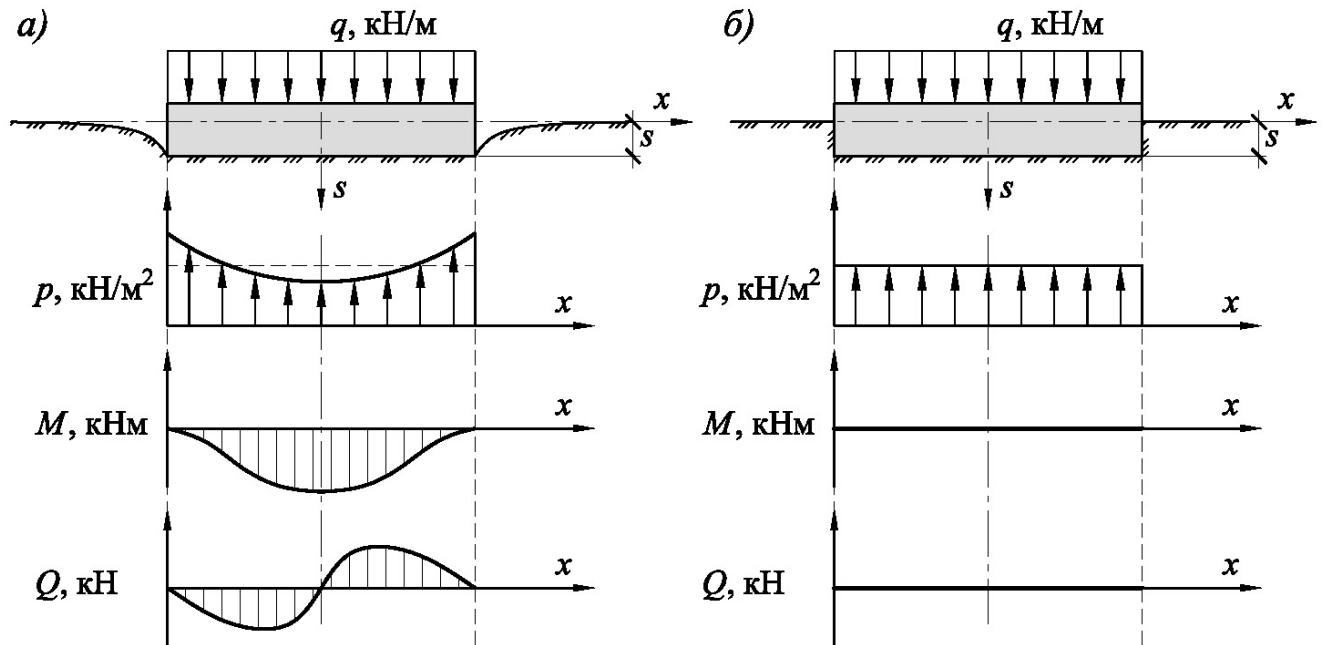


Рис. 1.2 Зависимость внутренних усилий в жесткой фундаментной балке от

принятой в расчете модели грунтового основания:

- а – модель общих деформаций; б – модель местных деформаций;
 p – эпюры отпора грунта; M – эпюры изгибающих моментов; Q – эпюры поперечных сил; q – равномерно распределенная нагрузка; S – осадка

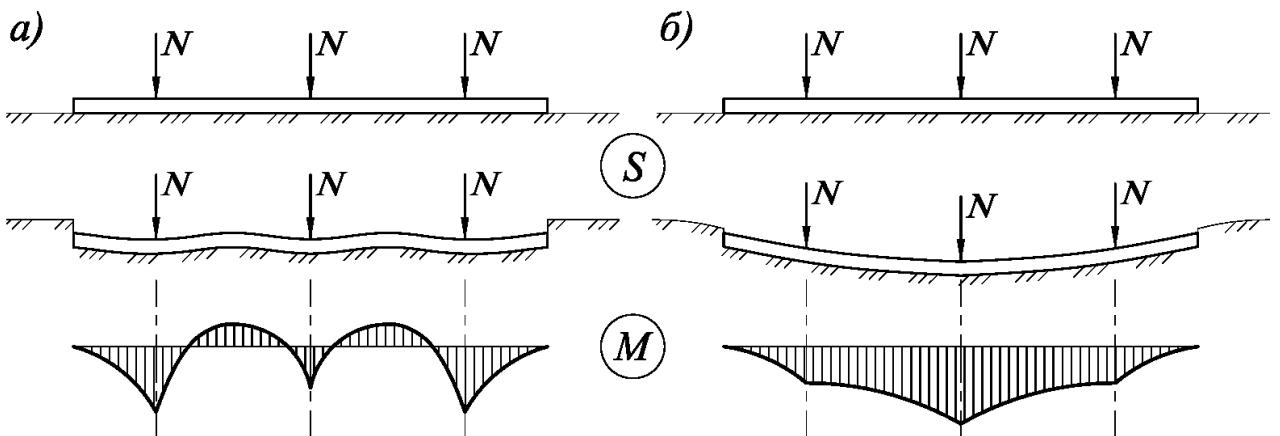


Рис. 1.3 Деформированная схема и эпюры изгибающих моментов в балке:
а – модель основания в виде модели местных деформаций (Винклера) с постоянным коэффициентом жесткости; б – модель основания в виде линейно-деформируемого упругого полупространства [2]

1.1.1.2. Модели местных и общих деформаций

Примерами модели местных деформаций являются модели Винклера и Фусса. Основной недостаток моделей местных деформаций – это полное пренебрежение распределительной способностью грунта.

Развитие модель Винклера получила в работах Филоненко-Бородича М.Н. [6], Пастернака П.Л. [7], Медникова И.А. [8] и др., в которых были предприняты попытки различными способами наделить эту модель распределительной способностью.

Критический обзор моделей грунтового основания, основанных на модели Винклера, рассмотрен в работах Sekhar Chandra Dutta, Rana Roy [9], Фам Дык Кыонг [10].

Примером модели общих деформаций является модель линейно деформируемого (упругого) полупространства, недостатком которой является завышенная распределительная способность грунта.

Снизить завышенную распределительную способность модели упругого полупространства позволили модель упругого слоя конечной толщины, подстилаемого несжимаемой толщей, а также модель, предложенная Клейном Г.К. в 1948 году [11], которая учитывает непрерывную гравитационную неоднородность грунта, в связи, с чем модуль деформации непостоянен и изменяется по глубине грунтового массива. Недостатком модели Клейна Г.К. является то, что закон изменения модуля деформации по глубине, как правило, не известен.

В работе Бугрова А.К. [12] рассматривается расчет осадки методом послойного суммирования, в котором вместо постоянного модуля деформации для однородного грунта используется соответствующая ему компрессионная кривая, что позволяет более точно определить его деформируемость в диапазоне изменения напряжений для каждого элементарного слоя и таким образом учесть изменение деформируемости по глубине.

Существует также довольно много комбинированных моделей основания, используемых для решения контактных задач, обширный обзор которых приведен

в работе [13]. Появление модели упругого основания, характеризуемого двумя коэффициентами жесткости, связано с работами Филоненко-Бородича М.М., Власова В.З. и Пастернака П.Л., выполненными в разное время независимо друг от друга.

В большинстве современных программных комплексов широко применяется, предложенная еще в 1956 году, модель Пастернака П.Л. [7] с двумя коэффициентами жесткости. Первый C_{z1} учитывает сжатие-растяжение грунта, а второй C_{z2} – сдвиг грунта. Применение этой модели в расчетах конструкций на упругом основании является спорным. В этой модели коэффициент жесткости C_{z2} учитывает зависимость между сдвиговыми деформациями и касательными напряжениями под подошвой фундамента. В результате этого при изгибе балок и плит на упругом основании под подошвой фундамента, кроме вертикальных напряжений, возникают касательные напряжения, которые снижают внутренние усилия в конструкциях фундаментов. Степень этого снижения существенна и может достигать нескольких десятков процентов. В результате рассчитанные по этой модели фундаменты могут оказаться недоармированными. В условиях реальной эксплуатации сооружений в одних случаях происходит подтопление территории, а в других случаях (практически всегда) на контакте фундамента с основанием накапливается капиллярная влага. При этом, если основанием не являются крупнообломочные грунты или крупнозернистые пески, образуется своеобразный горизонтальный шов скольжения, вследствие чего касательные напряжения релаксируются почти до нулевого значения, а нормальные сечения фундаментов могут разрушиться. По этой причине применение в инженерных расчетах модели Пастернака, за исключением редких случаев, не рекомендуется.

Дальнейшее развитие модель с двумя коэффициентами жесткости получила в работе Власова В.З., Леонтьева Н.Н. [14]. В модели Власова В.З. – Леонтьева Н.Н. коэффициенты жесткости зависят от модуля деформации, коэффициента Пуассона и еще двух параметров, определение которых затруднительно.

Своебразной комбинацией модели упругого полупространства и модели Фусса-Винклера является модель основания, характеризуемая переменным

коэффициентом жесткости. Впервые эта модель была предложена Никитиным Н.В., а затем развита в работах Клепикова С.Н. [15, 16, 17, 18], в которых она была наделена нелинейными и реологическими свойствами.

1.1.1.3. Упругие и неупругие модели основания

Для упругих моделей характерно совпадение графиков нагрузки и разгрузки, построенных в координатах «осадка – давление». В неупругих моделях графики нагрузки и разгрузки основания расходятся. При этом после полной разгрузки основания сохраняются необратимые (пластические) осадки (деформации).

Анализ наиболее распространенных упругих моделей работы грунта приведен в работах Манвелова Л.И., Барташевич А.И. [19], Горбунова–Посадова М.И., Маликовой Т.А., Соломина В.И. [20].

Пластические деформации происходят, как правило, в пределах относительно небольшого слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента, ниже которого наблюдаются преимущественно упругие деформации. Это привело к созданию комбинированной модели основания, состоящей из упругого полупространства с верхним неупругим слоем, которая рассматривалась в работах Штаермана И.Я., Жемочкина Б.Н. и Синицына А.П. [21], Клейна Г.К [11] и др.

В работе [22] предложен уточненный метод послойного суммирования, позволяющий учесть разделение дополнительных напряжений на компоненты, приводящие к возникновению упругих и упруго-пластических деформаций, а также изменение модуля деформации элементарных слоев грунта в зависимости от их напряженного состояния. Учет изменения модуля деформации грунта по глубине в зависимости от горизонтальных напряжений с использованием результатов испытаний грунта в стабилометре позволяет отказаться от использования спорного коэффициента β и существенно повысить точность определения осадки.

1.1.1.4. Нелинейные и нестационарные модели грунтового основания

Развитию нелинейных моделей грунтового основания посвящали свои работы Зарецкий Ю.К. [23, 24], Орехов В.В. [25], Бугров А.К. [26, 27], Шапиро Д.М. [28, 29], Малышев М.В., Никитина Н.С. [30, 31], Мурзенко Ю.Н. [32, 33],

Гольдштейн М.Н., Кушнер С.Г. [34], Клепиков С.Н. [17, 35], Метелюк Н.С. [36], Рыжов А.М. [37], Петраков А.А. [38], Пилягин А.В. [39], Фадеев А.Б. [40], Алексин А.Н. [41], Киричек Ю.А., Трегуб А.В. [42, 43], Мирсаяпов И.Т. [44], Криворотов А.П. [45], I.L. Kristić, V. Szavits-Nossan, P. Miščević [46] и др. [47].

Несмотря на то, что в последнее время все чаще применяются нелинейные модели основания, основанные на решении смешанной упругопластической задачи путем шагового нагружения с использованием различных видов условия прочности, в практическом использовании по-прежнему широко распространены решения, имеющие, как правило, упрощенный вид. Это в достаточной мере обосновывается нецелесообразностью строгого математического решения при недостаточной надежности определения исходных данных о механическом поведении грунтов [18]. Ниже рассмотрены некоторые упрощенные решения, основанные на описании зависимости между давлением и деформацией в фазе сдвигов грунта (при давлениях, превышающих расчетное сопротивление R) различными гиперболическими функциями, стремящимися к бесконечности при предельном давлении p_u (рис. 1.4).

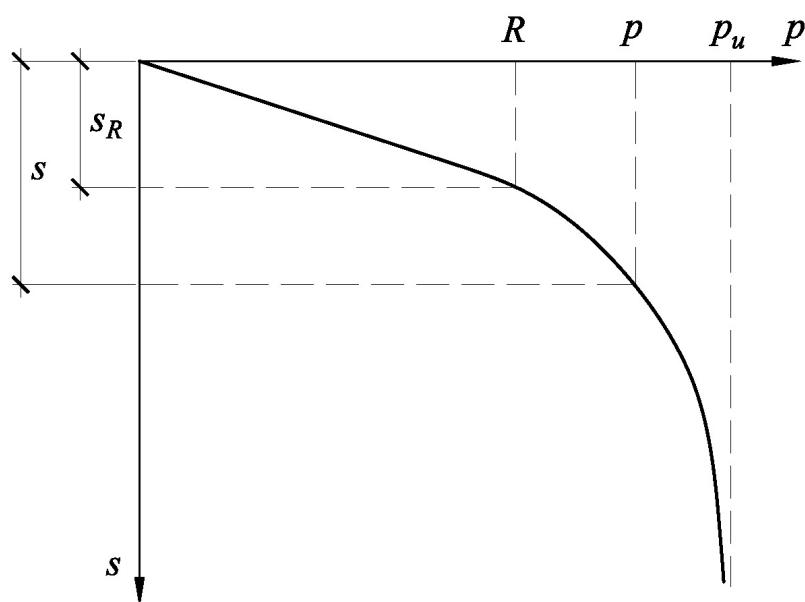


Рис. 1.4 Зависимость осадки s от давления p

Поповым Б.П. на основании известного решения Шлейхера для линейно-упругого полупространства впервые была предложена дробно-линейная функция, описывающая гиперболическую зависимость $s=f(p)$ в фазе сдвигов [48]

$$s = \frac{(1-\nu^2) \cdot \omega \cdot b \cdot p}{E_0 \cdot (1 - p / p_u)}, \quad (1.1)$$

где ν – коэффициент Пуассона грунта;

ω – коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента;

E_0 – модуль деформации грунта при $p \rightarrow 0$;

p – среднее давление под подошвой фундамента;

p_u – предельное сопротивление грунта основания.

Впоследствии Клепиковым С.Н. [18] был предложена формула:

$$s = s_R \cdot \frac{(p_u - R) \cdot p}{(p_u - p) \cdot R} \quad (1.2)$$

где s_R – осадка основания при давлении $p = R$.

Малышев М.В., используя модель столба грунта, предложенную Гольдштейном М.Н. [34, 49], предложил формулу [30]:

$$s = s_R \cdot \left[1 + \frac{(p_u - R) \cdot (p - R)}{(p - \sigma_{zg,0}) \cdot (p_u - p)} \right], \quad (1.3)$$

где $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента.

В работе [50] нелинейные осадки предлагается вычислять методом послойного суммирования с использованием касательного модуля деформации грунта, определяемого по гиперболической зависимости от уровня напряжений.

Следует отметить, что в ряде работ в вышеприведенных формулах вместо R принимают начальное критическое давление и соответствующую ему осадку [51].

Романов О.М. предложил для аппроксимации реальных диаграмм деформирования грунта, полученных по результатам пробных вдавливаний штампов, логарифмическую и гиперболическую функции, зависящие от корректирующих параметров, которые определяются методом последовательных приближений [52, 53].

В работе Вялова С.С. [48] рассмотрены степенной и дробно-линейный законы деформирования грунта, в которых нелинейная осадка определяется либо

методом послойного суммирования либо по формуле Шлейхера с использованием модуля деформации $E_i=f(p_i, t)$, зависящего от величины нагрузки на основание и времени ее действия.

Анализ наиболее распространенных нелинейных моделей работы грунта приведен в работах Шашкина А.Г. [54], Шапиро Д.М. [55], Кушнера С.Г. [56], Лушникова В.В. [51], а их реализация при компьютерном моделировании в работе Быховцева В.Е., Быховцева А.В., Бондаревой В.В. [57].

Отметим, что для упрощенных гиперболических зависимостей, предложенных Клепиковым С.Н., Малышевым М.В. и др., характерно хорошее совпадение с экспериментальными данными примерно до половины диапазона давлений $R - p_u$, а далее графики круто уходят к бесконечности.

Влияние нелинейных осадок на НДС конструкций, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием, рассматривалось в работах Вронского А.В. [58, 59], Косицына Б.А. [60].

Реологическим моделям основания, учитывающим последовательность загружения основания и скорость изменения всех компонент НДС, посвящены работы Вялова С.С. [48, 61], Ломизе Г.М., Крыжановского А.Л. [62], Метелюка Н.С. [63], Васенина Е.А., Астафьевой В.Д. [64] и др. [65].

Учет реологических факторов совместно с физической нелинейностью основания и материалов конструкций позволяет уменьшить неоправданные запасы прочности в конструкциях и получить значительный экономический эффект.

В настоящее время в практике проектирования все большее применение находят модели грунта зарубежных научных школ, в которых особое внимание уделяется объемной составляющей деформации и развитию процессов первичной и вторичной консолидации [54]. Отечественная школа механики грунтов особое внимание уделяла созданию реологических моделей, учитывающих как объемное, так и сдвиговое деформирование во времени. Тем не менее, популярность зарубежным моделям грунта обеспечивает их применение в наиболее востребованных геотехнических компьютерных программах.

1.1.1.5. Механические и контактные модели грунтового основания

С активным внедрением в практику проектирования ЭВМ широкое распространение получили модели основания в виде системы КЭ, которые при достаточном объеме исходной информации позволяют смоделировать практически любую картину деформирования основания под нагрузкой.

Использование МКЭ при моделировании грунтового основания освещено в работах Ухова С.Б. [66], Фадеева А.Б. [67], Мангушева Р.А., Карлова В.Д., Сахарова И.И. [68, 69], Кудрявцева С.А. [70], Парамонова В.Н. [71], Улицкого В.М., Шашкиных А.Г. и К.Г. [72] и др.

Как уже указывалось ранее, по способу моделирования грунтовое основание может быть представлено в виде контактной либо механической модели. Контактные модели описывают только условия контакта конструкции с грунтовым основанием, а механические модели представляют собой достаточно большой фрагмент грунтового массива с механическими характеристиками, позволяющими удовлетворительно описать состояние грунтовой среды с учетом различных влияющих факторов.

Изначально при использовании МКЭ в строительных расчетах грунтовое основание интерпретировалось с помощью простейшей контактной Винклеровской модели. Затем для моделирования основания стали применять механические модели в виде фрагмента полупространства из плоских или объемных конечных элементов, соответственно для решения плоских и пространственных задач. Первые модели как контактные, так и механические были линейно упругие, что не позволяло смоделировать процессы потери прочности грунта, пластического течения и развития деформаций во времени. В связи с этим в дальнейшем оба направления получили существенное развитие. Среди контактных моделей наиболее универсальной является модель переменного коэффициента жесткости Клепикова С.Н., которая, несмотря на то, что была предложена в 70-х годах прошлого века [15], продолжает совершенствоваться за счет дальнейшего развития аналитических методов определения различных видов деформаций грунтового основания [22]. Среди механических появилось довольно

много упругопластических и реологических моделей грунтового основания. В настоящее время эти модели грунта постоянно совершенствуются, при этом уделяется особое внимание экспериментальному определению характеристик, описывающих состояние среды.

К наиболее популярным в последнее время механическим упругопластическим моделям, применяемым в МКЭ, относятся:

- упругопластическая модель Кулона-Мора, которая учитывает основные свойства грунта, такие как упругое поведение при малых нагрузках, низкая жесткость материала при разрушении, условие разрушения и упругая разгрузка после течения. Модель имеет следующие ограничения: определение сопротивления грунта сдвигу вблизи предельного состояния, избыточная дилатансия, неспособность описать явления гистерезиса и изменения тензора упругих модулей после наступления предельного состояния [73];

- модифицированная модель Cam Clay (Roscoe K.H., Borland J.B., 1968). В этой модели область упругой работы ограничивается не только поверхностью, описываемой условием прочности Кулона-Мора, но и дополнительной эллиптической поверхностью. Модель позволяет учесть нелинейную работу среды, как при сдвиге, так и при объемном сжатии, но не на всех траекториях нагружения, что является наиболее существенным ее недостатком;

- нелинейная упругопластическая модель упрочняющегося грунта Hardening Soil (HS), разработанная Вермейером П.А. [74], заложена в известную геотехническую программу Plaxis и соответственно довольно широко применяется в расчетах. Шашкиным А.Г и Шашкиным К.Г [72] предложена модифицированная модель Hardening Soil более корректно описывающая особенности поведения слабых глинистых грунтов. Модели упрочняющейся среды позволяют описывать поведение грунта на различных траекториях нагружения (включая разгрузку). Однако применение этой модели, требует определения параметров грунта, которые не предусмотрены стандартными испытаниями грунтов в России и Украине. Определение параметров для данной модели с использованием результатов стандартных испытаний приведено в

работах Строковой Л.А. [73, 75], Тер-Мартиросяна А.З. [76], Мельникова Р.В. [77], Болдырева Г.Г. [78] и др. [79].

Такие модели основания при совместных расчетах системы «ОФС», как правило, довольно трудоемки и требуют значительных ресурсов вычислительной техники, а их точность напрямую зависит от объемов и программы инженерно-геологических изысканий и испытаний грунтов основания. При небольших объемах проб, большом шаге разведочных скважин, т.е. невысокой статистической достоверности исходных данных использование сложных моделей основания, как правило, нецелесообразно. Определение деформационных характеристик по различным стандартам также может существенно сказаться на точности определения как абсолютных, так и относительных деформаций основания [80].

Модель основания должна соответствовать точности исходных данных и требуемой точности конечных результатов совместного расчета системы «ОФС» и при этом отражать все характерные особенности деформирования грунта под нагрузкой с учетом всех существенно влияющих факторов (изменение влажности, величина и длительность действия нагрузки и т.д.).

Современные программные комплексы (ПК) для оценки напряженно-деформированного состояния ABAQUS, ANSYS, COSMOS, NASTRAN, PLAXIS и др., в которых используется метод конечных элементов, позволяют получать численные решения при расчете конструкций на статические и динамические нагрузки для широкого класса материалов с различными механическими характеристиками и поведением (в том числе и для грунтового основания). Анализ расчетных моделей грунтового основания, применяемых в современных ПК, выполненный Строковой Л.А. [75, 73], показал, что упругопластическая модель Кулона-Мора дает менее точные результаты, чем упругопластические модели с изотропным упрочнением, такие как Hardening Soil и ее модификации.

Кроме того, для определения деформаций основания численными методами с применением простейших моделей с упругой или упругопластической средой Кулона-Мора требуется искусственное ограничение величины сжимаемой толщи.

В случае применения более сложных моделей грунта, которые позволяют учитывать начальное напряженное состояние, зависимость деформационных характеристик грунта от напряженного состояния и изменение модуля деформации по глубине, искусственное ограничение сжимаемой толщи грунта не требуется [81].

Сравнение моделей грунтового основания, используемых в современных программных комплексах, выполнено в работах [79, 82].

Влияние различных факторов, в том числе и модели грунта, на осадку основания рассмотрено в работах Кушнера С.Г. [83] и Барвашова В.А. [84].

Выбор модели грунта не является конечной целью расчетов системы «ОФС». При решении задач взаимодействия наибольший интерес представляет жесткость основания, определяемая с учетом основных влияющих факторов, таких как величина и время действия нагрузки, изменение влажности и температуры грунта, геометрические параметры фундамента, неоднородность напластований инженерно-геологических элементов и ряд других факторов [85, 86].

Анализ, выполненный в этом направлении, показал, что для рассматриваемых в настоящей работе задач наиболее приемлемой является модель переменного коэффициента жесткости основания, предложенная Клепиковым С.Н. [15, 16, 17]. Применение переменного коэффициента жесткости позволяет учесть, как деформации общего характера, распространяющиеся за пределы нагруженной площади, так и местные деформации, развивающиеся только непосредственно под нагрузкой. При этом может учитываться как линейная, так и нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями, что особенно важно при расчете зданий на подрабатываемых территориях, так как, вынужденные перемещения основания приводят к существенному перераспределению контактных давлений вплоть до отрыва подошвы фундаментов от основания [87]. Соответственно на отдельных участках контактные давления могут превысить предел линейной деформируемости основания. Применение переменного коэффициента жесткости Клепикова С.Н. позволяет также учитывать вынужденные перемещения основания, вызванные воздействием подработки. При

этом, контактную задачу можно свести к расчету конструкций, опирающихся на элементы постоянной или переменной жесткости, моделирующие работу грунтового основания.

1.1.2. Моделирование зданий и сооружений

Жесткость здания, взаимодействующего с основанием, оказывает существенное влияние на перераспределение напряжений (усилий) как в основании, так и в конструкциях здания.

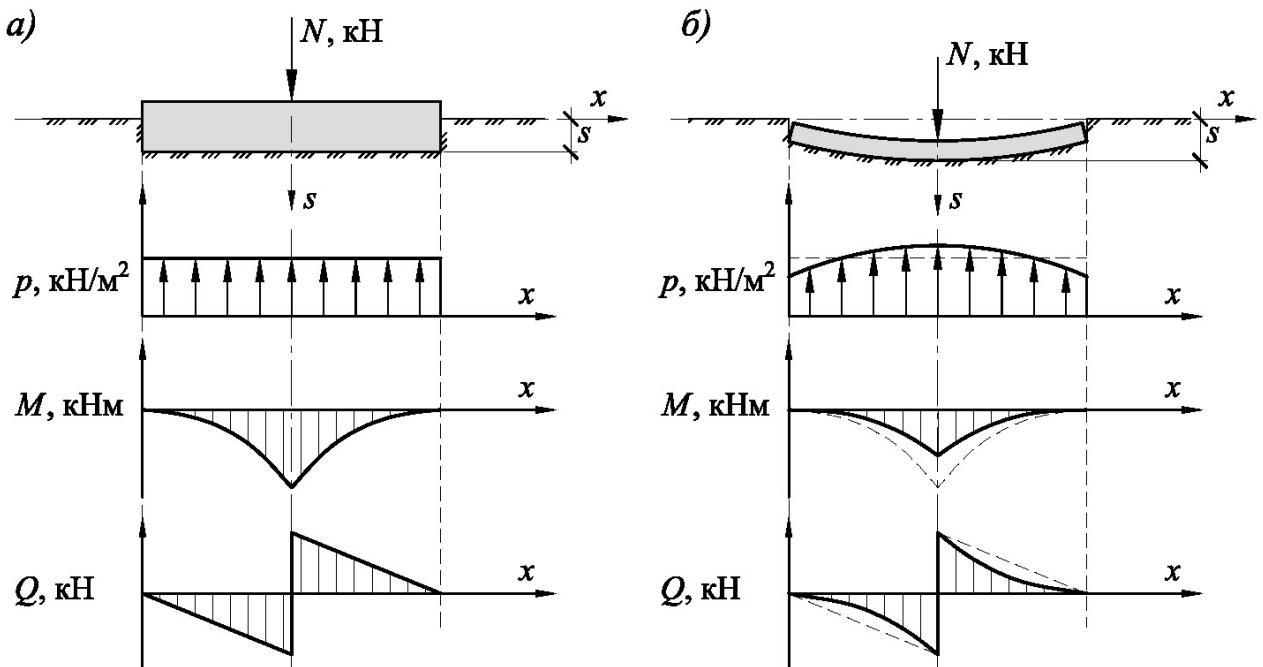


Рис. 1.5 Зависимость внутренних усилий в балке на Винклеровском основании от ее жесткости: а – абсолютно жесткой; б – конечной жесткости

Так как жесткость всех элементов системы «ОФС», в том числе и здания, зависит от их напряженного состояния, а напряженное состояние в свою очередь от жесткостных характеристик элементов, точное прямое решение задачи взаимодействия невозможно. В связи с этим, как правило, задачи взаимодействия системы «ОФС» решаются итерационным способом пока не будет достигнута требуемая точность решения. В СИГГУ, когда помимо детерминированной неравномерности деформаций основания присутствуют дополнительные стохастические неравномерные деформации основания, поиск решения существенно усложняется. В связи с этим при расчёте системы «ОФС» в СИГГУ целесообразно использовать несколько расчетных моделей, отличающихся друг

от друга степенью их соответствия рассматриваемой системы. Поиск наиболее неблагоприятных исходных расчетных параметров ведется в широком диапазоне с использованием упрощенных моделей здания, а уже для уточнения найденных при этом параметров используется более точная модель, применяемая в более узком диапазоне.

Многообразие конструктивных решений зданий и сооружений определяет многообразие их расчетных моделей. Целесообразно выполнить классификацию зданий и сооружений по способам соединения стен в пространственную коробку или отдельных конструкций в плоские или пространственные составные системы. По этому признаку расчетные модели зданий и сооружений можно разделить на пространственные и плоские. По характеру учета пространственной работы расчётные модели подразделяются на одно, двух и трехмерные [85].

Основная трудность при определении жесткости здания связана с оценкой влияния проёмности стен, а также податливости соединения различных конструктивных элементов между собой [85].

Расчетные модели зданий представляют собой многократно статически неопределеные системы, как в конструктивном плане, так и в плане опорных закреплений, обусловленных податливостью грунтового основания [85].

Попытки расчёта таких систем прямым путем (методами сил или перемещений) приводят к чрезвычайно громоздким выкладкам [85].

Существенного упрощения таких сложных систем можно добиться путем определения усилий и перемещений, объединяющих большие группы неизвестных. Для этого используют обобщенные (эквивалентные) жесткостные характеристики линейных, плоских или объемных составных элементов, удовлетворительно описывающих жесткость всей системы.

От найденных обобщенных усилий, возникающих в составных элементах эквивалентное жесткости при внешних воздействиях на здание или сооружение со стороны деформируемого основания, можно перейти и к отдельным неизвестным усилиям, если известен закон распределения обобщенных усилий по отдельным конструкциям.

В качестве укрупненных элементов эквивалентной жесткости может рассматриваться как целиком здание, так и его отдельные продольные, поперечные стены и перекрытия.

Самой простой расчётной моделью здания в системе «ОФС» является одномерная модель в виде бесконечно жесткой балки, лежащей на упругом основании. Расчёт такой системы не представляет сложности, но при этом является слишком приближенным.

Такая расчётная модель использовалась вплоть до недавнего времени и приводила к завышенным усилиям и соответственно неэкономичным конструктивным решениям. На последующих этапах уточнения расчётной модели здание представлялось в виде двухмерных плоских систем, эквивалентной жесткости, и трехмерных пространственных систем, соединенных между собой податливыми связями (рис. 1.6).

Двухмерные расчетные модели зданий сравнительно просты вместе с тем позволяют учесть основные особенности взаимодействие несущих конструкций при изгибе и сдвиге, однако они не позволяют рассчитать здание на кручение при сложных деформациях основания, а также не учитывают пространственное взаимодействие конструкций и соответственно занижают пространственную жесткость здания, не позволяя оценить действительную работу сооружения и имеющиеся в конструкциях резервы.

Вопросами расчета зданий, взаимодействующих с деформируемым основанием, как двухмерных расчетных моделей занимались многие отечественные и зарубежные исследователи. Принципиальные положения методов расчета двухмерных систем на податливом основании приведены в работах Филоненко-Бородича М.М. [6], Флорина В.А. [88], Жемочкина Б.Н. [89], Кузнецова В.И. [90], Горбунова-Посадова М.И. [20], Симвулиди И.А. [91], Синицына А.П. [21], Егупова В.К. [92], Клепикова С.Н. [18], Козачевского А.А., Косицына Б.А. [93], Лишака В.И. [94], Соболева Д.Н. [95], Метелюка Н.С. [63], Милюкова Д.А., Петракова А.А. [96], Шагина П.П. [97], Гарагаша Б.А. [85] и др. [98, 99].

Линейные и плоские системы

Пространственные системы

Бесконечно жесткая балка ($EI=\infty$)

Эквивалентная балка с приведенной изгибной жесткостью (EI)

Эквивалентная балка с приведенными изгибной и сдвиговой жесткостями (EI и GF)

то же с жесткостями, изменяющимися по длине здания ($EI(x)$ и $GF(x)$)

Балка-стенка или рама (для каркасных зданий)

Составной стержень с жесткостью, равной сумме жесткостей продольных стен

Оболочка или плита с приведенными изгибной и сдвиговой жесткостями (EI и GF)

Составная система из продольных, поперечных стен и перекрытий в виде балок с изгибной жесткостью (EI), соединенных податливыми связями

то же с приведенными изгибной и сдвиговой жесткостями (EI и GF)

то же из составных стержней

то же из составных пластин

Здание из отдельных объемных элементов

Рис. 1.6 Схема развития типов моделей здания

Рассмотрим только некоторые из них.

Жемочкин Б.Н. [89] предложил метод, в котором непрерывное основание заменяется дискретными стержневыми опорами, в результате чего конструкция на упругом основании рассматривается как конструкция на упруго оседающих опорах, число которых устанавливается исходя из требуемой точности расчета. Для практических целей можно ограничиваться небольшим количеством таких опор. Метод применим и для пространственных конструкций, а также позволяет

применять в качестве модели основания не только упругое полупространство, но и другие, более сложные модели основания, в том числе и нелинейные.

Шагин П.П. в работе [97] систему "стена-фундамент" рассматривает как балку переменной жесткости, а для упрощения расчетов предлагает формулу для определения приведенной жесткости балки. Дионисьев-Македонский А.Д. в работе [100] развил предложения Шагина П.П. и при вычислении приведенной изгибной жесткости здания учитывает совместную работу стен и перекрытий.

Аналитическое представление ступенчатого изменения изгибной жесткости по длине стены сделано Мустафаевым А.А. [101], который представил изменение изгибной жесткости ступенчатого бруса в виде разрывной периодической функции.

Мейергоффом Ж. [102] предложена приближенная методика учета жесткости многоэтажного здания с продольным каркасом, в котором рамы имеют приблизительно равные пролеты и жесткости ригелей значительно превышают жесткости стоек.

Лишак В.И. в работе [103] рассматривает крупнопанельное здание в статическом отношении как пространственную коробку из отдельных панелей, соединенных податливыми связями, причем податливость связей в общем случае нелинейно зависит от величины усилий, вызывающих деформацию.

В работе Косицына Б.А. [104] при вычислении приведенной изгибной жесткости стены крупнопанельного здания предполагается, что простенки панелей условно не деформируются, а основные деформации происходят в перемычках и связях между простенками.

Приведенная сдвиговая жесткость коробки здания в целом вычисляется как сумма приведенных сдвиговых жесткостей наружных и внутренних стен, которые определяются как сопротивление единичному перекосу участков, равных половине расчетной длины здания.

При трехмерных расчетных моделях здание рассматривается как пространственная система, воспринимающая приложенную к ней пространственную систему сил. В этих моделях особенности взаимодействия

несущих конструкций учитываются наиболее точно, и если ранее из-за своей сложности они применялись реже двухмерных, то с развитием вычислительной техники и специализированных расчетных программных комплексов они начинают вытеснять двухмерные.

Методы пространственного расчета многоэтажных зданий, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием, с использованием различных расчетных моделей, в том числе дискретно-континуальных, получили развитие в работах Вольфсона Б.Г. [105], Милейковского И.Е. [106], Гарагаша Б.А. [107, 2, 85], Дроздова П.Ф. [108], Дыховичного Ю.А. [109], Клепикова С.Н. [110], Егупова В.К., Командриной Т.А. [92, 111], Косицына Б.А. [104, 93, 112], Лишака В.И. [94], Подольского Д.М. [113], Пшеничкина А.П. [114], Кисиль А.И. [115] и др.

Методы расчета железобетонных башенных сооружений с учетом местных дефектов и повреждений, проемов и конструкций усиления рассмотрены в работе Левина В.М. [116].

Теория расчета зданий на неоднородно-деформируемых лессовых основаниях, подрабатываемых и карстоопасных территориях на основе пространственной вероятностной модели системы «сооружение-основание» изложена в работах Пшеничкина А.П. [114] и Гарагаша Б.А. [2]. Авторами применялась расчетная стохастическая дискретно-континуальная модель горизонтального составного стержня со случайной структурой под действием случайной пространственно-временной нагрузки.

В работе Трофимчука А.Н., Черного В.Г., Черного Г.И. [117] разработаны методы вероятностной оценки степени опасности, вызванной такими геотехническими процессами как просадка, карст, оползень, сейсмическое воздействие и подработка, позволяющие определять адекватные меры защиты.

Применение метода конечных элементов (МКЭ) при расчете зданий рассматривается в работах Дмитриева Л.Г., Городецкого А.С. [118, 119], Александрова А.В., Шапошникова И.Н., Мануйлова Г.А. [120], Немчинова Ю.И., Фролова А.В. [121], Клованича С.Ф. [122], Перельмутера А.В. [123] и др.

Вопросы моделирования НДС системы «ОФС» в условиях реконструкции рассмотрены в работе Винникова Ю.Л., Суходуба А.В., Кичаевой О.В. [124].

Вопросы моделирования системы «ОФС» в сложных инженерно-геологических условиях показаны на рис 1.7.



Рис. 1.7 Вопросы, учитываемые при моделировании здания в сложных инженерно и горно-геологических условиях

В работе Леденёва В.В., Монастырёва П.В., Куликова Г.М., Плотниковой С.В. [125] рассмотрены основные модели для расчета оснований фундаментов, строительных конструкций и зданий.

1.1.2.1. Каркасные здания

Особенности деформирования каркасных зданий на неравномерно-деформируемых основаниях рассмотрены в работе Заварзина Ю.В. [126].

Расчет каркасных зданий, взаимодействующих с основанием, рассмотрен в работах Гусеница А.П., Шандрук П.П. [127], Егупова К.В. [128], Верюжского Ю.В. [129], Шулятьева С.О. [130]. Следует отметить, что при определении жесткостных характеристик элементов каркаса, взаимодействующего с неравномерно деформируемым основанием, как правило, необходим учет физической, а иногда и конструктивной нелинейности.

Нелинейный расчет железобетонных и металлических конструкций достаточно подробно рассмотрен в работах Дыховичного А.А. [131], Блюгера Ф.Г. [132], Акуленко М.М. [133], Петракова А.А. [134, 38, 135, 136], Межеровского В.А. [137], Крылова С.М. [138], Печенова А.Н. [139], Тихий М. [140], Залесова А.С., Чистякова Е.А. [141], Емец Е.В. [142], Эренбурга В.М. [143], Манискевича Е.С, Бачинского В.Я. [144] и др. [145, 146, 147, 148, 149, 150].

1.1.2.2. Бескаркасные здания

Исследования работы бескаркасных зданий на неравномерно деформируемых основания приведены в работах Бугрова А.К., Плакса А.А. [151], Собуцкого В.А. [152], Соколенко В.М. [153], Москалины И.Н. [154], Кравцова В.Г. [155], Семчиной М.В. [156], Гарагаша Б.А. [2] и др.

В работе Лишака В.И. [157] рекомендуется применять для расчета бескаркасных зданий различные методы полной (МКЭ, МКР) и частичной дискретизации.

Вопросы применения МКЭ при расчетах бескаркасных зданий с учетом физической нелинейности материала и фактора времени рассматривались Лишаком В.И [158, 159], Клованичем С.Ф. [122], Кашеваровой Г.Г., Труфановым Н.А. [160] и др.

1.1.2.3. Учет истории загружения и изменения расчетной схемы в процессе эксплуатации

Вопросы учета изменения жесткостей элементов в процессе монтажа, эксплуатации и реконструкции рассмотрены в работах Перельмутера А.В. [161, 162], Кабанцева О.В., Тамразяна А.Г. [163], Банаха В.А. [164, 1], Шагина А.Л. [165], Винникова Ю.Л. [124], Егорова А.И. [166].

Целенаправленное изменение жесткости конструктивных элементов в процессе возведения и эксплуатации с целью регулирования усилий в элементах системы рассматривалось в работах Тетиора А.Н. [167, 168], Клепикова С.Н. [169], Петракова А.А., Виноградова В.Н. [170], Айвазова Р.Л. [171], Иконина С.В., Сухотерина А.В. [172], Пронозина Я.А. [173], Киселева Н.Ю. [174] и др.

Существует множество предложений по введению в конструктивные элементы дополнительных устройств, позволяющих в определенный момент времени существенно снижать жесткость этих элементов, ограничивая при этом величину деформаций. Исследование работы таких устройств выполнялись Петраковым А.А. [175], Брыжатой Е.О. [176], Живодеровым Н.А. [177], Гусаренко С.П. [178], Скибиным М.Г. [179, 180], Зотовым М.В. [181], Зотовым А.М. [182], Gromysz K. [183] и др.

Принципы геотехнического проектирования, основанные на регулировании НДС грунтового массива различными способами включая изменение жесткости элементов системы «ОФС», рассмотрены в работе Петрухина В.П., Шулятьева О.А., Мозгачевой О.А. [184].

Методы увеличения жесткости основания подробно рассмотрены в работе Рубцова О.И. [185].

1.2. Особенности моделирования системы «ОФС» в сложных инженерно-геологических условиях

Современные научно-технические проблемы строительства в сложных инженерно-геологических условиях подробно освещены в работе Зоценко Н.Л., Шокарева В.С., Матвеева И.В., Петракова А.А., Корниенко Н.В. [186].

1.2.1. Классификация сложных инженерно-геологических условий

В последних нормативных документах России [187] и Украины [3] принято сложные инженерно-геологические условия разделять на три группы (рис. 1.8):

- грунты с особыми свойствами;
- территории с особыми воздействиями;
- особые воздействия, условия и нагрузки.

Иногда особые воздействия, условия и нагрузки, составляющие третью группу, рассматривают, как территорию с техногенным влиянием включая ее соответственно во вторую классификационную группу.

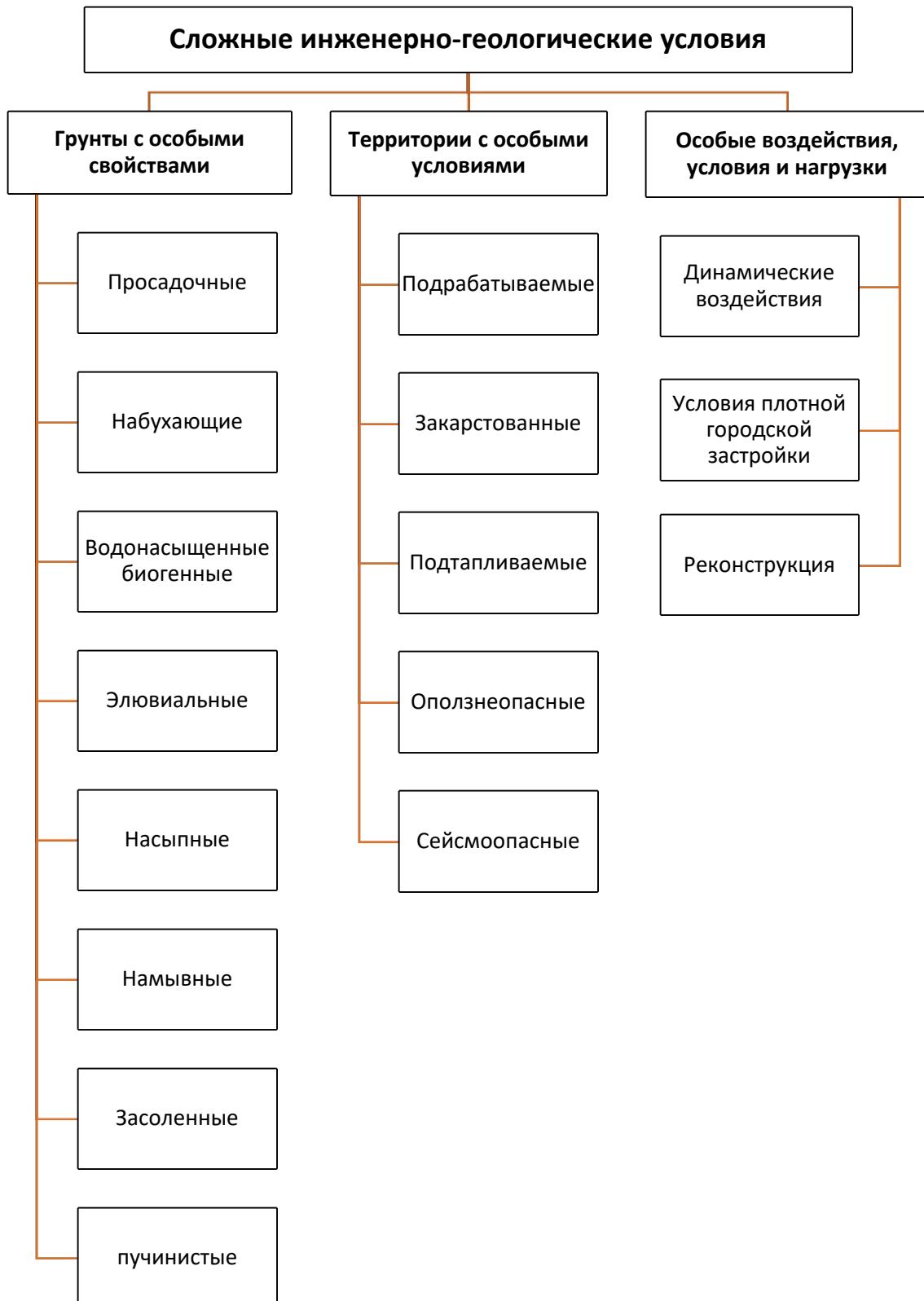


Рис. 1.8 Классификация сложных инженерно-геологических условий

При выборе мер защиты зданий и сооружений в конкретных сложных инженерно и горно-геологических условиях, в зависимости от величины совместных деформаций ЗиС с основанием, используется их классификация по сложности условий строительства [188], приведенная в таблице 1.1.

Таблица 1.1. Группы сложности условий строительства в СИГГУ

Группа сложности условий строительства на территории застройки	Совместные деформации здания или сооружения с основанием в СИГГУ, $S_0 + S_{add}$
А (тяжелые)	$S_0 + S_{add} > S'_u$
Б (средние)	$S'_u \geq S_0 + S_{add} > S_u$
В (легкие)	$S_0 + S_{add} \leq S_u$

В таблице приняты следующие обозначения:

S_0 – величины совместных деформаций сооружения с основанием от основного сочетания нагрузок;

S_{add} – величины дополнительных совместных деформаций сооружения с основанием, вызванные СИГГУ;

S_u – значения предельных совместных деформации для сооружения, конструкции которого не рассчитаны на воздействие неравномерных деформаций основания, принимаемые по нормам на проектирование оснований зданий и сооружений;

S'_u – значения предельных совместных деформации для сооружения, конструкции которого рассчитаны на воздействие неравномерных деформаций основания, принимаемые по нормам на проектирование зданий и сооружений в соответствующих СИГГУ.

Совместная деформация S в формулах таблицы является обобщенной деформацией и в конкретных проверках присутствует как: относительная разность осадок $\Delta s/l$ двух точек, отстоящих друг от друга на расстоянии l ; крен сооружения i ; максимальная или средняя осадка s сооружения.

Строительство на территориях группы сложности А допускается при наличии положительного заключения специализированной научно-исследовательской организации, в котором должны быть предусмотрены мероприятия по обеспечению надежной эксплуатации ЗиС либо восстановлению эксплуатационной пригодности в случае возникновения недопустимых деформаций его конструкций.

Строительство на территориях группы сложности Б должно выполняться с конструктивными мерами защиты с учетом в необходимых случаях проявления и устранения сверхнормативных кренов, превышающих предельные значения для

конструкций зданий или сооружений и находящегося в нем инженерного и технологического оборудования (лифтов, высокоточных станков и т. п.).

Строительство на территориях группы сложности **В** во многих случаях может выполняться как для обычных условий строительства.

Существуют также и другие классификации сложных инженерно-геологических условий [117], которые учитывают:

- развитие и протекание процесса во времени: внезапные (динамические) воздействия; растянутые во времени (статические воздействия); цикличность;
- зависимость процесса неравномерного деформирования основания от внешней нагрузки;
- зависимость от изменения влажности грунта и фильтрационных процессов;
- зависимость от техногенных (управляемых) процессов.

Вопросы моделирования зданий, эксплуатируемых в СИГГУ, при статических и динамических воздействиях рассмотрены в работе Кичаевой О.В. [189].

Развитие динамических моделей, расчетов и испытаний строительных конструкций и сооружений рассматривались Кулябко В.В. [190], Пшеничкиной В.А. [191] и др.

Вопросы учета различных видов динамических воздействий в расчетных моделях зданий, эксплуатируемых в СИГГУ, оценке их влияния на динамические характеристики и параметры напряженно-деформированного состояния конструкций зданий исходя из нормативных требований обеспечения прочности и комфортности рассмотрены Банах А.В. [192].

СИГГУ по зависимости процесса неравномерного деформирования основания от внешней нагрузки подразделяют на два вида:

- 1) в которых деформации основания зависят от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения);
- 2) в которых деформации не связаны с внешней нагрузкой на основание и проявляются в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунта от собственного веса, подъемы при набухании или морозном пучении грунта и т.п.).

При вертикальных деформациях второго типа возможно временное или постоянное локальное нарушение контакта подошвы фундамента с грунтом основания. При небольших величинах деформаций и невысоких жесткостных характеристиках здания и основания нарушения контакта может не происходить, так как здание приспосабливается к возникающим деформациям земной поверхности за счет деформаций надземной части здания и врезания фундаментов в смежные участки грунтового основания. В противном случае происходит локальное нарушение контакта, которое необходимо учитывать в системе «Основание – Фундамент – Сооружение».

1.2.2. Сложные инженерно-геологические условия первой группы

1.2.2.1. Просадочные грунты

К просадочным грунтам относят лессы, лессовидные суглинки, супеси или глины, особенностью которых является их высокая пористость порядка 40-60 % и довольно прочные структурные связи, которые разрушаются при повышении влажности выше определенного уровня.

В настоящее время принято считать, что просадка лессовых грунтов в условиях природного напряженного состояния и в основаниях сооружений проявляется в результате их доуплотнения при увлажнении и разрушении маловодостойких структурных связей [193], т.е. дополнительные деформации увлажненных лессовых грунтов рассматриваются как необратимый процесс перехода их из недоуплотненного состояния в состояние нормальной плотности.

Недоуплотненное состояние просадочных грунтов может сохраняться на протяжении всего периода их существования, если не произойдет повышения влажности и (или) нагрузки выше определенного уровня.

Так как просадка сопровождается разрушением маловодостойких структурных связей и перекомпоновкой скелета грунта (рис. 1.9) просадочные грунты относятся к структурно-неустойчивым [194].

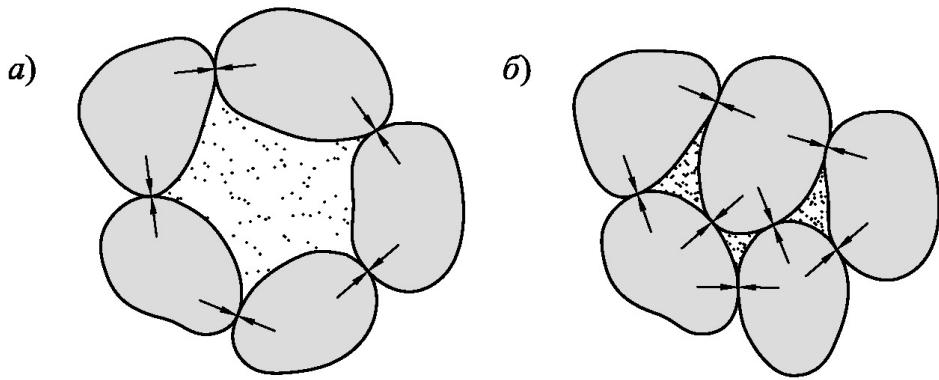


Рис. 1.9. Структура просадочного грунта: а – до просадки; б – после просадки

Начало систематического изучения явления просадки и строительных свойств лессовых грунтов относится к тридцатым годам XX в. Первые нормативные документы в этой области были разработаны при участии Герсеванова Н.М., Абелева Ю.М., Польшина Д.Е. Становление и развитие самостоятельной науки о строительстве на просадочных грунтах принадлежит Абелеву Ю.М. [195]. Дальнейшее развитие этой отрасли строительной науки нашло отражение в трудах Абелева М.Ю. [195, 196], Багдасарова Ю.А. [197, 198], Гильмана Я.Д. [199, 200, 201], Гольдштейна М.Н. [49, 202], Григорян А.А. [203, 204], Клепикова С.Н. [205, 206], Крутова В.И. [207, 208, 209, 210], Кушнера С.Г. [211], Левченко А.П. [212, 213, 214], Литвинова И.М. [215, 216], Ломизе Г.М., Маркова А.И. [217], Межеровского В.А. [218, 137, 219, 220], Мустакимова В.Р. [221], Мустафаева А.А. [222, 101], Прокопова А.Ю. [223], Пшеничкина А.П. [224], Тер-Мартиросяна З.Г. [225, 226], Шагина П.П. [227], Цытовича Н.А., Полищук А.И. [228], Галай Б.Ф. [229], Jefferson I.F. [230], Houston, S.L. [231], Noor S.T. [232], Zhu G. [233] и др. [234, 194, 235, 236, 237, 156, 238, 239, 240, 241].

Многолетние исследования, проведенные в НИИ оснований им. Н.М. Герсеванова под руководством Крутова В.И., легли в основу СНиП 2.02.01-83 [242], который в дальнейшем был актуализирован на территории РФ и основные принципы проектирования на просадочных грунтах практически без изменений перенеслись в действующие нормы РФ [243, 244, 187]. В нормативных документах Украины [3, 188] по сравнению с [242] появились более существенные изменения, в основу которых легли исследования Клепикова С.Н., Трегуба А.С. [206], Матвеева И.В., Розенфельда И.О. и др.

Вопросы, связанные с конструктивной защитой жилых зданий массовых серий, эксплуатируемых в условиях просадочных грунтов сейсмоопасных территорий Украины, рассматривались Хохлиным Д.А. [245]. В этой работе определено, что при расчете существующих зданий на рассматриваемые особые нагрузки необходимо учитывать возможность их одновременного воздействия. При этом предложены и обоснованы ряд методов учета характерных повреждений зданий в автоматизированных расчетах. Обнаружена тенденция появления концентрации сейсмических напряжений в стенах над участками основания с максимальной жесткостью при возникновении просадочных воронок и релаксации над местами с уменьшенной жесткостью. Увеличение максимальных усилий от сейсмических нагрузок при использовании новых действующих ДБН Украины по сравнению с ранее действовавшими нормами составляет в среднем 30 %.

1.2.2.2. Набухающие грунты

К набухающим грунтам относятся глинистые грунты, способные в ненагруженном состоянии при повышении влажности увеличивать свой объем (набухать) более чем на 4%. Степень набухания зависит от минералогического состава глинистых фракций (наибольшее набухание, примерно до 100%, имеют монтмориллонитовые глины, наименьшее – примерно до 15-20% - каолинитовые), от влажности и плотности грунта перед увлажнением и от величины действующего давления. Набухающие грунты распространены в Молдове, Крыму, Грузии, Казахстане, на среднем и нижнем Поволжье и других районах.

Способностью набухать при увеличении влажности обладают также некоторые виды шлаков с высоким магнезиальным модулем и обычные (ненабухающие) пылевато-глинистые грунты, при замачивании отходами производств, например, растворами серной кислоты.

Проблемы строительства на набухающих грунтах были затронуты сравнительно недавно – всего лишь в 1959 г. под руководством Сорочана Е.А. [246].

По современным представлениям основной причиной набухания считается абсорбция воды поверхностью глинистых частиц, увеличение толщины водных пленок в контактах между частицами грунта, а также проявление осмотических и капиллярных процессов. Следует отметить, что процесс набухания обратимый: набухающие грунты при высыхании уменьшаются в объеме, т.е. дают усадку, а при последующем увлажнении вновь набухают.

Вследствие неоднородности грунтов, неравномерности увлажнения и высыхания набухание грунтов в основании сооружений всегда бывает неравномерным, поэтому при расчетах сооружений следует исходить из значения подъема основания при набухании грунта h_{sw} , возможного при случайном, наиболее неблагоприятном замачивании грунта в основании [18].

Физическая природа и механизм процесса набухания глинистых грунтов нашли отражение в исследованиях Ананьева В.П., Герсанова Н.М. [247], Денисова Н.Я., Ломтадзе В.Д., Мустафаева А.А. [101], Ребиндера П.А., Самедова А.М. [248], Сергеева Е.М, Сорочана Е.А. [246], Charles Lucian [249], Coduto Donald P. [194], Lytton R.L. [250], Chen F.H. [251] и др. [252, 253].

Одним из наиболее современных методов оценки НДС основания из набухающего грунта является температурно-влажностная аналогия, предложенная Тер-Мартиросяном З.Г. [225, 254]. Согласно этой аналогии процесс набухания глинистого грунта под действием внешней нагрузки и изменяющегося влажностного поля отождествляется процессу деформирования сплошной среды при температурном воздействии.

Модели взаимодействия зданий с набухающим грунтом рассмотрены в работах Клепикова С.Н. [18], Кузнецова Д.Г. [255], Мустафаева А.А. [101], Самедова А.М. [248], Снидарь М.А. [256], Голли О.Р. [257], Emad Jahangir, Olivier Deck, Farimah Masrouri [258].

В работе [18] при расчете конструкций, взаимодействующих с набухающим грунтом, подъем основания при набухании принимается изменяющимся линейно от максимального значения до нуля в соответствии с параметрами зоны обводнения.

Мустафаевым А.А. [101] с использованием экспериментальных данных Lytton R. предложено при расчете сооружений учитывать набухание грунта в виде дополнительной эквивалентной нагрузки, изменяющейся в соответствии с характером деформирования поверхности основания и добавленной к нагрузкам от собственного веса сооружения. Дальнейшее развитие этого предложение получило в работах Самедова А.М. [248] и Сницарь М.А. [256], в которых эпюры эквивалентных контактных давлений, учитывающих набухание грунта при увлажнении, рекомендуется принимать в виде квадратной параболы купола набухания. Правомочность учета набухания грунта при расчете сооружений эквивалентными нагрузками, совпадающими по направлению и порядку значений с нагрузками от собственного веса сооружений, вызывает определенные сомнения, так как перераспределение контактных напряжений в зависимости от относительной жесткости системы «ОФС» может значительно исказить НДС элементов системы. В работе Голли О.Р. [257] предложено заменять действие перемещения от набухания эквивалентной нагрузкой, направленной снизу вверх.

В работе Сницарь М.А. [256] рассмотрено влияние температурного поля при замачивании на набухание грунтов. Получена линейная зависимость относительного набухания от температуры. При этом увеличение температуры при замачивании с 20° до 80°C приводит к увеличению относительного набухания приблизительно в 1,5 раза.

1.2.2.3. Водонасыщенные-биогенные грунты

Свойства различных типов водонасыщенных биогенных грунтов описаны в работе Амаряна Л.С. [259].

Основные принципы проектирования зданий на водонасыщенных биогенных грунтах рассмотрены в работах Абелева М.Ю. [260, 261], Морарескула Н.Н. [262], Коновалова П.А. [263], Улицкого В.М., Шашкиных А.Г. и К.Г. [54, 72], Шаповалы В.Г. [264], Макарова Б.П., Кочеткова Б.Е. [265] и др. [266].

Вопросы ползучести грунтового основания при решении контактных задач рассматривались Метелюком Н.С. [63, 267], Вяловым С.С. [48], Макаровым Б.П., Кочетковым Б.Е. [265] и др. [268, 269].

1.2.2.4. Элювиальные грунты

Основные принципы проектирования зданий на элювиальных грунтах рассмотрены в работе Швеца В.Б. [270].

1.2.2.5. Засоленные грунты

Основные принципы проектирования зданий на засоленных грунтах рассмотрены в работах Петрухина В.П. [271] и др. [272].

1.2.2.6. Насыпные и намывные грунты

Основные принципы проектирования зданий на насыпных грунтах рассмотрены в работах Абелева Ю.М. [273], Крутова В.И., Ковалева А.С., Ковалева В.А. [274], Коновалова П.А. [275] и др. [276].

Основные принципы проектирования зданий на намывных грунтах в работах Коновалова П.А., Никифоровой Н.С. [277], Слюсаренко С.А., Степаненко Г.П., Глотовой М.А., Новикова М.Ф. и др. [278].

1.2.2.7. Пучинистые и вечномерзлые грунты

Основные принципы проектирования зданий на пучинистых и вечномерзлых грунтах рассмотрены в работах Цытовича Н.А., Салтыкова Н.И., Далматова Б.И., Вялова С.С., Мосенкиса Ю.М. [279], Невзорова А.Л. [280], Кудрявцева С.А. [281], Абжалимова Р.Ш. [282] и др. [283, 284].

1.2.3. Сложные инженерно-геологические условия второй группы

1.2.3.1. Подрабатываемые территории

Современные проблемы строительства зданий и сооружений на подрабатываемых территориях рассмотрены в работах Петракова А.А., Светлицкого С.А. [285], Прокопова А.Ю., Жур В.Н., Рубцовой Я.С. [286].

Основным отличием подрабатываемых территорий от остальных причин возникновения неравномерных деформаций основания является полная независимость неравномерного деформирования земной поверхности от давлений, передаваемых зданием на основание. В связи с этим неравномерные перемещения основания от воздействия подработки учитываются в расчетной схеме сооружения на деформируемом основании как вынужденные перемещения границы сжимаемой толщи.

Вопросами расчета зданий на подрабатываемых территориях занимались Милюков Д.А., Петраков А.А. [96], Юшин А.И. [287], Золотозубов Д.Г. [288], Черный Г.И. [289], Клепиков С.Н. [205], Петраков А.А. [290, 291, 147, 148], Бейлинов Я.И [292], Муллер Р.А. [293], Жусупбеков А.Ж. [294], Воробьев А.В. [295], Синепальников С.Г. [296], Тимченко Р.А. [87, 297], Olivier Deck, Marwan Al Heib, Françoise Homand, H. Anirudh [298, 299], Tomlinson M.J., Boorman R. [300], Li P.X. [301] и др. [302, 303, 304].

Вопросы строительства подземных сооружений на подрабатываемых территориях рассмотрены в работах Лысикова Б.А., Розенвассера Г.Р., Шаталова В.Ф. [305], Борщевского С.В. [306].

Прогноз взаимодействия зданий и сооружений с многократно подрабатываемым основанием с учетом его реологических свойств и геомеханический мониторинг развития деформаций земной поверхности и строительных объектов рассмотрены в работах Грищенкова Н.Н. [307].

Результаты геодезического мониторинга за зданиями, эксплуатирующими на подрабатываемых территориях, приводятся в работах Лобова М.И., Морозовой Т.В. [308].

Основные принципы расчета и проектирования строительных конструкций зданий, эксплуатируемых на подрабатываемых территориях, детально изложены в [243, 187, 309, 310, 311, 312, 188, 313, 302].

1.2.3.2. Карстоопасные территории

Вопросами расчета зданий на карстоопасных территориях занимались Готман Н.З. [314], Готман А.Л. [315], Каюмов М.З. [316], Давлетяров Д.А. [317], Сорочан Е.А. [275], Березань Н.А. [318], Виноградов В.Н. [319], Давыдько Р.Б., Толмачев В.В. [320], Лодыгина Н.Д., Шарапов Р.В. [321], Кухарь А.В. [322], Родин С.В., Табеев И.Р. [323], Толмачев В.В., Троицкий Г.М., Хоменко В.П. [324], Дыховичный Ю.А., Максименко В.А. [109], Левченко А.П. [212], и др. [288, 325, 326, 327].

Инженерный метод расчета бескаркасных жилых зданий на воздействие карстового провала предложен Метелюком Н.С. [328, 329].

Исследование влияния образования карстового провала на распределение нагрузок на сваи фундамента в зависимости от параметров основания и влияния изменения коэффициентов жесткости свай вокруг провала на усилия в несущих элементах здания выполнены Давлетяровым Д.А. [330].

Рекомендации по расчету и проектированию зданий и сооружений для предотвращения аварийных ситуаций при чрезвычайных ситуациях, к которым относится проявление карстовых деформаций, приведены в [331].

Конструктивная защита зданий на карстоопасных территориях, как правило, предусматривается в фундаментно-цокольной части, которая рассчитывается на возможное образование карстового провала. При этом известно, что учет совместной работы системы «ОФС» позволяет снижать усилия в сечениях фундамента до 50%, что соответственно снижает его материалоемкость и стоимость. Поэтому проектирование фундаментов на карстоопасных территориях целесообразно выполнять на основании совместных расчетов системы «ОФС».

В работе [330] отмечается, что при расчете системы «ОФС» на карстоопасной территории целесообразно применять упрощенные модели грунтового основания, среди которых наиболее подходящей является модель переменного коэффициента жесткости Клепикова С.Н., характеристики которой определяются в соответствии с изменением НДС основания при образовании карстовых деформаций.

1.2.3.3. Подтопленные территории

Вопросы, касающиеся прогнозирования и моделирования подтопления и дренирования, детально рассмотрены в работе Сологаева В.И. [332].

Вопросы инженерной защиты зданий и сооружений на подтопливаемых территориях рассмотрены в работах Слюсаренко Ю.С., Шуминского В.Д., Шаповалы В.Г. и др. [333, 334].

В работе Чернец О.П. [335] была разработана методика рационального выбора вариантов застройки подтопливаемой территории на основе прогноза уровня грунтовых вод для разных зон города с учетом полной совокупности взаимосвязей между природными и антропогенными факторами, влияющими на изменение режима грунтовых вод.

1.2.3.4. Территории с техногенным влиянием

Вопросы проектирования зданий на территориях с техногенным влиянием рассмотрены в работах Коренева Е.Б. [336], Зарецкого Ю.К., Карабаева М.И. [337], Улицкого В.М., Шашкиных А.Г. и К.Г. [72], Четверикова А.Л. [338], Сотникова С.Н., Симагина В.Г., Вершинина В.П. [339], Мангушева Р.А., Никифоровой Н.С. [340], Прокопова А.Ю., Прокоповой М.В. [341], Пономарева А.Б., Калошиной С.В. [342] и др. [343].

Численное моделирование строительства зданий с фундаментами глубокого заложения в условиях плотной городской застройки рассматривается в работе Власова А.Н., Волкова-Богородского Д.Б., Знаменского В.В., Мнушкина М.Г. [344], Улицкого В.М., Шашкиных А.Г. и К.Г. [72].

Вопросы реконструкции оснований и фундаментов в условиях существующей застройки рассмотрены в работе Никулина А.В. [345].

Влияние глубоких котлованов на существующие здания в условиях плотной городской застройки рассмотрено в работах Пономарева А.Б., Захарова А.В., Золотозубова Д.Г., Калошиной С.В. [346, 347, 348], Улицкого В.М., Шашкиных А.Г. и К.Г. [72], Мангушева Р.А., Никифоровой Н.С. [340], Никифоровой Н.С. [349], M. Schuster, C. Juang, M. Roth, D. Rosowsky [350], Мирсаяпова И.Т. [351] и др.

Вопросам моделирования влияния глубоких котлованов на неравномерные деформации основания как существующих, так и проектируемых зданий посвящены работы N. Faheem, F. Cai, K. Ugai [352], Zradkovic L, Potts D.M., St. John HD [353], R. Finno, J. Blackburn, J. Roboski [354], Raul Fuentes [355].

Влияние устройства подземных тоннелей на НДС вышерасположенных зданий различной жесткости и конструктивных схем рассмотрено в работах K.H. Goh, R.J. Mair [356], P.S. Dimmock, R.J. Mair [357].

Вопросам моделирования динамических воздействий на фундаменты зданий от забивки свай, работы машин и механизмов посвящены работы Баркан Д.Д. [358], Рудь В.К. [359], Швец Н.С., Седин В.Л., Киричек Ю.А. [360], Банах В.А., Ерофеев С.А. [361].

1.2.3.5. Оползнеопасные территории

Вопросы обеспечения безаварийной эксплуатации ЗиС на оползнеопасных территориях рассмотрены в работах Далматова Б.И. [362], Зоценко Н.Л., Винникова Ю.Л. [363], Клейна Г.К. [364], Клованича С.Ф. [365], Лучковского И.Я. [366], Петракова А.А., Петраковой Н.А. [367], Тер-Мартиросяна З.Г. [225, 368], Швеца В.Б., Бойко И.П. [369], Школы А.В., Тимченко Р.А. [370], Гинзбурга Л.К. [371], Robert L. Schuster, Raymond J. Krizek [372], Craig R.F. [373], Прокопова А.Ю. [374] и др. [375, 376, 377, 378, 379].

В связи с высокой трудоемкостью применения традиционных аналитических моделей для расчетов оползнеопасных склонов, позволяющих определить только устойчивость склона, все большую популярность приобретают расчетные модели, основанные на МКЭ, в которых грунтовый массив моделируется упругопластическими моделями основания (Кулона-Мора, HS и т.п.).

Влияние формы и размеров КЭ, а также размеров и условий закрепления расчетной области грунтового массива на точность результатов определения НДС здания, расположенного на склоне, МКЭ исследовались Гуслистой А.Э. [380].

1.2.3.6. Сейсмоопасные территории

Вопросы расчета и проектирования зданий на сейсмоопасных территориях рассмотрены в работах Клованича С.Ф. [381], Полякова В.С., Килимника Л.Ш., Черкашина А.В. [382], Кулябко В.В. [190], Дж. Ф. Борджеса [383], Бирбраера А.Н., Роледера А.Ю. [384], Окамото Ш. [385], Datta T.K. [386], Kappos A.J. [387], Измайлова Ю.В. [388], Острикова Г.М., Максимова Ю.С. [389], Тяпина А.Г. [390], Мирсаяпова И.Т. [391], Егупова В.К. [92] и др.

Традиционно при расчете ЗиС на сложные нагрузки рассматривают обычно динамику:

- либо отдельной подсистемы, не связанной со смежными конструкциями и средами (например, - балки, перекрытия, фермы, рамы с условным «зашемлением» на уровне обрезов фундаментов и т.п.) и имеющей весьма упрощенную (по сравнению с реальной) схему динамических воздействий;
- либо всего сооружения, но с усредненными динамическими свойствами.

1.3. Методы расчета

1.3.1. Аналитические методы

Аналитические методы определения деформаций основания в различных СИГГУ рассмотрены в работах Антонова В.М., Леденева В.В., Скрылева В.И. [392], Петракова А.А., Зоценко Н.Л. и др. [393], Левченко А.П. [212].

Следует отметить, что определение неравномерных деформаций основания аналитическими методами преимущественно состоит из двух этапов:

- определение экстремального перемещения или деформации, в какой либо характерной точке основания, например в центре зоны обводнения, в центре или по торцам здания и т.п.;
- аппроксимация закономерности деформирования поверхности основания в окрестностях вышеуказанной характерной точки, какой либо линейной или нелинейной функцией. При этом возможно снижение точности, так как аппроксимирующая функция не учитывает особенности местных инженерно-геологических условий.

Реже выполняется определение перемещений или деформаций в ряде точек основания с последующей интерполяцией на промежуточных участках. Данный способ является более точным, так как позволяет учитывать как неравномерность геологического строения, так и неравномерность распределения полей напряжений, влажности и температуры. Основным недостатком данного способа является более высокая трудоемкость. Развитие вычислительной техники сделало его несущественным, однако в то же время привело к росту популярности численных методов расчета, на фоне которых развитие и совершенствование аналитических методов существенно замедлилось.

Тем не менее, несмотря на стремительно растущую популярность численных методов расчета, аналитические методы и на данный момент не потеряли актуальности, так как наиболее полно проработаны в нормативно-инструктивной литературе практически для всех видов СИГГУ, достаточно хорошо подтверждаются экспериментальными данными [65, 394, 395] и являются одним из способов верификации результатов численных методов расчета [396].

1.3.2. Численные методы

Важнейшим преимуществом численных методов стала возможность проведения совместных расчетов и решения нелинейных задач, практически недоступных при аналитических подходах. Также очень полезными являются: практически мгновенная визуализация результатов решения в любой области расчетной схемы, легкость построения разрезов, фрагментации тех или иных элементов конструкций и основания, а также возможность быстрого пересчета задачи с измененными данными [69].

Основными численными методами являются:

- метод конечных разностей (МКР) широко известный и простейший метод интерполяции, суть которого заключается в замене дифференциальных коэффициентов уравнения на разностные коэффициенты, что позволяет свести решение дифференциального уравнения к решению его разностного аналога;
- метод конечных элементов (МКЭ) используемый для решения задач механики деформируемого твёрдого тела, теплообмена, гидродинамики и т.п. [397]. МКЭ предполагает, что заданная система (объект) условно делится на мелкие части (конечные элементы), каждая из которых сохраняет существенные свойства исходной среды. Система описывается свойствами среды (физические характеристики материала, геометрические параметры и т.д.), а также заданными внешними воздействиями и условиями закрепления;
- метод граничных элементов (МГЭ) часто более эффективен, чем МКЭ, так как в МГЭ дискретизируются лишь граничные поверхности рассчитываемого объекта, а не весь объект, поэтому общая размерность решаемой задачи в МГЭ ниже, чем в МКЭ. Недостатком МГЭ является то, что отдельные подобласти рассчитываемого объекта должны быть однородными, а это затрудняет решение нелинейных задач. Решение контактных задач на неоднородном упругом основании МГЭ рассмотрено в работе Алейникова С.М. [398].

Основное достоинство МКЭ состоит в возможности использования простых координатных функций, удовлетворяющих не слишком обременительным ограничениям. Конечно, простые аппроксимации могут приводить к

удовлетворительным результатам только при условии их применения в ограниченных подобластиах, размеры которых малы по сравнению с размерами всей области [399]. Как правило, удовлетворительная точность как по перемещениям, так и по напряжениям получается, если размеры элементов на порядок меньше характерного размера рассматриваемого элемента (конструкции, сооружения, тела). В качестве такого характерного размера может выступать, например, длина стержня, длина или ширина пластины, длина, ширина или высота сплошного трехмерного массива. Правда, эта оценка является весьма ориентировочной. Так, например, вблизи различных концентраторов напряжений даже при густой сетке МКЭ может давать довольно большие погрешности. Однако необходимо отметить, что при значительной концентрации напряжений в реальном материале происходят нелинейные деформации, приводящие к перераспределению пиковых напряжений за счет образования зоны пластического течения в окрестности концентратора. В таких случаях нет смысла и пытаться уточнять упругое решение, а нужно выполнять расчет с учетом нелинейного поведения материала, т.е. углублять постановку задачи, уточнять значения физических констант, определяющих напряженно-деформированное состояние.

Выполнение углубленных численных исследований увеличивает возможность строгого учета различных, часто весьма существенных, конструктивных особенностей рассматриваемого объекта в используемых КЭ моделях. Конечно, сокращение времени вычислений по-прежнему продолжает играть важную роль, заставляя вводить определенные упрощения в расчетную схему, т.е. заведомо огрубляя ее. Это связано с тем, что ресурсы, как используемого ПО, так и ПЭВМ ограничены, но не это определяет качество расчетов. Основное внимание переносится теперь на построение наиболее адекватных расчетных схем, на максимальное приближение математической модели к реальной конструкции.

Благодаря высокой приспособленности МКЭ к возможностям современной вычислительной техники в настоящее время существует множество самых различных по своей направленности и по своим возможностям вычислительных программных комплексов, основанных на МКЭ.

1.3.3. Методы учета совместной работы системы «ОФС»

Методы учета совместной работы системы "Основание – Фундамент – Сооружение" подразделяются на следующие основные группы:

- использование при проектировании оснований и фундаментов справочных данных о предельно допустимых деформациях, обеспечивающих требуемые условия эксплуатации сооружения с учетом его конструктивных особенностей. Недостаток – ограниченность справочных данных;

- расчет оснований и фундаментов с учетом предварительно вычисленной жесткости сооружения. Предполагает интегральную оценку жесткости надфундаментных конструкций, в результате чего расчет системы "ОФС" сводится к расчету фундамента обобщенной жесткости на деформируемом основании;

- раздельный расчет пар элементов «основание - фундамент» и «фундамент - сооружение» с последующим итерационным уточнением результатов. При расчете пары «основание-фундамент» определяется распределение осадок (деформаций) основания, а при расчете пары «фундамент - сооружение» распределение контактного давления. В пределах одной итерации результаты расчета любой из пар используются в качестве исходных данных для расчета другой пары. Итерационный процесс продолжается до достижения разницы в результатах (контактные давления / осадки) требуемой точности;

- комплексный совместный расчет всех элементов системы «ОФС». Все три элемента системы рассматриваются как неделимое, совместно деформирующееся целое. При этом используют различные расчетные схемы или расчетные идеализации элементов системы.

1.4. Обзор САПР, применяемых для расчетов системы «ОФС»

В связи с трудоемкостью выполнения расчетов системы «ОФС», как правило, они выполняются в специализированных системах автоматизированного проектирования (САПР) или программных комплексах (ПК).

Технической проблемой расчетов системы «ОФС» является объединение современных моделей грунтового основания и моделей строительной механики,

описывающих работу строительных конструкций, в какой-то одной САПР. Это обусловлено сложившейся практикой раздельных расчетов в результате, которой большинство существующих ПК ориентировано либо на решение геотехнических задач, включая расчет основания, либо на расчет строительных конструкций. В последние годы наметилась интеграция разнонаправленных ПК для решения задач взаимодействия системы «ОФС» [400], а также их постепенное развитие в сторону универсальности.

Существуют также «универсальные» ПК, позволяющие решать огромный круг сложных задач (включая геотехнические и конструкторские), которые, однако имеют довольно сложный для обычного пользователя интерфейс, высокие требования к вычислительной технике и квалификации исполнителей и соответственно гораздо менее востребованы в практике строительного проектирования, но широко используются для решения исследовательских задач.

1.4.1. ПК, ориентированные на решение геотехнических задач

Данные ПК, как правило, имеют широкий выбор различных моделей грунтового основания, позволяют учесть сформировавшееся НДС грунтового массива и поэтапное изменение геотехнической и гидрогеологической ситуации, однако работа конструктивных элементов здания при этом учитывается в упругой постановке, что может существенно сказаться на точности определения НДС конструктивных элементов и здания в целом.

Наиболее известные и хорошо себя зарекомендовавшие это:

PLAXIS – расчетный комплекс, состоящий из набора прикладных вычислительных программ для КЭ анализа НДС системы “ОФС” в условиях плоской, осесимметричной и пространственной задач [401] с учетом различных моделей грунтового основания и воздействий, характерных для СИГГУ. Модели грунтового основания, используемые в PLAXIS, рассмотрены в [376].

Z-soil – расчетный комплекс по численному моделированию: задач механики грунтов и горных пород, взаимодействия надземных и подземных сооружений с грунтом, земляных работ и т.п. При этом позволяет учитывать динамику, фильтрационные силы, миграцию тепла и влаги в грунтовом массиве.

FEM models – расчетный программный комплекс конечно-элементного анализа НДС системы “ОФС”, который содержит модели, описывающие работу надземных конструкций здания и сложную нелинейную работу грунта [72].

Используемые в программах модели грунтового основания должны быть привязаны к стандартным методам исследования грунтов. Для более сложных моделей грунтового основания, как правило, недостаточно необходимых исходных данных, полученных при стандартных исследованиях грунта, а реальная точность результатов математически более строгих расчётов не настолько превышает точность «инженерных», чтобы оправдать дополнительный объём и существенные усложнения инженерных изысканий [396].

Кроме того, для применения сложных программ необходима высокая квалификация специалистов в области инженерной геологии и механики грунтов, так как красиво оформленные результаты расчётов могут камуфлировать грубые ошибки, в частности принятой модели грунтового основания. В связи с этим, результаты расчёта на ПК должны проверяться на соответствие общеизвестным инженерным принципам, фундаментальным решениям краевых задач, результатам экспериментов и качественно не отличаться от расчётов по обычным инженерным методам.

1.4.2. САПР, ориентированные на расчет и проектирование строительных конструкций

Данные конструкторские САПР, как правило, имеют хорошо развитый аппарат для расчета конструктивных элементов с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейности, однако моделирование грунтового массива в лучшем случае выполняется с использованием механической модели грунтового основания «Кулона-Мора» либо контактной модели Пастернака. При этом для моделирования дополнительных деформаций, вызванных особыми свойствами грунта, требуются дополнительные расчеты с использованием аналитических методов либо специализированного ПО.

К наиболее распространенным в отечественной практике САПР относятся: Лира-САПР [402], Лира 10.6 [403], SCAD [123], Robot Structural Analysis,

SAP2000, STAAD.Pro - интегрированные системы прочностного анализа и проектирования конструкций на основе МКЭ.

При численных расчетах основание с одним или двумя коэффициентами постели может моделироваться во многих программных комплексах. При этом возможно как прямое задание коэффициентов постели (одного или двух), так и их расчет по деформационным характеристикам грунта основания. Однако так как коэффициент постели (жесткости) зависит от величины давления на основание, а перераспределение давления на основание в свою очередь зависит от изменения жесткости основания, то величина коэффициента жесткости основания должна в процессе расчета корректироваться. Следовательно, для получения корректного решения требуется итерационный расчет до тех пор, пока требуемая точность расчета не будет достигнута. В качестве контролируемых величин в подобных случаях, как правило, выбирают изгибающие моменты в стержневых или пластинчатых элементах.

В связи с отсутствием в популярных расчетных комплексах автоматической «машинной» корректировки коэффициента жесткости, косвенно зависящего от большого количества факторов, существует мнение о допустимости его применения только для предварительных расчетов [69]. Также в современной литературе довольно распространено мнение, что модель переменного коэффициента жесткости не обладает распределительной способностью и соответственно применять ее для оценки влияния загруженных площадей друг на друга недопустимо [69, 72, 366], несмотря на то, что в многочисленных работах Клепикова С.Н. и его последователей доказано обратное.

1.4.3. Универсальные ПК

Существуют также универсальные ПК для оценки напряженно-деформированного состояния моделируемой среды на основе МКЭ, позволяющие получать численные решения с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейности, технологических процессов, статических и динамических нагрузок и воздействий, температурных и влажностных полей для

широкого класса материалов (в том числе и для грунтового основания) с различными механическими характеристиками и поведением.

ABAQUS [404], ANSYS, COSMOS/M, NASTRAN, SOFiSTiK и др.

Основным недостатком, как уже указывалось выше, является сложный для обычного пользователя интерфейс, высокие требования к вычислительной технике и квалификации исполнителей.

1.4.4. Программы, обеспечивающие совместную работу разнонаправленных САПР

Если в обычных инженерно-геологических условиях конструкторские САПР (п.1.4.2) легко справляются с решением задач взаимодействия ЗиС с грунтом основания, то в сложных геотехнических задачах включая СИГГУ, часто приходится прибегать к специализированным геотехническим или универсальным программным комплексам (PLAXIS, ABAQUS, ANSYS и пр.), ввиду наличия специфических нелинейных моделей грунта.

В последние годы наметилась интеграция разнонаправленных ПК для решения задач взаимодействия системы «ОФС» при помощи дополнительных программ, обеспечивающих передачу исходных данных и результатов промежуточных расчетов между конструкторскими и геотехническими ПК в обеих направлениях (рис. 1.10).

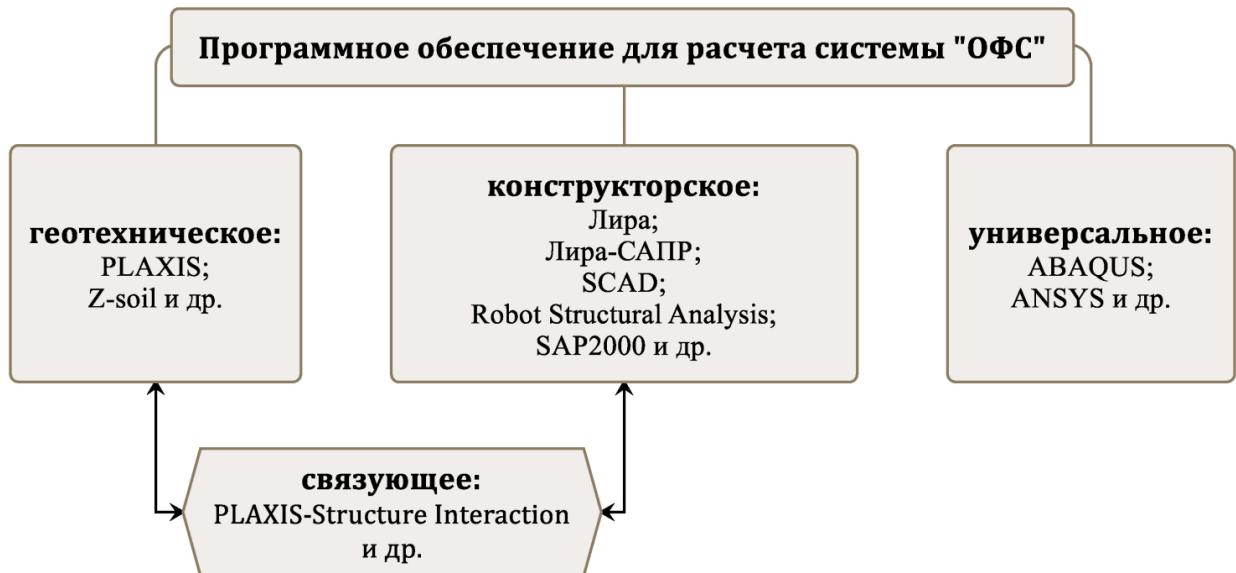


Рис. 1.10 ПО для расчета системы «Основание – Фундамент – Сооружение»

В конструкторском ПК рассматривается модель сооружения, и решаются вопросы конструкций, такие как расчеты по предельным состояниям и подбор арматуры либо сечений элементов по нормативным документам.

В геотехническом ПК для рассматриваемой модели определяются граничные условия со стороны основания, позволяющие учесть различные геотехнические факторы и повысить точность решения задачи взаимодействия.

На текущий момент, одной из программ, осуществляющей связь конструкторских и геотехнических ПК, является «PLAXIS-Structure Interaction», которая позволяет связать PLAXIS 3D с такими ПК как Лира, SCAD, SAP2000, CSiBridge, RSAP и др.

При этом реализованы два подхода:

- полная передача модели из конструкторской ПК в PLAXIS 3D;
- передается только след конструкции – контуры элементов, контактирующих с грунтом (итерационный подход).

В качестве результатов расчета в PLAXIS 3D могут выступать как смещения опорных узлов модели, так и измененные жесткости элементов, моделирующих грунтовое основание.

Иногда в связку конструкторского и геотехнического ПК добавляется еще и ПК, обеспечивающий возможность применения технологий BIM (информационного моделирования). Расчет зданий в сложных геотехнических условиях в связке программ Revit, ЛИРА 10.6 и PLAXIS 3D рассмотрены в публикации [400].

В предварительном анонсе Лиры-САПР 2019 одной из заявленных новых возможностей является технология построения расчетных схем по текстовым таблицам с данными, позволяющая производить обновление характеристик упругого основания по результатам расчета взаимодействия системы «ОФС» с помощью сторонних приложений.

1.4.5. Верификация программного обеспечения

Верификация программного обеспечения выполняется при помощи расчётов тестовых моделей, для которых известны аналитические решения или имеются

сопоставимые экспериментальные результаты. При этом верификация расчётной модели должна включать:

- проверку исходных данных на формальное соответствие условиям задачи;
- проверку правильности граничных условий;
- проверку общего равновесия системы для всех возможных сочетаний нагрузок и воздействий;
- проверку локального равновесия для имеющихся подсистем модели;
- анализ соответствия характера полученных перемещений и деформаций нагрузкам и воздействиям, граничным условиям и заданным связям;
- анализ соответствия характера распределения внутренних усилий и напряжений в элементах модели характеру деформаций;
- анализ соответствия результатов расчета порядку ожидаемых величин, полученных упрощенными методами, в допустимом диапазоне.

Для верификации сложных численных моделей, используемых в расчетах уникальных сооружений и сооружений повышенного уровня ответственности, следует выполнять независимые сопоставительные расчёты с использованием различного программного обеспечения и методов расчета [187].

1.5. Выводы

1. Наиболее подходящей моделью основания в большинстве сложных инженерно-геологических условий является переменный коэффициент жесткости Клепикова С.Н., при определении которого необходимо учитывать распределительную способность грунта, нелинейность деформаций основания и различные дополнительные деформации, вызванные СИГГУ под действием внешней нагрузки.
2. Деформации и перемещения основания, вызванные СИГГУ и не зависящие от внешней нагрузки на основание, необходимо учитывать по схеме вынужденных перемещений основания.
3. Существующие в настоящее время методы расчета зданий на воздействие неравномерных деформаций основания довольно разнообразны

вследствие различных допущений и гипотез, положенных в основу каждого метода. В связи с этим каждый метод имеет определенные границы применения.

4. Сдвиговые деформации могут вызывать депланацию сечений, которая будет оказывать влияние на изгибную жесткость конструкций. Соответственно при расчете системы «ОФС» требуется учет как изгибной, так и сдвиговой жесткости здания.

5. Увеличение неравномерности деформаций основания приводит к возникновению трещин (повреждений) и соответственно снижению жесткости элементов. Изменение жесткостных характеристик влияет на усилия в элементах и соответственно на трещинообразование. В связи с этим расчет системы «ОФС» должен выполняться с учетом физической нелинейности методом последовательных приближений, в ходе которых уточняются усилия в элементах системы и их жесткостные характеристики.

6. Несмотря на растущую популярность численных методов расчета, аналитические методы определения неравномерных деформаций основания в сложных инженерно-геологических условиях по-прежнему являются актуальными и требуют дальнейшего совершенствования и развития.

7. Универсальные ПК, основанные на МКЭ, все еще не получили широкого распространения в практике проектирования строительных конструкций, ЗиС, тем не менее широко используются для решения исследовательских задач.

8. Разработка программного обеспечения (ПО) для определения неравномерных деформаций основания, вызванных сложными инженерно-геологическими условиями, с использованием апробированных аналитических методов расчета и последующей передачей результатов в конструкторские САПР по-прежнему является актуальной.

РАЗДЕЛ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВОЗДЕЙСТВИЙ ОТ СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ

2.1. Сочетания воздействий

При расчете зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях усилия (напряжения) в конструкциях определяются как суммарные от основного и особого сочетания нагрузок.

В основное сочетание нагрузок входят постоянные, длительные и кратковременные нагрузки. В этом же сочетании учитывается предопределенная (детерминированная) неравномерность деформирования основания, обусловленная:

- различными по мощности и сжимаемости напластованиями инженерно-геологических элементов (ИГЭ);
- схемой неравномерного загружения основания и его распределительной способностью;
- технологией устройства основания и фундаментов, включая неравномерность, вызванную разуплотнением грунта при разработке котлована.

Особые сочетания нагрузок, включают в себя воздействия в виде дополнительных (стохастических) неравномерных перемещений (осадок, кренов и горизонтальных смещений) деформируемого основания, вызванных теми или иными сложными инженерно-геологическими условиями.

Отдельно следует выделить эпизодические (аварийные) нагрузки или воздействия со стороны основания, к которым относят:

- сейсмические воздействия;
- деформации основания, сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта (при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых районах.

В соответствии с действующими нормативными документами [405] в особое (аварийное) сочетание, могут входить нагрузки и воздействия, вызванные только одним из вышеуказанных, эпизодических (аварийных) воздействий.

Тем не менее, имеются исследования по одновременному учету более, чем одного эпизодического воздействия, например в работе Хохлина Д.А. [245] учитывается как просадочность грунта, так и сейсмические воздействия. В работе [209] Крутовым В.И. также рекомендуется одновременный учет просадки грунтов и сейсмики. В работе Метелюка Н.С. [63] рассматривается возможность сочетания просадочных грунтов с подрабатываемыми и карстоопасными территориями, а в работе Грищенко Н.Н. [406] сочетание просадочных грунтов с подрабатываемыми территориями. Кроме того нормативный документ [188] предусматривает для конструкций зданий на подрабатываемых территориях, сложенных просадочными грунтами, в качестве расчетных усилий принимать:

- для зданий повышенного уровня ответственности суммарные усилия от обоих видов воздействия;
- для зданий низкого уровня ответственности максимальные усилия, полученные отдельно на воздействие подработки и просадки.

В последнем нормативном документе Украины, регламентирующем проектирование зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях [407], при расчете зданий и сооружений на эпизодические нагрузки рассматриваются два типа аварийных сочетания нагрузок и воздействий:

- основное сочетание нагрузок (постоянных, длительных и кратковременных без учета ветровых) и знакопеременных сейсмических воздействий;
- основное сочетание нагрузок и особое сочетание, включающее воздействия, обусловленные деформациями основания, которые сопровождаются изменением структуры грунта (просадка), либо оседанием земной поверхности в результате подработки территории или карстообразования.

Вероятность одновременного возникновения наиболее неблагоприятных условий для некоторых видов особых воздействий настолько низка, что возможен их раздельный учет. То есть дополнительные усилия в конструкциях от этих воздействий не суммируются, а принимаются максимально неблагоприятными по каждому из этих воздействий.

Возможные сочетания СИГГУ приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Сочетания сложных инженерно-геологических условий

Вид сложных условий	Просадочные	Набухающие	Эллювиальные	Засоленные	Насыпные	Намывные	Пучинистые	Вечномерзлые	Водонасыщенные биогенные	Подрабатываемые территории	Карстоопасные территории	Сейсмоопасные территории	Подтопляемые территории	Техногенные воздействия
Для зданий и сооружений повышенной ответственности														
Просадочные	-	+	+	+	-	+	-	-	-	+	-	+	+	+
Набухающие	-	+	+	+	-	+	-	-	+	-	-	+	+	+
Эллювиальные	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Засоленные	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Насыпные	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Намывные	-	-	+	+	-	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Пучинистые	+	+	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+	+	+
Вечномерзлые	-	-	-	-	+	-	-	-	-	+	-	+	-	+
Водонасыщенные биогенные	-	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Подрабатываемые территории	-	-	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	+	+
Карстоопасные территории	-	-	+	+	+	+	+	-	+	-	-	-	+	+
Сейсмоопасные территории	-	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	+	-
Подтопляемые территории	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Техногенные воздействия	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+

Одновременный учет двух особых воздействий на здание приводит к чрезмерному усложнению конструктивного решения, повышению материалоемкости и соответственно стоимости. Поэтому при возможных подобных сочетаниях особых воздействий целесообразно одно из них снизить или устранить доступными средствами на стадии проектирования, например, предусмотреть устранение просадочных свойств грунта уплотнением, закреплением и т.п. При этом мероприятия, направленные на снижение одного особого воздействия, не должны усугублять второе.

Различают два вида неравномерных перемещений деформируемого основания, учитываемых в особом сочетании (рис. 2.1):

- перемещения от внешних нагрузок на основание, вызванные изменением деформационных характеристик грунтов в сжимаемой толще, и нагрузки;
- перемещения основания, вызванные напряженным состоянием массива грунтов и горных пород от действия его собственного веса, величины которых не зависят от нагрузок, передаваемых сооружением на основание.

Неравномерные перемещения первого вида учитываются в расчетной схеме сооружения на деформируемом основании путем моделирования основания переменной жесткости. Неравномерные перемещения второго вида учитываются в расчетной схеме сооружения на деформируемом основании как вынужденные перемещения границы сжимаемой толщи основания.

Разделение сложных инженерно-геологических условий в зависимости от вида неравномерных перемещений основания показаны на рис. 2.1.

Следует отметить, что просадочные грунты и карстоопасные территории могут попадать как в первую, так и во вторую группу.

Классификацию СИГГУ с целью определить возможность одновременного сочетания особых воздействий можно также производить по следующим факторам, инициирующим возникновение в процессе строительства и эксплуатации неравномерных деформаций основания:

- влияние фильтрационных процессов или изменения уровня подземных вод;
- влияние техногенных (управляемых) процессов.



Рис. 2.1 Классификация сложных инженерно-геологических условий по виду неравномерных перемещений деформируемого основания

По аналогии с предложением Далматова Б.И. рассматривать осадку фундамента как сумму из пяти слагаемых, неравномерность деформирования основания фундаментов (точек), расположенных на расстоянии L друг от друга, можно представить в следующем виде

$$\frac{|\Delta s|}{L} = \frac{|\Delta s_p + \Delta s_k + \Delta s_{nf} + \Delta s_{nl} + \Delta s_t + \Delta s_{add}|}{L} = \frac{|\Delta s_o + \Delta s_{add}|}{L}, \quad (2.1)$$

где Δs_p – разность осадок в результате уплотнения основания при увеличении напряжений в грунте, вызванных нагрузкой на фундаменты;

Δs_k – разность осадок в результате разуплотнения основания ниже дна котлована из-за уменьшения напряжений при разработке грунта;

Δs_{nf} – разность осадок, вызванная влиянием соседних фундаментов или загруженных площадей;

Δs_{nl} – разность осадок в результате деформаций сдвига при превышении давлениями предела линейной деформируемости;

Δs_t – разность осадок в результате расструктуривания грунтов во время производства работ;

Δs_o – разность вертикальных деформаций основания, учитываемая в основном сочетании нагрузок;

Δs_{add} – наиболее неблагоприятная разность вертикальных деформаций основания, вызванная возможным сочетанием СИГГУ в процессе эксплуатации ЗиС, и учитываемая в особом сочетании нагрузок;

L – расстояние между рассматриваемыми фундаментами (точками).

$$\Delta s_{add} = \max(\Delta s_{cz}; \Delta s_z), \quad (2.2)$$

где Δs_{cz} – разность вертикальных деформаций основания, вызванная изменением структуры, напряженного состояния или деформативности грунта основания в процессе эксплуатации ЗиС;

Δs_z – разность вертикальных перемещений основания, вызванная его подъемом при набухании или морозном пучении грунта, либо его оседанием в результате подработки территории или карстообразования в процессе эксплуатации ЗиС.

$$\Delta s_{cz} = \Delta s_{sl} + \Delta s_{sf} + \Delta s_f + \Delta s_d, \quad (2.3)$$

где Δs_{sl} – неравномерность в результате просадки при принятой схеме замачивания;

Δs_{sf} – неравномерность в результате суффозионной осадки при принятой схеме замачивания;

Δs_f – неравномерность дополнительных осадок насыпного грунта;

Δs_d – неравномерность в результате замачивания грунтов, которые не относятся к структурно неустойчивым.

Полностью детерминированными неравномерностями деформаций при совместном расчете системы «ОФС» можно считать только Δs_k и Δs_t , так как

остальные являются зависимыми от перераспределения нагрузок на основание при проявлении Δs_{add} .

2.2. Неравномерные деформации основания, учитываемые в основном сочетании нагрузок

2.2.1. Неравномерность осадок, вызванная разуплотнением грунта при разработке котлована

При выполнении котлована в результате снятия нагрузки от собственного веса извлеченного грунта происходит разуплотнение нижерасположенных слоев грунта и как следствие подъем дна котлована. На величину подъема дна котлована влияют его глубина и размеры в плане, механические характеристики грунтов основания, наличие ограждающих конструкций котлована, продолжительность выполнения работ по устройству котлована и возведению здания [81, 352].

2.2.1.1. Распределение напряжений в грунтовом массиве при устройстве котлована

Так как разуплотнение грунтового массива по глубине в центральной части котлована будет больше чем по краям (рис. 2.2б), то при последующем нагружении он будет давать большую осадку, что в свою очередь может привести к дополнительной незначительной, но, тем не менее, неравномерной осадке с тенденцией к прогибу здания [354, 355].

При устройстве фундаментов в отрываемом котловане различают следующие значения вертикальных напряжений:

- от собственного веса грунта до начала строительства σ'_{zg} (рис. 2.2а);
- от собственного веса грунта, извлеченного из котлована $\sigma_{z\gamma}$ (рис. 2.2б);
- от собственного веса грунта после откопки котлована σ_{zu} (рис. 2.2б);
- от собственного веса грунта после возведения здания σ_{zg} ;
- от внешней нагрузки после возведения здания σ_{zp} (рис. 2.2в);
- полное после возведения здания σ_z (рис. 2.2в).

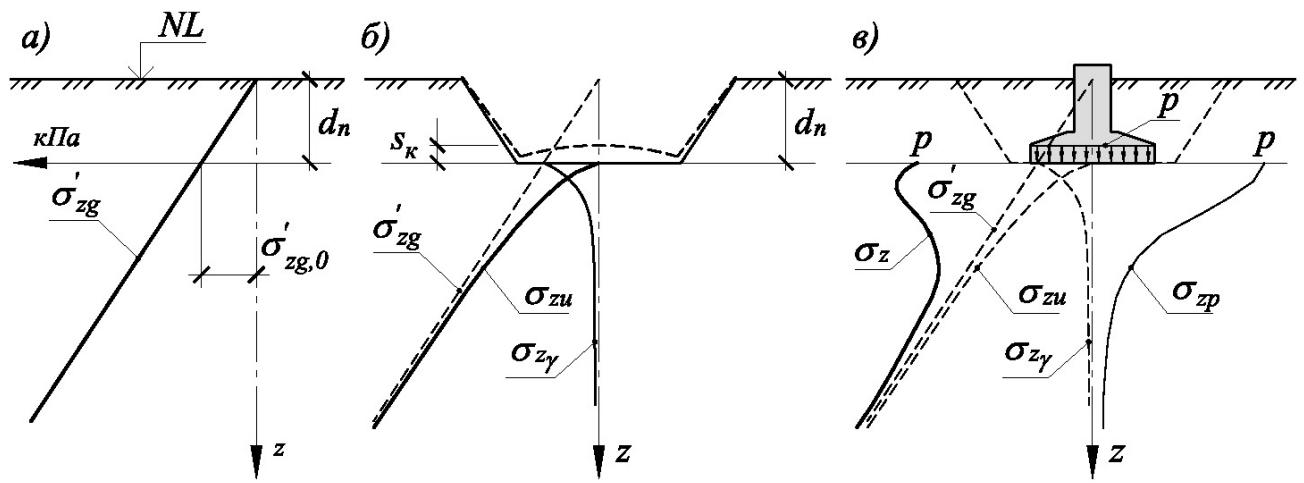


Рис. 2.2 Эпюры напряжений в грунтовом массиве:

а – в природном массиве; б – после откопки котлована; в – после загрузки основания фундамента давлением p

Средние значения вертикальных напряжений в i -том элементарном (однородном) слое грунта допускается определять, как полусумму соответствующих напряжений на верхней и нижней границах i -того элементарного (однородного) слоя, т.е. на глубине z_{i-1} и на глубине z_i .

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта на глубине z_i от подошвы фундамента до начала строительства определяются по формуле

$$\sigma'_{zg,i} = \sigma'_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i - u_i + k_w \cdot \gamma_w \cdot H_{wL}, \quad (2.4)$$

где $\sigma'_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, в уровне подошвы фундамента, определенное от поверхности природного рельефа; γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина i -того элементарного слоя; n – количество элементарных слоев, расположенных выше глубины z_i ; u_i – поровое давление на глубине z_i (для неводонасыщенных грунтов $u_i = 0$); k_w – коэффициент, равный 1 если i -тый элементарный слой грунта является условно водонепроницаемым и 0 в остальных случаях; γ_w – удельный вес воды; H_{wL} – расстояние от уровня подземных вод до кровли водоупорного слоя.

Условно водонепроницаемым грунтом (водоупором) можно считать грунт с коэффициентом фильтрации $k_f \leq 1 \times 10^{-5}$ м/сут и $I_L < 0,25$ (для глинистых грунтов).

Удельный вес условно водопроницаемых грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод (УПВ), но выше водоупора, в формуле (2.4) принимается с учетом взвешивающего действия воды.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента (дна котлована)

$$\sigma'_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n \quad (2.5)$$

где γ' – осредненный удельный вес грунта выше дна котлована;

d_n – глубина фундамента (котлована) от поверхности природного рельефа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта, извлеченного из котлована, определяется с учетом местоположения расчетной вертикали в плане котлована по формуле

$$\sigma_{z\gamma,i} = \alpha'_i \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (2.6)$$

где α' – коэффициент, учитывающий распределение напряжений по глубине, определяемый методом угловых точек по расчетной вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, в зависимости от размеров котлована и расположения расчетной вертикали (рис. 2.3);

$$\alpha'_i = 0,25 \cdot (\alpha_{1,i} + \alpha_{2,i} + \alpha_{3,i} + \alpha_{4,i}) = 0,25 \cdot \sum_{j=1}^4 \alpha_{j,i}; \quad (2.7)$$

$$\alpha_{j,i} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{\eta_j}{\xi_{j,i} \cdot \sqrt{\xi_{j,i}^2 + \eta_j^2 + 1}} + \frac{\eta_j \cdot \xi_{j,i} \cdot (2 \cdot \xi_{j,i}^2 + \eta_j^2 + 1)}{(1 + \xi_{j,i}^2) \cdot (\eta_j^2 + \xi_{j,i}^2) \cdot \sqrt{\xi_{j,i}^2 + \eta_j^2 + 1}} \right);$$

$\eta_j = l_j / b_j$ – соотношение сторон j -той площади котлована;

$\xi_{j,i} = z_i / b_j$ – относительная глубина для j -той площади котлована.

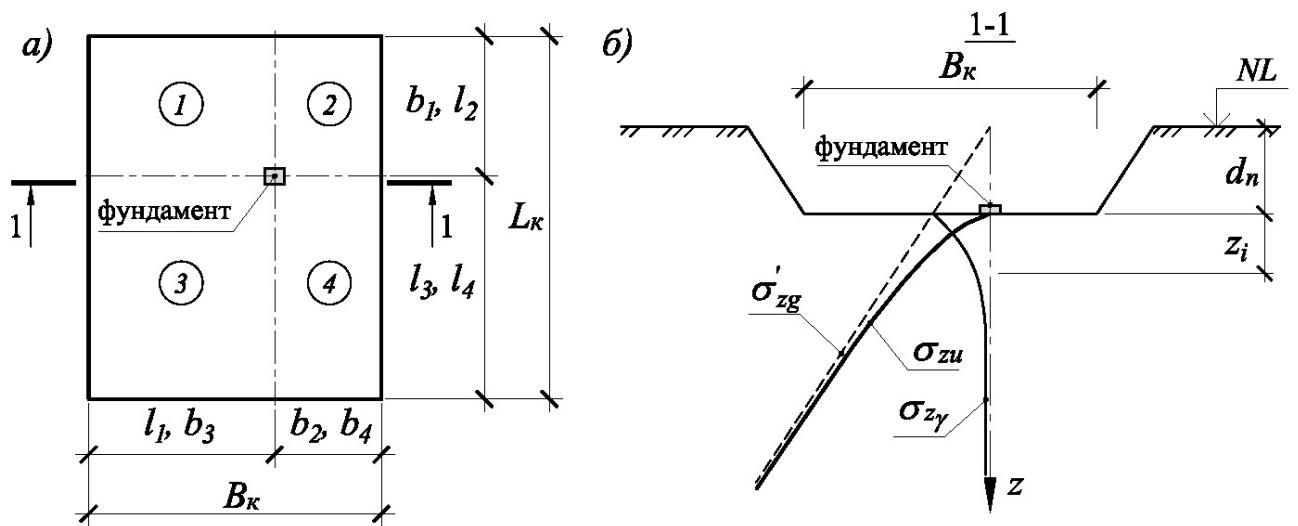


Рис. 2.3 Схема для определения $\sigma_{z\gamma}$: а – план, б – разрез

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта после откопки котлована по расчетной вертикали определяется по формуле

$$\sigma_{zu,i} = \sigma'_{zg,i} - \sigma_{z\gamma,i}. \quad (2.8)$$

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z_i от подошвы фундамента после возведения здания определяется по формуле

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i - u_i + k_w \cdot \gamma_w \cdot H_{wL}, \quad (2.9)$$

где $\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, в уровне подошвы фундамента, определенное от поверхности планировки; остальные обозначения те же, что и в формуле (2.4).

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки после возведения здания на глубине z_i от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, определяются по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_{cp}, \quad (2.10)$$

где p_{cp} – среднее давление по подошве фундамента;

α_i – коэффициент, учитывающий распределение дополнительных напряжений на глубине z_i

$$\alpha_i = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\operatorname{arctg} \frac{\eta}{\xi_i \cdot \sqrt{\xi_i^2 + \eta^2 + 1}} + \frac{\eta \cdot \xi_i \cdot (2 \cdot \xi_i^2 + \eta^2 + 1)}{(1 + \xi_i^2) \cdot (\eta^2 + \xi_i^2) \cdot \sqrt{\xi_i^2 + \eta^2 + 1}} \right); \quad (2.11)$$

$\eta = l / b$ – коэффициент формы фундамента;

$\xi_i = 2 z_i / b$ – относительная глубина i -того слоя.

Полное вертикальное напряжение в грунтовом массиве на глубине z_i от подошвы фундамента после возведения здания определяется по формуле

$$\sigma_{z,i} = \sigma_{zg,i} + \sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}. \quad (2.12)$$

2.2.1.2. Определение осадки при разгрузке основания

Осадка s поверхности основания при уменьшении давления (разгрузке) определяется по формуле

$$s = s_a - s'_{el} \cdot \frac{p_a - p}{p'} \quad (2.13)$$

где s_a – осадка при давлении p_a , с которого началась разгрузка (точка a на кривой нагружения) (рис. 2.4);

s'_{el} – упругая осадка основания при давлении p' , определяемая по формуле

$$s'_{el} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma'_{zp,i} \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.14)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

h_i – толщина i -того элементарного слоя грунта;

$E_{el,i}$ – модуль упругой деформации i -того элементарного слоя грунта по ветви вторичного нагружения (модуль упругости);

n – число слоев, на которое разбита сжимаемая толща грунта;

$\sigma'_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного напряжения в i -том элементарном слое грунта от давления p' .

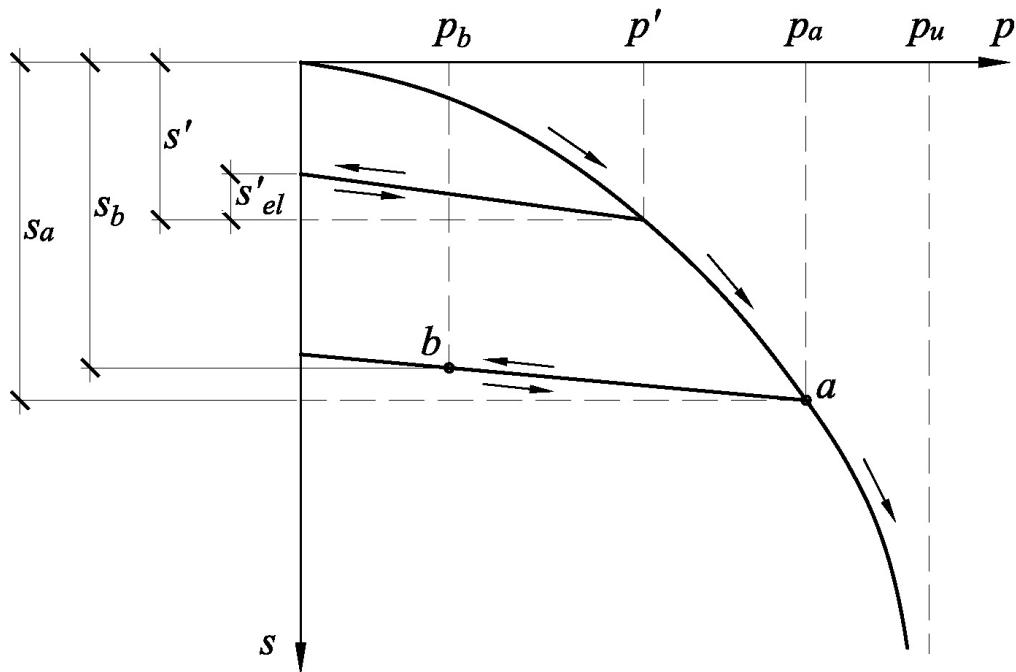


Рис. 2.4 Расчетная зависимость между осадкой и давлением при разгрузке

При использовании модели грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением сжимаемой толщи и среднем давлении по подошве фундамента $p_{cp} > \sigma'_{zg,0}$ осадку основания, вызванную разуплотнением грунта, можно определить методом послойного суммирования. При этом следует отметить, что применяемая в действующих нормативных документах, как РФ, так и Украины [187, 3] формула (2.15) имеет определенную некорректность.

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.15)$$

где E_i – модуль деформации i -того элементарного слоя грунта по ветви первичного нагружения;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение вертикального напряжения от внешней нагрузки в i -том элементарном слое грунта;

$\sigma_{z\gamma,i}$ – среднее значение вертикального напряжения от собственного веса грунта, извлеченного из котлована, в i -том элементарном слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента.

При использовании данной формулы в определенных условиях, например, при поверхности планировки практически совпадающей с поверхностью природного рельефа, большой глубине заложения фундамента и размерах котлована, существенно превышающих размеры фундамента, в элементарных слоях нижней зоны сжимаемой толщи возможно возникновение отрицательных напряжений от внешней нагрузки. При этом отрицательные осадки этих элементарных слоев не компенсируются в полной мере компонентой, учитывающей разуплотнение грунта при устройстве котлована. Увеличение сжимаемой толщи, вызванное например влиянием соседних фундаментов, в такой ситуации приводит к парадоксальному снижению осадок. В результате осадки, определенные в соответствии с [187, 3], оказываются существенно меньше, чем по [242].

Ранее эта некорректность устранялась путем обнуления напряжений $\sigma_{zg,i}$ если они превышали напряжения $\sigma_{zp,i}$ (п. 2.231 [408]), однако в действующих нормативах это указание отсутствует.

Кроме того, одним из недостатков данной формулы является зависимость компоненты, учитывающей разуплотнение грунта от величины сжимаемой толщи, определяемой для конкретного фундамента.

Рассмотрим вышеприведенную формулу (2.15) при следующей форме записи

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{((p_0 + \sigma'_{zg,0}) \cdot \alpha_i - \sigma'_{zg,0} \cdot \alpha'_i) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma'_{zg,0} \cdot \alpha'_i \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.15a)$$

где $p_0 = p_{cp} - \sigma'_{zg,0}$ – дополнительное давление в уровне подошвы фундамента;

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, извлеченного из котлована в уровне подошвы фундамента.

В описанных выше условиях с увеличением глубины затухание напряжений от внешней нагрузки $(p_0 + \sigma'_{zg,0}) \cdot \alpha_i$ будет более интенсивным, чем напряжений от собственного веса, извлеченного из котлована грунта $\sigma'_{zg,0} \cdot \alpha'_i$ (рис. 2.5), так как для составляющей $\sigma'_{zg,0}$ применяется коэффициент α_i для размеров подошвы фундамента. Подобная расчетная ситуация возможна при отсутствии обратной

засыпки котлована, однако тогда компонента, учитывающая разуплотнение грунта, завышает осадку так как в ней нагрузка от собственного веса грунта выше подошвы фундамента учитывается по всей площади котлована.

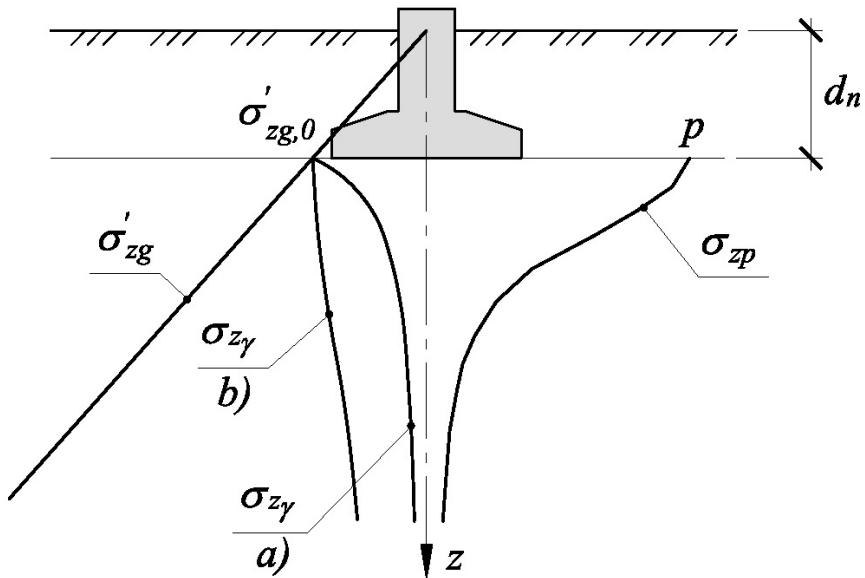


Рис. 2.5 Схема распределения напряжений в основании фундамента: а – размеры которого сопоставимы с размерами котлована; б – размеры которого в плане на порядок меньше размеров котлована

Соответственно с точки зрения автора [409, 410] для устранения данной некорректности следовало бы вернуться к следующей форме записи

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma'_{zg,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{el,i}} = s_p + s_\kappa, \quad (2.156)$$

В зависимости от соотношения среднего давления по подошве и вертикального напряжения от собственного веса грунта, извлеченного из котлована $p_{cp} / \sigma'_{zg,0}$, по нормам [187, 3] расчетная сжимаемая толща может быть как больше, так и меньше фактической зоны разуплотнения грунта.

Учитывая то, что величина разуплотненной зоны грунта при устройстве котлована может не совпадать с величиной сжимаемой толщи фундамента рекомендуется выполнять раздельно определение осадок от дополнительных вертикальных напряжений и упругих деформаций, вызванных разгрузкой основания при устройстве котлована с соответствующей разбивкой на элементарные слои. В качестве ограничения глубины разуплотненной зоны

грунта можно принять условие $\sigma_{z\gamma,i} \leq k \cdot \sigma_{zg,i}$, где k принимается 0.2-0.5 в зависимости от ширины котлована.

Графически зависимость осадки элементарного слоя грунта от действующих в нем напряжений показана на рис. 2.6.

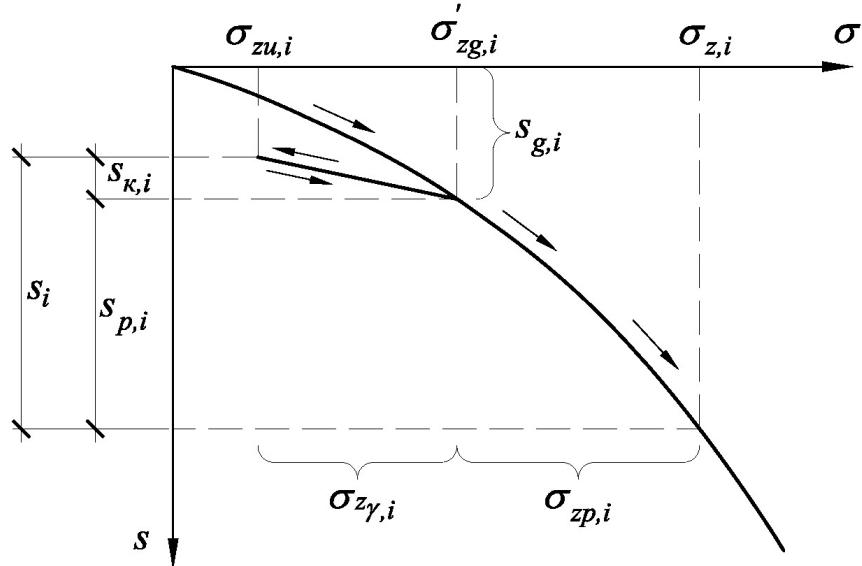


Рис. 2.6 Зависимость осадки i -того элементарного слоя от действующих в нем напряжений: s_g – осадка от действия собственного веса грунта, произошедшая в процессе формирования грунтового массива

$$s = s_p + s_\kappa \quad (2.16)$$

$$s_p = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma'_{zg,i}) \cdot h_i}{E_i} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.17)$$

где $\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0$ – дополнительные вертикальные напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента;

остальные обозначения те же, что и в формуле (2.15).

Осадка, вызванная разгрузкой основания при устройстве котлована, при последующей загрузке:

- всей площади котлована давлением $p \geq \sigma'_{zg,0}$

$$s_\kappa = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.18)$$

где n – количество элементарных слоев, расположенных в пределах глубины разуплотненной зоны грунта;

- всей площади котлована равномерным давлением $p < \sigma'_{zg,0}$

$$s_\kappa = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{el,i}} \cdot \frac{p}{\sigma'_{zg,0}} \quad (2.19)$$

- неравномерным давлением $p < \sigma'_{zg,0}$

$$s_\kappa = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{za,i} \cdot h_i}{E_{el,i}} \quad (2.20)$$

где $\sigma_{za,i}$ – вертикальное напряжение по рассматриваемой вертикали, определенное с учетом влияния всех разно нагруженных площадей в пределах дна котлована.

В работе [81] приведены результаты измерения подъема дна котлована с естественными откосами глубиной 10 м с размерами в плане 47.7×86 м в трех точках: в центре котлована и на расстояниях от центра ≈ 9 м и ≈ 20 м. В данной работе для указанных параметров котлована были определены подъемы дна в указанных точках по предложенной методике и в программном комплексе Plaxis (рис. 2.7). Численное моделирование в Plaxis выполнено в плоской постановке задачи с использованием модели грунтового основания Hardening Soil (HS) как наиболее подходящей для выполнения подобных расчетов [411, 346, 73, 79, 412].

Модули упругой деформации слоев грунта были приняты из условия обеспечения совпадения величины подъема в центре котлована.

Расчетные параметры грунта:

- для модели упругого полупространства: $\gamma=19$ кН/м³; $E=25.5$ МПа; $E_{el}=76.5$ МПа;
- для модели HS: $\gamma_{sat}=20$ кН/м³; $\gamma_{unsat}=19$ кН/м³; $\nu=0.3$; $C=50$ кПа; $\varphi=20^\circ$; $E_{oed}=25.5$ МПа; $E_{50}=25.5$ МПа; $E_{ur}=76.5$ МПа.

Результаты сведены в табл. 2.2.

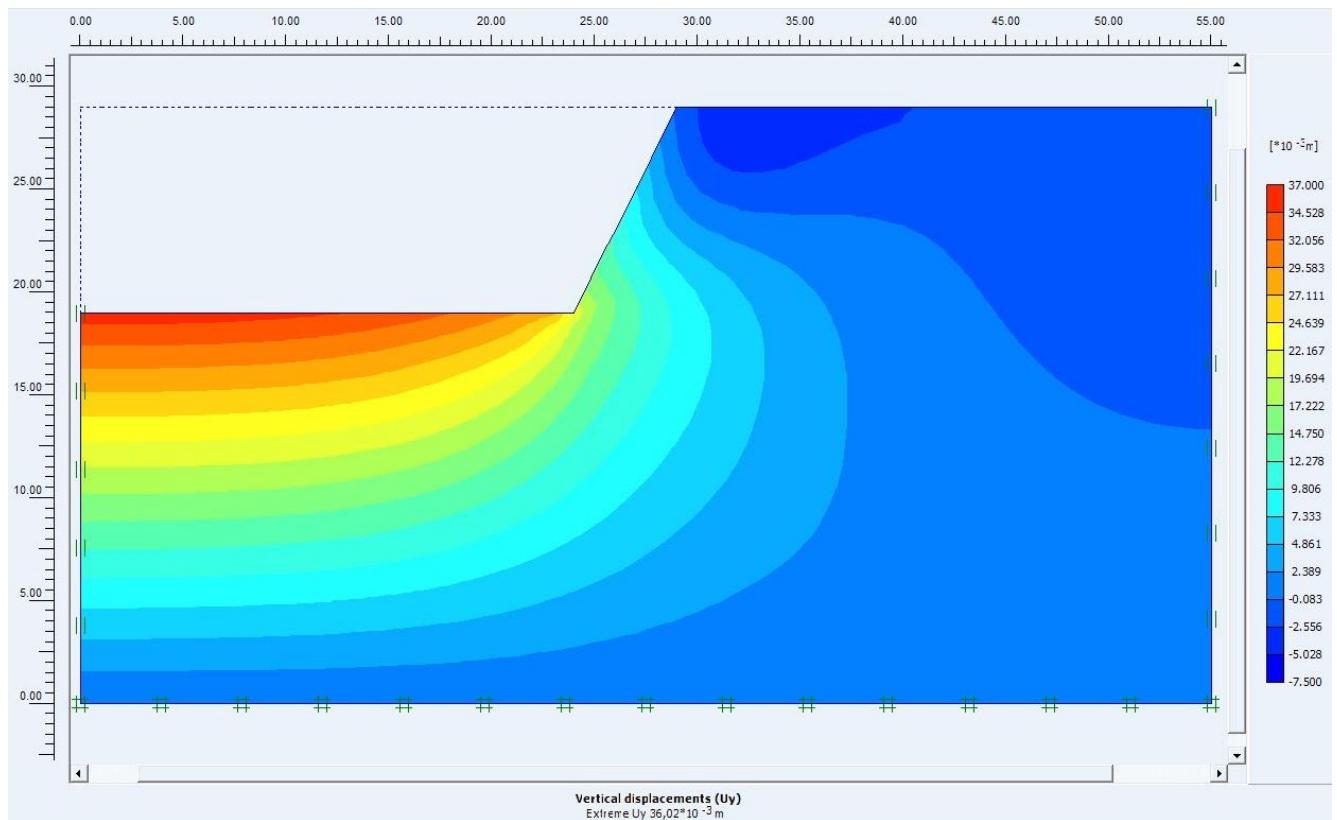


Рис. 2.7 Изополя подъема дна котлована

Таблица 2.2. Экспериментальные и расчетные деформации дна котлована

Расстояние от центра до рассматриваемой точки, м	Экспериментальные		Предложенная методика		Plaxis (Hardening Soil model)	
	s_k , мм	$\Delta s_k/L$	s_k , мм	$\Delta s_k/L$	s_k , мм	$\Delta s_k/L$
0	36.2	0.00022	36.2	0.00029	36.02	0.00017
9	34.2		33.6		34.5	
20	21.8	0.00113	20.7	0.00117	24.6	0.0009

Неравномерности осадок, полученные по рассмотренной методике и в Plaxis, показали хорошую сходимость с экспериментальными значениями. При этом рассмотренная методика с использованием модели ЛДП завышала неравномерность, а Plaxis с моделью HS занижал. Величина разуплотненной зоны по результатам расчета в Plaxis с моделью HS также была меньше.

Также в соответствии с предложенной методикой было исследовано влияние на схему неравномерных осадок от разуплотнения грунта таких факторов как параметры котлована (размеры в плане и глубина) (рис. 2.8) и механические свойства грунта (плотность и модуль упругих деформаций).

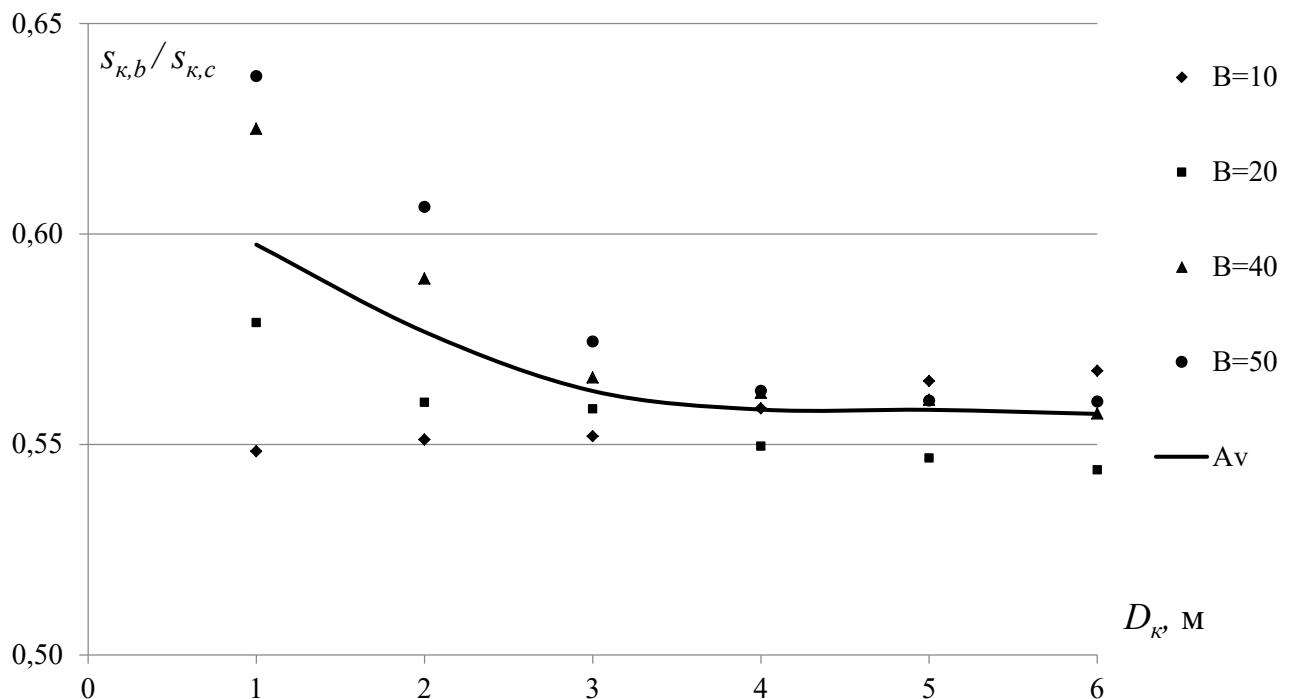


Рис. 2.8 Отношение осадок крайней и центральной точки дна котлована при различных параметрах котлована

Полученные результаты показали, что для котлованов одинаковой в плане глубины $D_k > 3$ м с равномерным напластованием грунтов в основании и естественными откосами, отношение осадок дна котлована в крайней точке $s_{k,b}$ и в центральной точке $s_{k,c}$ изменяется в диапазоне 0.545 – 0.57 (среднее значение ≈0.56). При практически постоянном соотношении осадок крайней и центральной точки увеличение размеров котлована ведет к снижению неравномерной осадки.

Неравномерность осадок от разуплотнения грунта в крайних зонах котлована существенно выше, чем в центральной части. Для описания схемы неравномерных осадок от разуплотнения грунта при относительно равномерном напластовании грунтов и определенном соотношении осадок крайней и центральной точки можно принять условный радиус кривизны

$$R_k = \frac{B_k^2}{8 \cdot (s_{k,c} - s_{k,b})} = \frac{B_k^2}{8 \cdot (1 - k_b) \cdot s_{k,c}} \quad (2.21)$$

где $s_{k,c}$ и $s_{k,b}$ – осадка от разуплотнения грунта соответственно в центральной и крайней точках поперечного сечения котлована; B_k – ширина котлована; k_b – коэффициент соотношения осадок крайней и центральной точек, зависящий от относительной ширины котлована B_k / D_k , отношения сторон котлована L_k / B_k и крутизны откосов.

В этом случае осадку (либо подъем дна котлована) от разуплотнения грунта в произвольной точке поперечного сечения котлована, расположенной на расстоянии x от центра, можно найти по формуле

$$s_{k,x} = s_{k,c} - \frac{x^2}{2 \cdot R_k} \quad (2.22)$$

Погрешность неравномерных осадок, определенных по формулам (2.21, 2.22) по отношению к экспериментальным данным, приведенным в табл. 2.2, не превышает 5%.

В обычных инженерно-геологических условиях неравномерные осадки, вызванные разуплотнением грунта при устройстве котлована, как правило, не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкций здания. В связи с этим действующие нормативные документы на проектирование оснований [3, 187] допускают не учитывать осадки от разуплотнения при глубине котлована менее 5 м. Однако, в сложных инженерно-геологических условиях, когда под влиянием различных факторов возможно возникновение значительных неравномерных деформаций основания, учет осадок разуплотнения может, как снизить общую неравномерность, так и усугубить ее. Поэтому, по мнению автора, для определения необходимости учета неравномерности осадок, вызванных разуплотнением грунта в котловане, в следующих условиях следует воспользоваться другими критериями:

- для особо чувствительных к неравномерной осадке зданий в сложных инженерно-геологических условиях разуплотнение грунта в котловане можно не

учитывать, если условный радиус кривизны, определенный по формуле (2.21), $R_k \geq 20$ км;

- для плотных глинистых грунтов с ярко выраженными упругими свойствами в основании предлагается использовать условие

$$\frac{\sigma'_{zg,0} \cdot \bar{E}}{\sigma_{z,0} \cdot \bar{E}_{el}} \leq 0,1 \quad (2.23)$$

где $\sigma_{z,0}$ – полное вертикальное напряжение в уровне подошвы фундамента после возведения здания; \bar{E} и \bar{E}_{el} – соответственно осредненные значения модуля общей и упругой деформации в пределах зоны разуплотнения грунта, которую в первом приближении можно принять равной ширине котлована.

2.2.2. Неравномерность осадок, вызванная распределительной способностью и неоднородностью геологического строения основания

Учет распределительной способности грунтов и неоднородности геологического строения основания выполняется одновременно в зависимости от формы и размеров фундаментов:

- для компактных по форме и небольших по площади фундаментов путем определения их осадок с учетом распределения напряжений и напластований по вертикали, проходящей через центральную точку фундамента, по формуле (2.18);
- для развитых в плане и больших по площади фундаментов (ленточных и плитных) путем определения осадок в различных расчетных точках под подошвой фундамента (рис. 2.9). При этом количество расчетных точек и их расположение назначаются в зависимости: от размеров и формы фундамента в плане, необходимости учета распределительной способности грунта, от характера напластований, наличия линз, включений и т.п.

Неоднородность геологического строения основания для каждой расчетной точки учитывается путем разделения сжимаемой толщи основания на элементарные слои в соответствии с напластованиями грунта по вертикали, проходящей через расчетную точку.

2.2.2.1. Осадки с учетом распределительной способности грунта

Распределительные свойства грунтов основания учитываются путем разделения осадки от дополнительных вертикальных напряжений на две составляющие: упругую осадку s_{el} и пластическую осадку s_{pl}

$$s_p = s_{el} + s_{pl}. \quad (2.24)$$

При этом учет распределительных свойств грунтов основания зависит от отношения модуля упругости грунта E_{el} и модуля общих деформаций грунта E :

- при $E_{el}/E > 5$ распределительные свойства грунта основания допускается не учитывать, т.е. применима модель Винклера;
- при $E_{el}/E = 1$ распределительные свойства грунта основания учитываются полностью, т.е. применима модель линейно-деформируемого полупространства (ЛДП). Данная ситуация, как правило, возможна если $p_{cp} \leq \sigma_{zg,0}$. В этом случае пластическая составляющая осадки $s_{pl} = 0$ и соответственно $s_p = s_{el}$;
- при $1 < E_{el}/E \leq 5$ распределительные свойства грунта основания учитываются частично с применением модели Клепикова С.Н.

При определении пластических осадок основания по всем расчетным вертикалям распределение дополнительных напряжений по глубине, принимается в соответствии с моделью ЛДП, как и для вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (рис. 2.9а).

Пластическая осадка s_{pl} определяется методом послойного суммирования по формуле

$$s_{pl} = \beta \cdot \sum_1^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{pl,i}} \quad (2.25)$$

где $\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i – том слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

$E_{pl,i}$ – модуль пластических (остаточных) деформаций i – того слоя грунта.

$$E_{pl,i} = \frac{E_i \cdot E_{el,i}}{E_{el,i} - E_i} \quad (2.26)$$

Упругая осадка основания s_{el} по расчетной вертикали определяется по формуле

$$s_{el} = \beta \cdot \sum_1^n \frac{\sigma'_{zp,i} \cdot h_i}{E_{el,i}} \quad (2.27)$$

где $\sigma'_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -том слое грунта по рассматриваемой вертикали (рис. 2.9б).

$$\sigma'_{zp,i} = \alpha'_i \cdot p_0, \quad (2.28)$$

где α' – коэффициент, учитывающий распределение напряжений по глубине расчетной вертикали, определяемый по формуле (2.7) в зависимости от размеров фундамента и расположения расчетной вертикали (рис. 2.9б).

$$z_{p,i} = \sigma_{zp,i}.$$

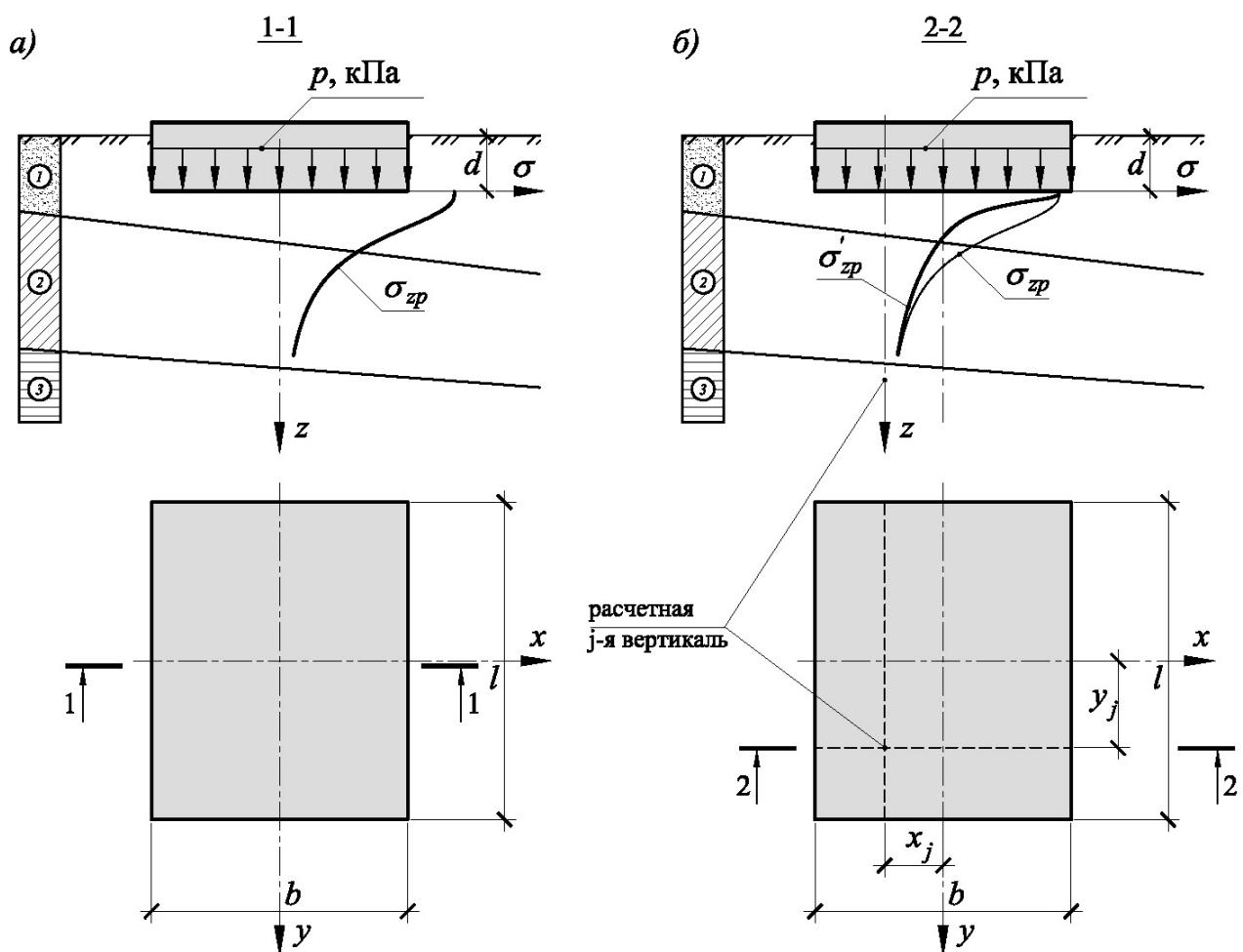


Рис. 2.9 Схемы к определению упругих и пластических осадок: а – для компактных по форме и небольших по площади фундаментов либо для

центральной точки развитых в плане и больших по площади фундаментов; б – для не центральных точек развитых в плане и больших по площади фундаментов

2.2.2.2. Дополнительные осадки, вызванные влиянием соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади

Вертикальные напряжения на глубине z по расчетной вертикали, расположенной в пределах площади подошвы рассматриваемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяются по формуле

$$\sigma'_{zp,nf} = \sigma'_{zp} + \sum_{j=1}^k \sigma_{zp,a,j} \quad (2.29)$$

где $\sigma_{zp,a,j}$ – дополнительные вертикальные напряжения по рассматриваемой вертикали от соседнего j -того фундамента или нагруженной площади; k – количество влияющих фундаментов или нагрузок.

Упругая осадка основания s_{el} по расчетной вертикали с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяется по формуле (2.27), в которую вместо σ'_{zp} подставляется $\sigma'_{zp,nf}$.

Осадка, вызванная влиянием соседних фундаментов или нагрузок, будет равна разности значений конечных осадок, определенных соответственно с учетом и без учета данного влияния.

2.2.2.3. Алгоритм определения осадки с учетом распределительной способности

1. Разбиение сжимаемой толщи по расчетной вертикали с учетом геологического строения массива на однородные элементарные слои толщиной $h \leq 0,4 \cdot b$, где b – ширина подошвы фундамента.

2. Определение напряжений σ_{zp} и $\sigma'_{zp,nf}$, действующих в каждом элементарном слое.

3. Проверка условий $\sigma_{zp} \geq k \cdot \sigma'_{zg}$ и $\sigma'_{zp,nf} \geq k \cdot \sigma'_{zg}$.

4. Если оба условия выполняются, то осадка элементарного слоя определяется по формуле

$$s_{p,i} = \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{zp,i}}{E_{pl,i}} + \frac{\sigma'_{zp,nf,i}}{E_{el,i}} \right) \cdot h_i \quad (2.30)$$

5. В случае невыполнения одного из условий п. 3 соответствующее напряжение в формуле (2.30) обнуляется и соответствующая составляющая осадки в данном слое не определяется.

6. В случае невыполнения обеих условий расчет осадки прекращается. При этом осадка определяется суммированием осадок предыдущих слоев

$$s_p = \sum_{i=1}^n s_{p,i} \quad (2.31)$$

2.2.3. Учет нелинейности деформирования грунта

При расчёте конструкций пространственно жёстких сооружений, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием, рекомендуется учитывать нелинейность деформирования грунтов п. 2.12 [408], так как это позволяет снижать неравномерность деформаций, вызванных другими факторами.

2.2.3.1. Основные положения

В данной работе для определения осадок основания фундамента предлагается модель нелинейно деформируемого грунтового массива, в которой:

- при давлениях, не превышающих начальное критическое давление p_{cr} , грунт основания рассматривается как линейно деформируемое тело;
- при давлениях в диапазоне от p_{cr} до предельного сопротивления основания p_u – упругопластическое тело, в котором: при возрастании давления на основание зависимость деформаций от давления аппроксимируется дробно-линейной гиперболической функцией, а при уменьшении давления – линейной зависимостью.

Основным отличием предлагаемой модели является то, что гиперболическая аппроксимация применяется не ко всему массиву, как в аналогичных моделях Попова Б.П., Клепикова С.Н., Малышева М.В. и др., а к отдельному элементарному слою (рис. 2.10). При этом полная осадка в расчетном слое от давлений, превышающих предельное значение для этого слоя, ограничена его толщиной h .

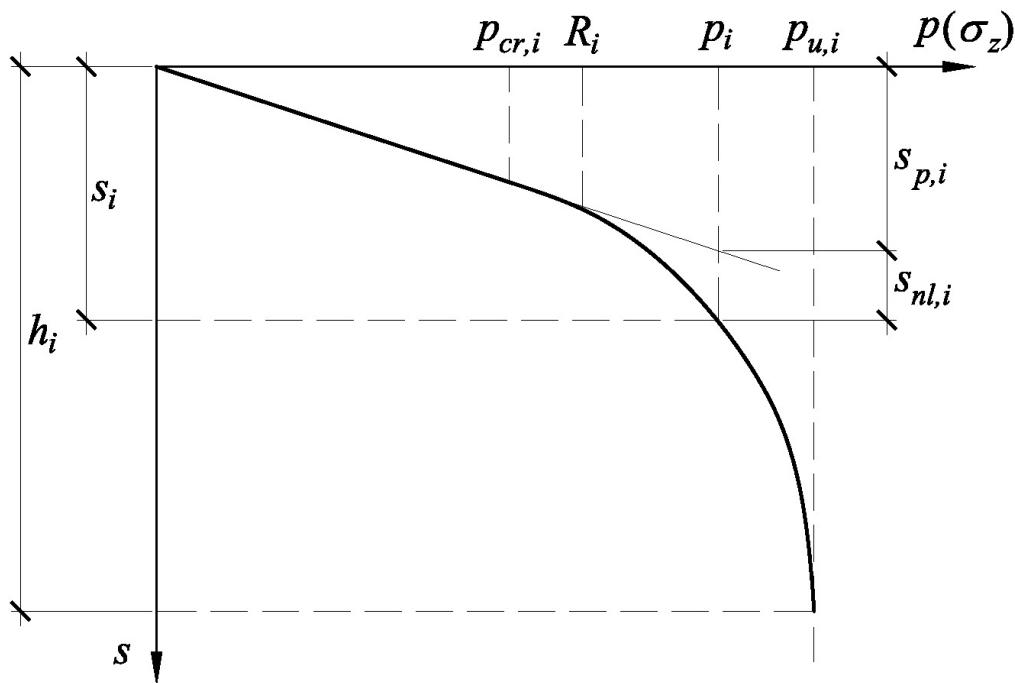


Рис. 2.10 Расчетная схема для определения осадки в элементарном слое основания от давления, превышающего начальное критическое давление

В соответствии с действующими нормативными документами [242, 187, 3] при определении вертикальной составляющей предельного сопротивления основания предполагается, что грунты основания ниже подошвы однородны на глубину не менее ширины подошвы фундамента. В соответствии с п.2.226 [408], при определении осадки за пределом линейной деформируемости, глубина, в пределах которой производится осреднение удельного веса и прочностных характеристик грунта, определяется по формуле (2.32), но принимается не менее ширины подошвы фундамента b .

$$z_u = \frac{s_R \cdot \bar{E}}{\beta \cdot p_0} \quad (2.32)$$

где \bar{E} – среднее значение модуля деформации в пределах сжимаемой толщи;

p_0 – дополнительное вертикальное давление на основание.

Так как увеличение осадки в фазе сдвигов происходит в основном за счёт боковых смещений грунта в пределах глубины развития зон предельного равновесия, в данной работе в качестве упрощающего допущения предполагается, что первый элементарный слой имеет толщину, соответствующую максимальной глубине развития зон предельного равновесия для данных параметров

фундамента и свойств основания. При этом, в случае неоднородного напластования грунтов в пределах данного слоя, он принимается условно однородным с осредненными механическими характеристиками.

В соответствии с предложением Яропольского И.В. [413] максимальная глубина развития зон предельного равновесия, при которой они сливаются в поверхности скольжения, отделяющие основание фундамента от нижележащего грунтового массива, может быть определена по формуле

$$z_u = \frac{b}{2 \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi_I / 2)}. \quad (2.33)$$

где φ_I – расчетное значение угла внутреннего трения по I группе ПС.

2.2.3.2. Определение линейной и нелинейной составляющих осадки

Осадка фундамента s с учетом только составляющих, зависящих от внешней нагрузки на основание, выражается формулой

$$s = s_p + s_{nl}, \quad (2.34)$$

где s_p – осадка, вызванная уплотнением грунта;

s_{nl} – дополнительная осадка при развитии зон предельного равновесия.

Определение обеих составляющих производится путем шаговой интерпретации метода послойного суммирования, приводящей к вырождению расчетных слоев в процессе решения задачи, что позволяет рассматривать решаемую задачу как геометрически нелинейную. При этом компонента s_p определяется в соответствии с вышеприведенными формулами (2.30, 2.31).

При определении дополнительных вертикальных напряжений $\sigma_{zp, nfi}$ в i -том слое по формуле (2.30) влияние соседних фундаментов ограничивается давлением, не превышающим расчетного сопротивления их основания, т.е.

$$p_{0,a,j} \leq R_{a,j} - \sigma_{zg,0,a,j}, \quad (2.35)$$

где $p_{0,a,j}$ и $R_{a,j}$ – соответственно дополнительное давление по подошве и расчетное сопротивление основания j -того влияющего фундамента;

$\sigma_{zg,0,a,j}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы j -того влияющего фундамента.

Дополнительная осадка основания s_{nl} , вызванная развитием зон предельного равновесия, определяется по формуле

$$s_{nl} = \sum_{i=1}^n (h_i - s_{p,i}) \cdot k_i, \quad (2.36)$$

где n – количество расчетных слоев в сжимаемой толще основания;

k_i – коэффициент приближения к предельному состоянию в i – том слое, описываемый гиперболической зависимостью в виде дробно-линейной функции с областью определения от 0 до 1.

Область определения используемой гиперболической функции k_i назначается от 0 до 1 исходя из предположения, что суммарная осадка в i – том слое не может превысить толщину слоя и при напряжениях в слое, соответствующих наступлению предельного состояния, условно принимается равной толщине слоя за счет вытеснения остаточного объема грунта в стороны, т.е.:

- при $\sigma_{z,i} = \sigma_{zp,nf,i} + \sigma_{zg,i} \leq \sigma_{cr,i}$ $k_i = 0;$
- при $\sigma_{z,i} = \sigma_{zp,nf,i} + \sigma_{zg,i} \geq \sigma_{u,i}$ $k_i = 1,$

где $\sigma_{cr,i}$ и $\sigma_{u,i}$ – напряжения, соответствующие начальному критическому давлению и предельному сопротивлению i -того элементарного слоя, которые могут определяться как для условного фундамента с глубиной заложения $d_{z,i} = d + z_i$ и шириной подошвы $b_{z,i}$.

$$b_{z,i} = \sqrt{\frac{p_{cp} \cdot A}{\sigma_{zp,i}}} + a^2 - a, \quad (2.37)$$

где A – площадь подошвы фундамента; $a = (l - b)/2$.

Ограничение области определения коэффициента k_i позволяет вывести следующую формулу

$$k_i = \frac{k_{s,i} \cdot \sigma_{u,i}}{(1 + k_{s,i}) \cdot \sigma_{u,i} - \sigma_{z,i}} \cdot \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma_{cr,i})}{(\sigma_{u,i} - \sigma_{cr,i})}, \quad (2.38)$$

где $k_{s,i}$ – коэффициент, зависящий от вида и состояния грунта, а также параметров фундамента.

Применение в формуле (2.38) коэффициента $k_{s,i}$ делает ее универсальной и позволяет аппроксимировать практически любую кривую зависимости осадки от давления (рис. 2.11).

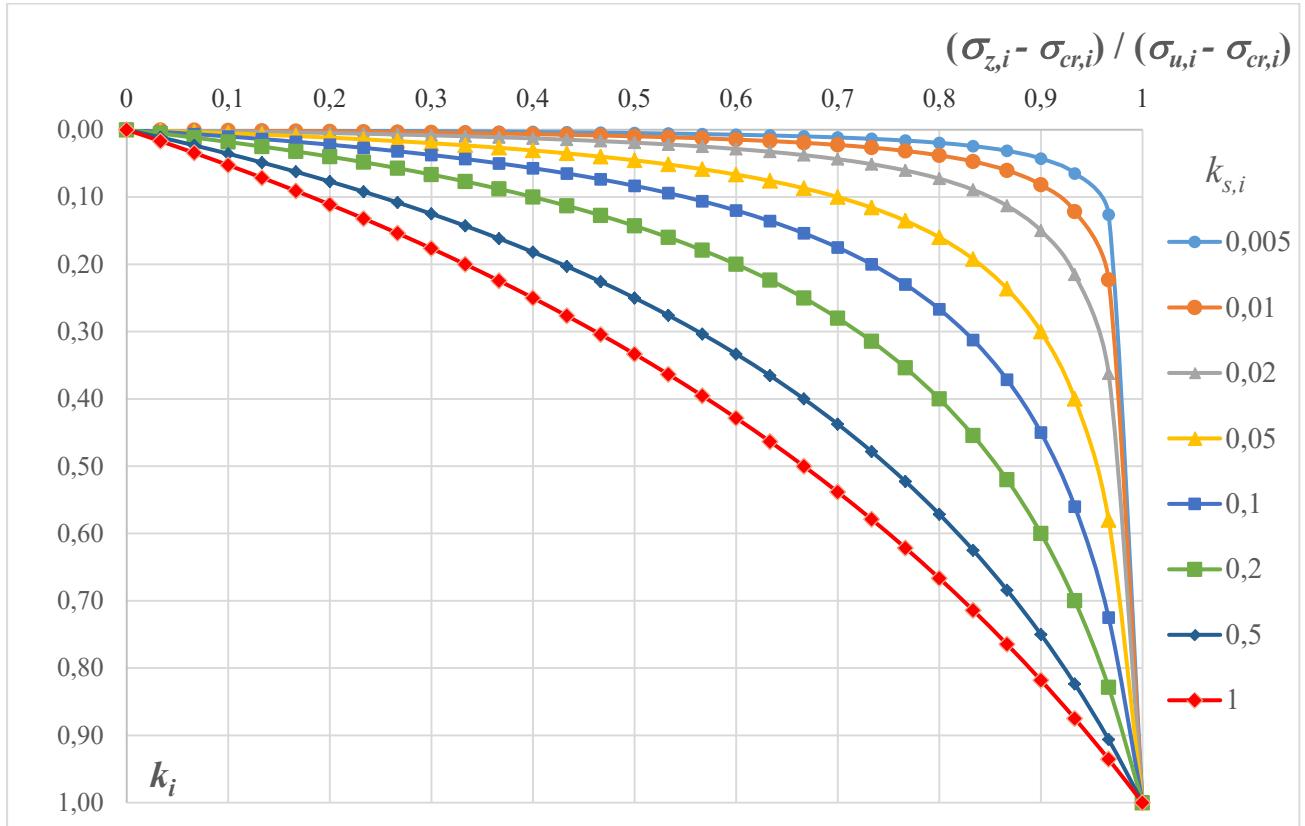


Рис. 2.11 Зависимость коэффициента k от давления при различных значениях k_s

2.2.3.3. Определение коэффициента k_s , влияющего на вид кривой нелинейного деформирования

На вид кривой зависимости осадки от давления влияет много различных факторов, среди которых наиболее существенными являются свойства грунта основания, размеры, форма и глубина заложения фундамента. При этом все встречающиеся на практике зависимости можно разделить на три основных вида [49, 83] (рис. 2.12):

- кривые 1 вида сохраняют линейную зависимость даже при давлениях близких к предельному, а после достижения предельного давления даже разгрузка не останавливает процесс выпора грунта. Потеря несущей способности всегда сопровождается образованием на поверхности бугров выпирания грунта. Как в свое время указал М.И. Горбунов-Посадов такой вид зависимости характерен для песчаных грунтов [414];

– кривые 3 вида практически не имеют начального прямолинейного участка. Бугры выпирания на поверхности полностью отсутствуют.

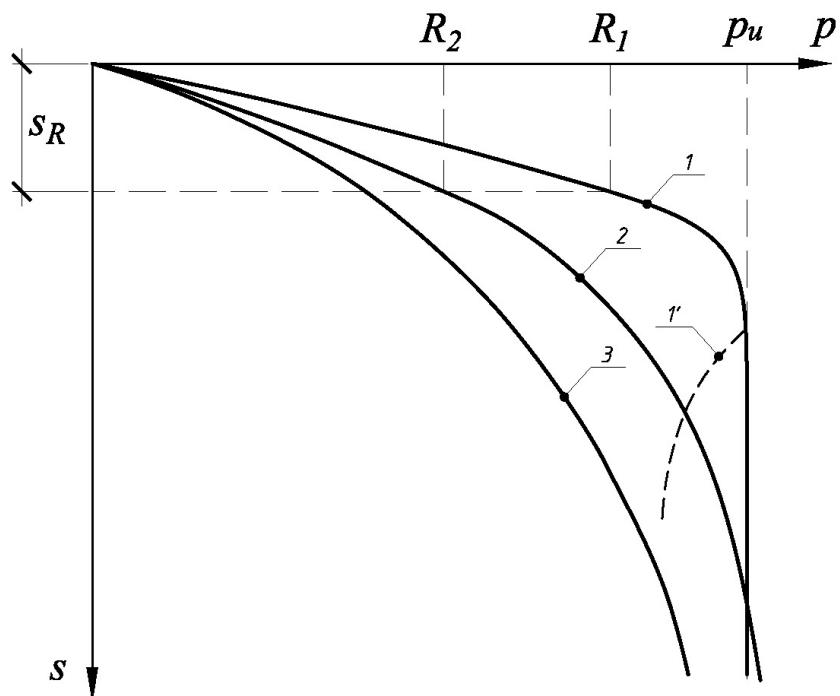


Рис. 2.12 Характерные зависимости между осадкой и давлением для нелинейно-деформируемого основания: 1 – для фундаментов с небольшой относительной глубиной заложения и плотных песчаных грунтов в основании; 2 – для оснований из песка средней плотности или глинистых грунтов; 3 – для фундаментов с большой относительной глубиной заложения и оснований из рыхлого песка или высокопористых водонасыщенных глинистых грунтов

Величина нелинейных деформаций снижается с уменьшением отношения сторон подошвы фундамента при постоянной площади подошвы, а также с увеличением размеров подошвы фундамента, глубины заложения, прочностных характеристик и удельного веса грунта [414]. Это обусловлено соответствующим увеличением начального критического давления и предельного сопротивления основания фундамента.

Анализ результатов экспериментальных исследований, выполненных автором, на песчаных грунтах [415, 416, 417], а также результатов, приведенных в литературных источниках [49, 83, 51], позволил, в случае отсутствия данных реального деформирования грунта по результатам штамповых испытаний, для определения коэффициента k_s рекомендовать следующую формулу

$$k_{s,i} = \frac{\nu_i^2}{16} \cdot (0,5 + 0,5 / \eta) \cdot \left(0,5 + \frac{(d + z_i)}{b} \right), \quad (2.39)$$

где ν – коэффициент Пуассона грунта;

η – отношение сторон подошвы фундамента $\eta = l/b$;

d – глубина заложения подошвы фундамента;

z_i – глубина рассматриваемой точки от подошвы фундамента.

Вместо отношения сторон подошвы фундамента в формуле (2.39) можно использовать отношение периметра к площади подошвы с соответствующим коэффициентом.

Возможно применение формулы (2.39) с другими значениями коэффициентов для основных влияющих факторов, которые проверены экспериментальным путем и опытом проектирования и эксплуатации зданий и сооружений.

2.2.3.4. Корректировка дополнительных напряжений в элементарных слоях, вызванная развитием зон предельного равновесия

Исходя из сделанного ранее предположения, что осадка $s_{nl,i}$ происходит за счет вытеснения грунта в стороны из под подошвы фундамента, уменьшая тем самым толщину i -того слоя грунта и соответственно его распределительную способность, производится корректировка глубины z_{i+1} для следующего элементарного слоя

$$z_{i+1} = z_i + h_i - s_{nl,i}. \quad (2.40)$$

Применение формулы (2.40) ведет к снижению интенсивности затухания дополнительных напряжений за счет увеличения коэффициента α в формуле (2.10) (рис. 2.13).

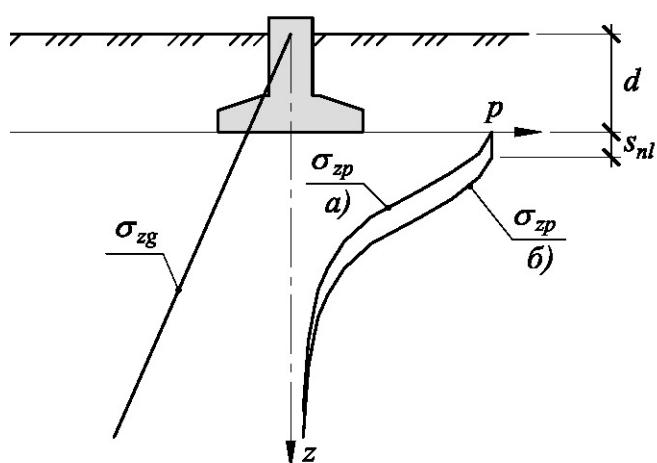


Рис. 2.13 Эпюры дополнительных напряжений в грунте при давлении по подошве фундамента выше R :
а – напряжения, определенные без учета формулы (2.40);
б – напряжения, определенные с учетом формулы (2.40).

Из рис. 2.13 видно, что повышение дополнительных вертикальных напряжений в грунте при $p_{cr} < p < p_u$, вычисленных с учетом формулы (2.40), относительно напряжений при том же давлении без учета формулы (2.40) происходит в основном непосредственно под подошвой фундамента в зоне формирования уплотненного ядра, создающего повышенное давление на подстилающие слои грунта, а на глубине соответствующей нижней границе сжимаемой толщи практически отсутствует.

2.3. Неравномерные деформации (перемещения) основания, учитываемые в особом сочетании нагрузок

2.3.1. Просадочные деформации

2.3.1.1. Особенности распространения воды в просадочных грунтах

На величину просадочных деформаций и их неравномерность в значительной степени влияет то, каким образом происходит повышение влажности просадочных грунтов, которое возможно за счет:

- а) замачивания грунтового массива сверху из внешних источников:
 - местного замачивания грунтов основания сверху, приводящего к просадкам на ограниченной площади в пределах, как правило, верхней части просадочной толщи и от внешних нагрузок на основание;
 - интенсивного замачивания на большой площади в течении длительного времени, приводящего к промачиванию грунтов на всю просадочную толщу и полному проявлению просадок, как от внешних нагрузок, так и от собственного веса грунта;

- б) замачивания грунтового массива снизу при подъеме уровня грунтовых вод, приводящего к просадкам, как правило, в нижней части просадочной толщи в основном от собственного веса грунта;
- в) постепенного накопления влаги в грунтовом массиве вследствие инфильтрации поверхностных вод и нарушении природных условий ее испарения из-за экранирования поверхности при застройке и асфальтировании территории.

Наиболее опасными для зданий и сооружений являются случаи интенсивного или местного замачивания сверху, так как в этих случаях проявляется максимальная неравномерность деформаций основания. Поэтому эти случаи должны учитываться в первую очередь при определении возможных величин просадок и расчетах конструкций зданий на неравномерные деформации основания. При полном отсутствии возможности замачивания просадочных грунтов сверху должны учитываться возможные случаи подъема уровня грунтовых вод или местного повышения влажности.

Изменение степени влажности грунта при различных схемах замачивания показаны на рис. 2.14.

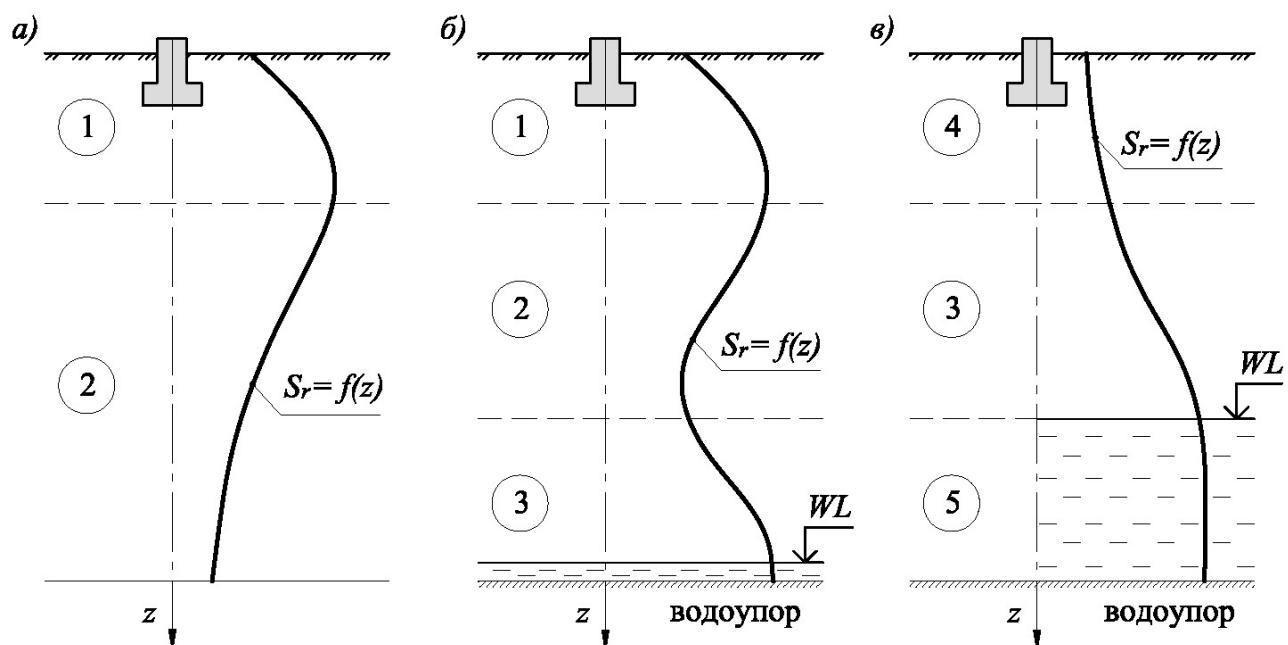


Рис. 2.14 Схемы зон увлажнения лесового грунта: а, б – инфильтрация воды сверху вниз; в – подъем уровня подземных вод; зоны: 1 – почти полного водонасыщения; 2 – переходная; 3 – капиллярного водонасыщения; 4 – природной влажности; 5 – полного водонасыщения

В пределах увлажненной зоны степень влажности грунтов может меняться, например, при замачивании сверху в непосредственной близости к источнику замачивания степень влажности S_r обычно находится в диапазоне 0,85...0,9, а в зоне капиллярного увлажнения – 0,8...0,85. При подъеме уровня подземных вод степень влажности грунтов соответствует – 0,95...1 [206].

При замачивании сверху вода распространяется в толще просадочного грунта как сверху вниз, так и в стороны от источника увлажнения, образуя локальную увлажненную зону. На характер формирования и размеры увлажненной зоны влияют: форма и размеры источника замачивания; интенсивность замачивания; фильтрационные свойства грунта; неоднородность сложения грунтовой толщи; напор; рельеф местности и наклон отдельных слоев грунта; уровень подземных вод; химический состав замачивающей жидкости и т.д. [207, 206, 214, 418]. Учесть все влияющие факторы в каждом частном случае довольно сложно, поэтому для определения размеров зоны замачивания используют упрощенную методику, учитывающую форму и размеры источника замачивания, а также неоднородность и фильтрационные свойства грунтов просадочной толщи.

При местном замачивании из точечных, линейных и небольших площадных источников с шириной менее толщины просадочной толщи считается, что промачивание просадочной толщи происходит не на всю глубину, в результате чего формируется увлажненная зона, имеющая форму поперечного сечения близкую к усеченному эллипсу (рис. 2.15а). При интенсивном замачивании из площадных источников с шириной не менее толщины просадочной толщи считается, что просадочная толща промачивается на всю глубину, в результате чего формируется увлажненная зона, имеющая форму поперечного сечения близкую к трапеции (рис. 2.15б), несмотря на то, что при значительной просадочной толще уплотнение просадочного грунта под действием собственного веса приводит к снижению его водопроницаемости и препятствует дальнейшему распространению воды вглубь [419].

Изменение водопроницаемости просадочной толщи и подстилающего слоя влияет на распространение воды и распределение влажности в пределах

увлажненной зоны. В однородных по водопроницаемости толщах растекание воды можно принимать под углом $\beta = 35^\circ$ для супесей и $\beta = 50^\circ$ для суглинков. При этом следует учитывать, что при замачивании лессовых грунтов кислотными растворами высокой концентрации проницаемость грунтов увеличивается [214].

m_β , изменяющимся

в диапазоне от 0,7 до 2 в зависимости от строения просадочной толщи.

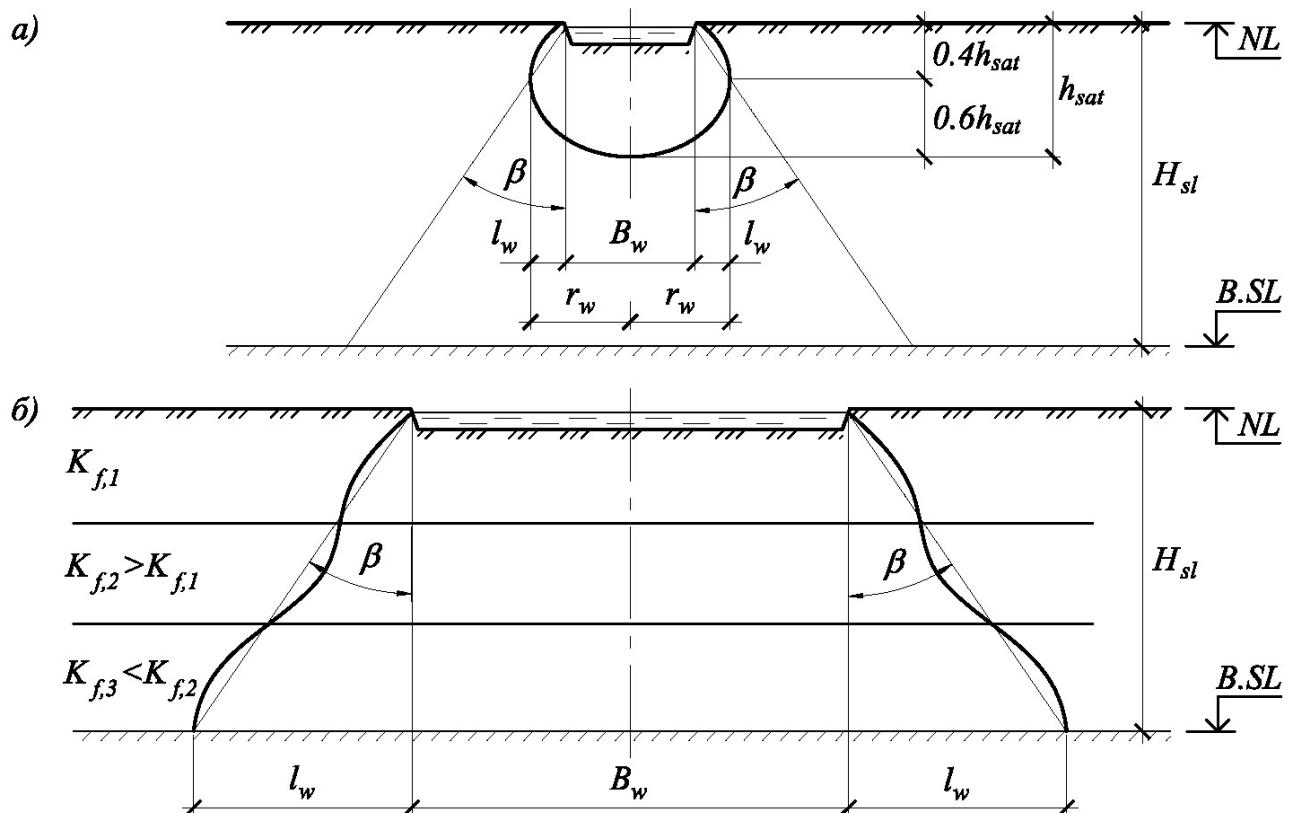


Рис. 2.15 Схемы увлажненной зоны при замачивании грунтов сверху:
а – при $B_w < H_{sl}$; б – при $B_w > H_{sl}$

Расстояние l_w , на которое растекается вода на нижней границе просадочного слоя (рис. 2.15б) определяется по формуле

$$l_w = H_{sl} \cdot m_\beta \cdot \tan \beta. \quad (2.41)$$

Увеличение угла растекания воды приводит к увеличению размеров обводненной зоны в плане и снижению неравномерности деформаций основания.

2.3.1.2. Деформации земной поверхности при просадках от собственного веса грунта

При значительной мощности просадочной толщи H_{sl} напряжения от собственного веса грунта могут превысить начальное просадочное давление, в результате чего в нижних слоях могут проявиться просадочные деформации.

При замачивании сверху в толще просадочных грунтов образуется обводненная зона (водный купол), в пределах которого напряжения от собственного веса грунта должны учитывать его водонасыщенное состояние. Напряжения от собственного веса водонасыщенного грунта $\sigma_{zg,sat}$ определяются по формуле

$$\sigma_{zg,sat} = \sum_1^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i, \quad (2.42)$$

где h_i – толщина однородного i -го слоя грунта;

$\gamma_{sat,i}$ – удельный вес грунта i -го слоя грунта в водонасыщенном состоянии

$$\gamma_{sat,i} = \frac{\gamma_i}{1 + w_i} + \frac{e_i \cdot \gamma_w}{1 + e_i},$$

где γ_i – удельный вес i -го слоя грунта в состоянии природной влажности;

w_i – природная влажность i -го слоя грунта;

e_i – коэффициент пористости i -го слоя грунта;

γ_w – удельный вес воды.

Замачивание из поверхностных источников ограниченной площади в плане за счет растекания воды приводит к образованию зоны замачивания переменной толщины и возникновению на поверхности неравномерных деформаций, формирующих просадочную воронку.

В пределах просадочной воронки, наблюдаются неравномерные вертикальные перемещения (просадки), а также горизонтальные перемещения, наклоны и кривизна.

Полностью просадка от собственного веса грунта проявляется при полном промачивании просадочной толщи, то есть если меньшая сторона площади замачивания B_w превышает мощность просадочной толщи H_{sl} . Нижняя граница растекания воды находится на глубине H_{sl} от поверхности земли.

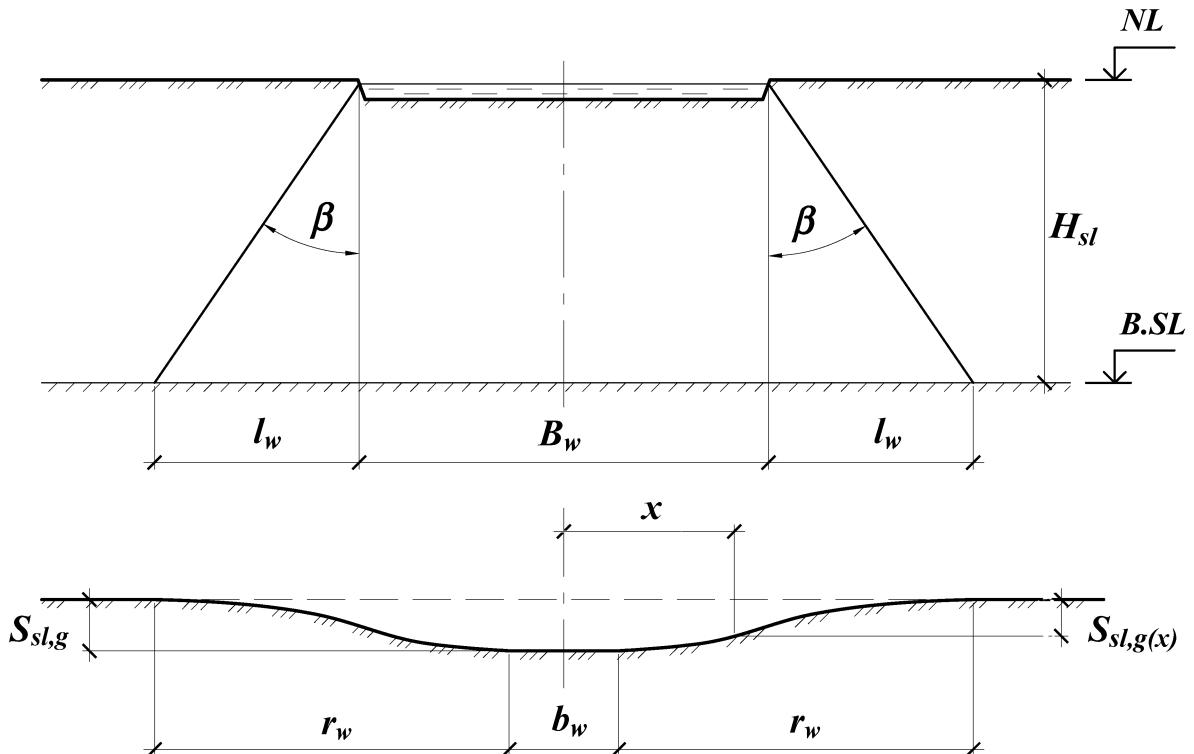


Рис. 2.16 Поперечный разрез увлажненной зоны при ширине замачиваемой площади $B_w > H_{sl}$ и просадочная воронка от собственного веса грунта

При ширине замачиваемой площади $B_w > H_{sl}$, просадочная воронка имеет плоское дно шириной b_w с максимальными просадками от собственного веса и криволинейные граничные участки шириной r_w (рис. 2.16). Граничные участки просадочной воронки шириной r_w характеризуют зоны неравномерных деформаций земной поверхности: просадок, которые изменяются от максимального значения до нуля; горизонтальных перемещений u_{sl} ; наклонов и кривизны поверхности (рис. 2.17).

Расчетная длина криволинейного участка просевшей поверхности от собственного веса грунта вычисляется по формуле

$$r_w = H_{sl} \cdot (0,5 + m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta). \quad (2.43)$$

Из предположения, что ширина зоны замачивания на нижней границе просадочной толщи равна ширине проседающей поверхности грунта (рис. 2.16)

$$B_w + 2 \cdot l_w = b_w + 2 \cdot r_w,$$

определяется ширина плоского дна просадочной воронки с равномерными вертикальными перемещениями

$$b_w = B_w + 2 \cdot H_{sl} \cdot m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta - 2 \cdot H_{sl} \cdot (0,5 + m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta) = B_w - H_{sl}. \quad (2.44)$$

Соответственно при небольшой ширине замачиваемой площади $B_w \leq H_{sl}$ горизонтальный участок просадки грунта отсутствует и просадочная воронка будет состоять только из криволинейных участков (рис. 2.17).

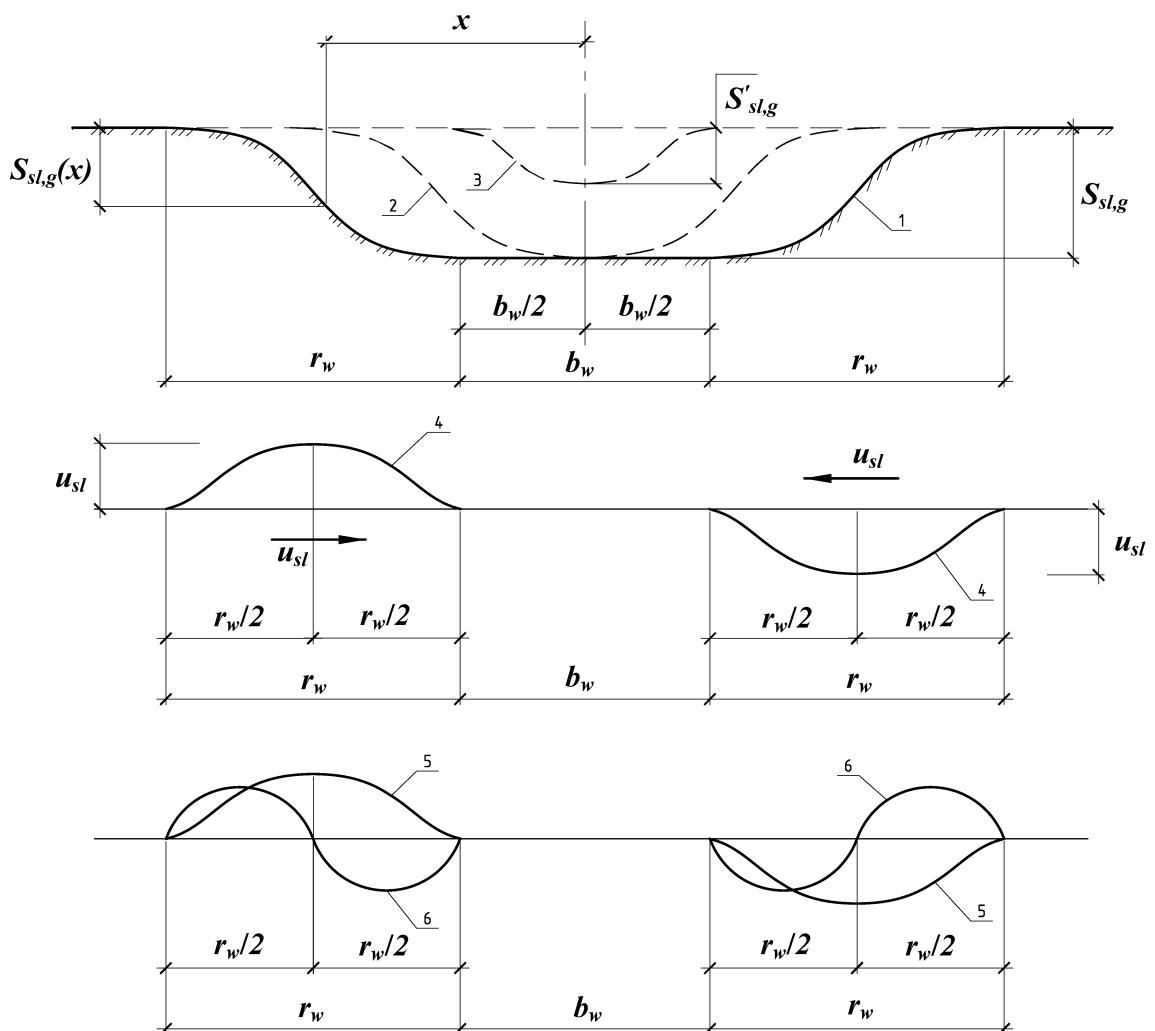


Рис. 2.17 Общий характер развития просадочных деформаций на поверхности от собственного веса грунта: 1, 2 и 3 – просадки поверхности грунта: 1 – при $B_w > H_{sl}$; 2 – при $B_w = H_{sl}$; 3 – при $B_w < H_{sl}$; 4 – горизонтальные перемещения поверхности; 5 – наклоны; 6 – кривизна поверхности

Следует отметить, что максимальная неравномерность просадок грунта при прочих равных условиях наблюдается при минимальной величине распространения зоны увлажнения в стороны от замачиваемой площади и соответственно минимальной длине криволинейных участков.

Просадка грунтов основания от собственного веса $s_{sl,g}$ при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей $B_w \geq H_{sl}$ определяется по формуле

$$s_{sl,g} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,g,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,g}, \quad (2.45)$$

где $\varepsilon_{sl,g,i}$ – относительная просадочность i -го слоя грунта, определяемая при давлении, равном напряжениям от собственного веса водонасыщенного грунта в середине рассматриваемого слоя;

h_i – толщина однородного i -го слоя грунта, принимаемая при разбивке просадочной толщи не более 2 м;

n – число слоев, на которые разбита зона просадочной толщи, в пределах которой напряжения от собственного веса грунта превышают начальное просадочное давление (рис. 2.18);

$k_{sl,g}$ – коэффициент, учитывающий условия работы основания (возможность горизонтальных (боковых) перемещений грунта при просадках многометровой толщи от собственного веса [199]), принимаемый равным:

- при $H_{sl} \leq 15$ м – 1,0;
- при $H_{sl} \geq 20$ м – 1,25;
- при промежуточных значениях H_{sl} – по интерполяции между указанными выше значениями.

Горизонтальные перемещения грунта от его собственного веса по глубине просадочной толщи могут формировать две зоны:

- зону горизонтального разуплотнения грунта с образованием практически вертикальных клиновидных просадочных трещин на периферийных участках обводненной зоны;
- зону горизонтального уплотнения грунта.

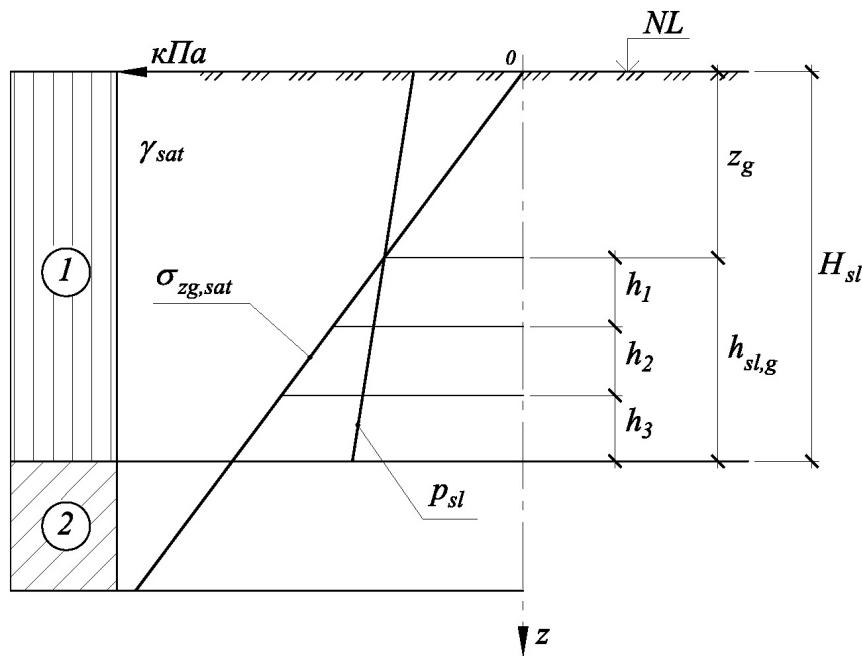


Рис. 2.18 Расчетная схема для определения просадки от собственного веса грунта

При замачивании просадочных грунтов на небольшой площади шириной $B_w < H_{sl}$ происходит неполное промачивание просадочной толщи. В этом случае формируется зона увлажненного грунта, имеющая в поперечном сечении форму, близкую к усеченному эллипсу (рис. 2.15а). Просадка от собственного веса грунта в таких условиях проявляется только частично. Величина возможной просадки от собственного веса грунта $s'_{sl,g}$, вычисляется по формуле:

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \cdot \sqrt{\left(2 - \frac{B_w}{H_{sl}}\right) \cdot \frac{B_w}{H_{sl}}} \quad (2.46)$$

При $B_w > H_{sl}$ в формулу (2.46) подставляется значение $B_w = H_{sl}$ и соответственно $s'_{sl,g} = s_{sl,g}$.

Вертикальные перемещения земной поверхности $s_{sl,g}(x)$ в пределах криволинейных участков просадочной воронки (рис. 2.17) распределяются в соответствии со следующей формулой:

$$s_{sl,g}(x) = 0,5 \cdot s'_{sl,g} \left[1 + \cos \frac{\pi \cdot (x - 0,5 \cdot b_w)}{r_w} \right] \quad (2.47)$$

где x – расстояние от центра просадочной воронки до точки, в которой определяется перемещение.

Горизонтальные перемещения земной поверхности $u_{sl}(x)$ в пределах криволинейных участков просадочной воронки определяются по формуле:

$$u_{sl}(x) = 0,25 \cdot \varepsilon \cdot r \cdot \left[1 - \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot (x - 0,5 \cdot b_w)}{r_w} \right]. \quad (2.48)$$

где ε – относительные горизонтальные деформации земной поверхности на криволинейном участке неравномерных деформаций земной поверхности:

$$\varepsilon = 0,66 \cdot \left(\frac{s'_{sl,g}}{r_w} - 0,005 \right). \quad (2.49)$$

При возможной просадке от собственного веса грунта $s'_{sl,g} \leq 20$ см горизонтальные деформации земной поверхности при расчетах конструкций зданий и сооружений, относящихся к III (пониженному) уровню ответственности, допускается не учитывать [243].

Наклоны земной поверхности $i_{sl}(x)$ в пределах криволинейных участков просадочной воронки определяются по формуле:

$$i_{sl}(x) = -0,5 \cdot s'_{sl,g} \cdot \frac{\pi}{r_w} \cdot \sin \frac{\pi \cdot (x - 0,5 \cdot b_w)}{r_w}. \quad (2.50)$$

В соответствии с [311, 243, 187] грунтовые условия площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки от собственного веса грунта и ее величины подразделяются на два типа:

I тип – грунтовые условия, в которых просадка от собственного веса грунта $s_{sl,g}$ отсутствует или не превышает 5 см;

II тип – грунтовые условия, в которых просадка от собственного веса грунта превышает 5 см.

Тип грунтовых условий по просадочности используется при общей оценке условий строительства, выборе противопросадочных мероприятий, выборе схем и методов расчета зданий, взаимодействующих с просадочным основанием.

Полная просадка от собственного веса грунта на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности возможна только при замачивании на

значительных площадях, превышающих величину просадочной толщи. При этом, вследствие распространения ее на значительные расстояния от источника замачивания, неравномерность просадок от собственного веса оказывается незначительной по сравнению с просадками от внешней нагрузки при небольших локальных замачиваниях [208]. Поэтому на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности неравномерность деформаций основания, вызванную просадкой от собственного веса, можно не учитывать, несмотря на требования норм [3, 188].

2.3.1.3. Деформации просадочного основания от действия внешней нагрузки

Внешняя нагрузка на основание вызывает дополнительные напряжения в грунтовом массиве. В отличие от осадки, просадки проявляются не от дополнительных напряжений, а от полных $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$.

При замачивании сверху напряжения от собственного веса грунта определяются с учетом его водонасыщенного состояния [199]:

- при планировке срезкой от природного рельефа NL ;
- при планировке подсыпкой от поверхности планировки DL .

Однако, так как просадочные деформации происходят от полных напряжений в грунтовом массиве, существующих в момент замачивания, то необходимость учитывать собственный вес срезанных при планировке слоев грунта отсутствует. Исключением является случай определения уже реализовавшихся просадочных деформаций от собственного веса грунта при имевших место обширных замачиваниях просадочной толщи до начала строительства. В связи с этим автором предлагается при определении просадочных деформаций основания фундаментов напряжения от собственного веса определять от поверхности планировки как для планировки подсыпкой, так и для планировки срезкой.

$$\sigma_{zg} = \gamma' \cdot d + \sum_1^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i, \quad (2.51)$$

где γ' – осредненный удельный вес грунта выше подошвы фундамента;

d – глубина заложения подошвы фундамента от поверхности планировки.

Просадочные деформации от действия суммарного напряжения σ_z будут развиваться как от действия внешней нагрузки, так и от действия собственного веса грунта

$$s_{sl} = s_{sl,g} + s_{sl,p}, \quad (2.52)$$

где s_{sl} – полное значение просадки от действия суммарного напряжения;

$s_{sl,g}$ – просадка от действия собственного веса грунта по формуле (2.45);

$s_{sl,p}$ – просадка от действия внешней нагрузки.

При определении полного значения просадки учитываются только те слои грунта, в которых действующие суммарные вертикальные напряжения $\sigma_z \geq p_{sl}$ либо относительная просадочность, соответствующая действующему суммарному напряжению σ_z , $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

При этом просадка от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ возможна в пределах верхней зоны просадки $h_{sl,p}$, а просадка грунта от собственного веса грунта $s_{sl,g}$ возможна в пределах нижней зоны просадки $h_{sl,g}$.

Учитывая многообразие грунтовых условий, характер напластований просадочных грунтов, величину напряжений от внешней нагрузки и особенности изменения по глубине начального просадочного давления выделяются следующие основные случаи проявления просадочных деформаций (рис. 2.19):

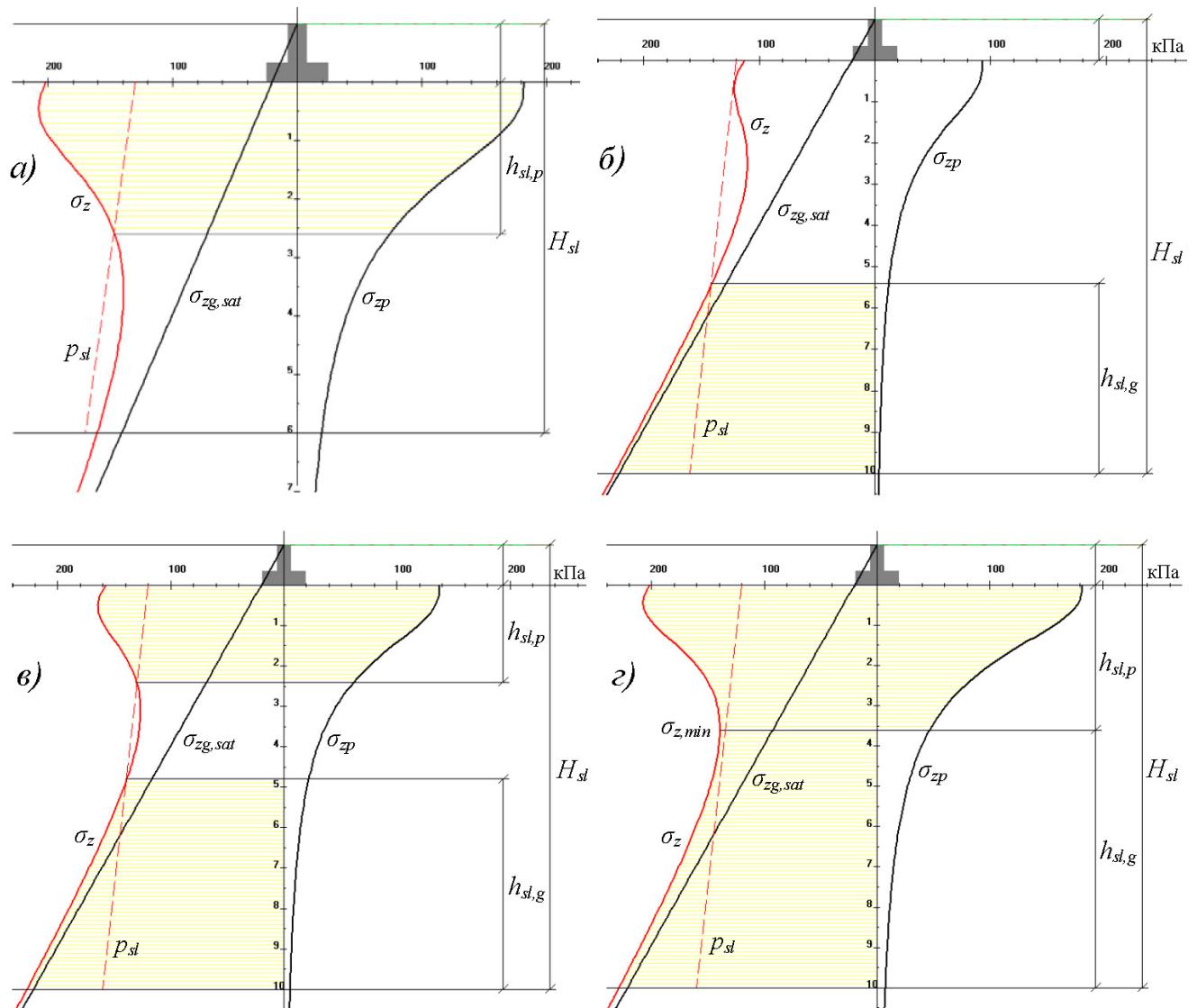


Рис. 2.19 Схемы к расчету просадок основания: а – просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ отсутствует (не превышает 5 см), возможна только просадка от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ в верхней зоне просадки $h_{sl,p}$; б – просадка от внешней нагрузки отсутствует, возможна просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ в нижней зоне просадки $h_{sl,g}$; в – возможна просадка от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ в верхней зоне просадки $h_{sl,p}$ и просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ в нижней зоне просадки $h_{sl,g}$. Верхняя и нижняя зоны просадки не сливаются, имеется нейтральная зона h_n ; г – то же, но верхняя и нижняя зоны просадки сливаются

2.3.1.4. Определение просадочных деформаций по различным методикам

Определение просадки от внешней нагрузки может также производится по принципу расчета осадки [208], численными либо аналитическими методами, например методом послойного суммирования с учетом модулей деформации грунта в водонасыщенном состоянии. При этом модуль деформации просадочного грунта в водонасыщенном состоянии должен приниматься переменным, зависящим от нагрузки на грунт. То есть для каждого элементарного слоя грунта $E_{i,sat}$ будет иметь свое значение. В этом случае вертикальное перемещение, определенное по данной методике, представляет собой суммарную величину осадки и просадки. Просадка в этом случае может быть определена как разность суммарной деформации и осадки, определяемой как для обычных непросадочных грунтов.

Существенным недостатком данного метода расчета просадки от внешней нагрузки является большая трудоемкость определения модулей деформации грунтов в водонасыщенном состоянии для различных слоев, входящих в деформируемую зону [208]. В связи с этим дальше рассмотрим определение просадки аналитическим методом, который рекомендуется действующими нормативными документами.

В соответствии с нормами России и Украины [188, 3, 187, 243, 244] полная просадка грунтов s_{sl} основания при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу при подъеме уровня грунтовых вод определяется по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (2.53)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ – относительная просадочность i -го слоя грунта от действия полного

вертикального напряжения σ_z в середине i -го слоя;

h_i – толщина i -го слоя просадочного грунта;

n – число слоев, на которые разбиты зоны просадки $h_{sl,p}$ и(или) $h_{sl,g}$;

$k_{sl,i}$ – коэффициент, учитывающий условия работы основания.

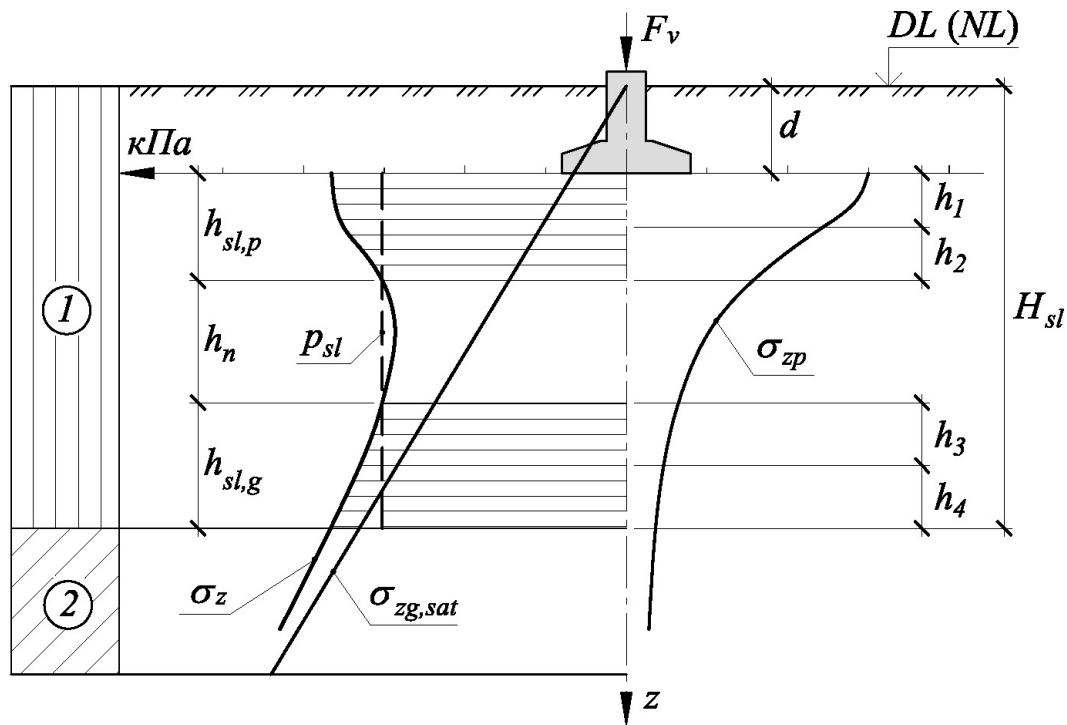


Рис. 2.20 Расчетная схема к определению просадки

При этом в соответствии с [187, 3, 243, 244] коэффициент $k_{sl,i}$, входящий в формулу (2.53), принимается при суммировании элементарных слоев грунта в верхней зоне просадки $h_{sl,p}$ равным:

- при ширине подошвы фундамента $b \geq 12 \text{ м} - 1,0$;
- при ширине подошвы фундамента $b \leq 3 \text{ м}$ (по некоторым источникам [420] для ленточных фундаментов при $b \leq 3 \text{ м}$, а для прямоугольных при $b \leq 5 \text{ м}$) – по формуле

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 \cdot (p - p_{sl,i}) / p_0, \quad (2.54)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента;

$p_{sl,i}$ – начальное просадочное давление i -го слоя грунта;

p_0 – давление, принимаемое равным 100 кПа;

- при ширине подошвы фундамента $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ – по интерполяции между значениями $k_{sl,i}$, полученными при $b = 3 \text{ м}$ и $b = 12 \text{ м}$.

Так как, при определенном соотношении среднего давления под подошвой и начального просадочного давления, значение k_{sl} , определенное по формуле (2.54), может принимать даже отрицательное значение в некоторых источниках [420] его ограничивают условием $k_{sl} \geq 1$.

При суммировании элементарных слоев грунта в нижней зоне просадки $h_{sl,g}$ коэффициент $k_{sl,i}$ принимается равным [3, 187, 244]:

- при $H_{sl} \leq 15$ м – 1,0;
- при $H_{sl} \geq 20$ м – 1,25;
- при промежуточных значениях H_{sl} – по интерполяции между указанными выше значениями.

По [243] коэффициент $k_{sl,i}$ в зоне $h_{sl,g}$ принимается равным 1 независимо от толщины просадочной толщи, а по [188, 421] и в верхней и в нижней зонах коэффициент $k_{sl,i}$ принимается равным 1.

В нормативных документах РФ и Украины используется различный подход к определению просадок от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ и собственного веса грунта $s_{sl,g}$, а также верхней и нижней зон просадки $h_{sl,p}$ и $h_{sl,g}$ (рис. 2.21).

В зависимости от используемого нормативного документа для определения просадки от внешней нагрузки применяются различающиеся методики.

В соответствии с [187, 243, 244] значения просадок от действия внешней нагрузки и от действия собственного веса грунта определяются по формуле 2.53 соответственно только в верхней и только в нижней зоне просадки. Полная просадка в этом случае определяется по формуле 2.52 либо по формуле 2.53 с учетом сразу и верхней и нижней зоны просадки.

При этом просадка от собственного веса, определенная по [187, 243] для загруженной внешней нагрузкой поверхности может отличаться от просадки, определенной для незагруженной поверхности.

В соответствии с [188, 3, 421] значения просадок от действия внешней нагрузки определяются по формуле

$$s_{sl,p} = s_{sl} - s_{sl,g} \quad (2.55)$$

где $s_{sl,g}$ – просадка от собственного веса грунта, определяемая по формуле 2.45;

s_{sl} – полная просадка, определяемая по формуле 2.53 с учетом сразу и верхней и нижней зоны просадки.

В этом случае просадка от собственного веса для загруженной поверхности не отличается от просадки, определенной для незагруженной поверхности.

2.3.1.5. Определение зон просадки в пределах просадочной толщи

В различных нормативных документах, регламентирующих проектирование на просадочных грунтах, также используется различный подход к определению верхней и нижней зоны просадки.

При этом точность разбиения просадочной толщи на верхнюю и нижнюю зоны просадки может существенно отразиться на результатах определения полной просадки, так как коэффициент k_{sl} , определяемый для этих зон, может отличаться в несколько раз.

Разделение просадочной толщи на верхнюю и нижнюю зоны просадки осуществляется следующим образом.

Верхняя зона просадки $h_{sl,p}$ измеряется начиная от подошвы фундамента и до нижней границы верхней зоны, которая соответствует глубине, где $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$ либо:

- в соответствии с [187, 243, 244] глубине, где σ_z минимально, если $\sigma_{z,min} > p_{sl}$;
- в соответствии с [188, 3] глубине, в пределах которой $s_{sl} - s_{sl,g} > 0$ при $\sigma_z > p_{sl}$.

Следует отметить, что в различных литературных источниках 60-70х годов [422, 423, 424] величину верхней зоны просадки, к которой применялся повышающий коэффициент k_{sl} , принимали в пределах 1,5-2 ширины подошвы фундамента.

Нижняя зона просадки $h_{sl,g}$ определяется:

- в соответствии с [187, 243, 244] начиная с глубины, где $\sigma_z = p_{sl}$ или σ_z минимально, если $\sigma_{z,min} > p_{sl}$, и до нижней границы просадочной толщи (рис. 2.21а);
- в соответствии с [188, 3] начиная с глубины, где $\sigma_{zg} = p_{sl}$, и до нижней границы просадочной толщи (рис. 2.21б).

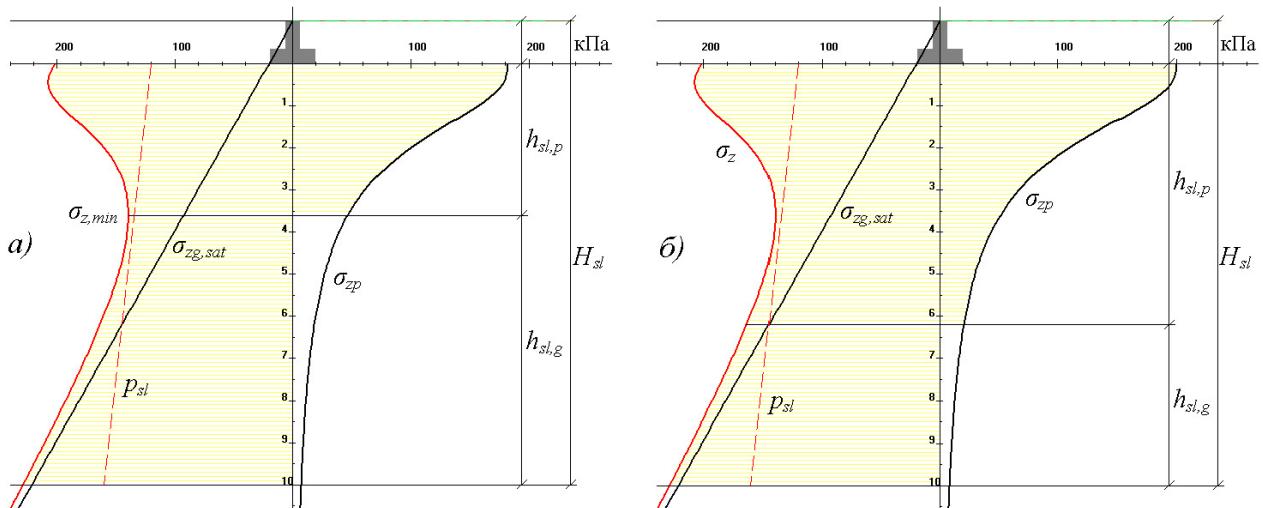


Рис. 2.21 Расчетные схемы для определения просадки: а – по [187, 243, 244]; б – по [188, 3, 421]

Возможно также возникновение нейтральной зоны, в пределах которой $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} < p_{sl}$. При этом по [243] нейтральная зона разделяет просадочную толщу на верхнюю и нижнюю зоны просадки, а по [188] нейтральная зона может возникать внутри верхней зоны просадки. Также по [188, 421] существует возможность наложения верхней зоны просадки на нижнюю, как правило, для фундаментов с большой площадью подошвы.

Сравнение просадочных деформаций, определенных по различным нормативным документам, выполнено в работе [425].

Рассмотрим два варианта инженерно-геологических условий, представленных десятиметровой толщей просадочных грунтов, которые по классификации, предложенной Гольдштейном М.Н. [202], являются:

- слабопросадочными (при $p=200$ кПа $0,01 < \varepsilon_{sl} \leq 0,03$);
- среднепросадочными (при $p=200$ кПа $0,03 < \varepsilon_{sl} \leq 0,07$).

При этом просадка от собственного веса, определенная по формуле (2.45), при рассматриваемых слабопросадочных грунтах составляет 4,5 см, а при среднепросадочных грунтах составляет 20,5 см. В соответствии с общепринятой классификацией [208] рассматриваемые инженерно-геологические условия по просадочности относятся к территориям: а – I типа; б – II типа.

Несмотря на то, что практический интерес, как правило, представляет диапазон давлений по подошве фундамента до 300 кПа, в данной работе

рассматриваемый диапазон увеличен до 500 кПа, так как в результате неравномерных деформаций основания перераспределяющиеся давления по подошве фундамента на отдельных участках могут существенно превысить расчетное сопротивление просадочного грунта. Кроме того, в соответствии с [202, 200] увеличение давления выше 500-600 кПа приводит к снижению просадочности в связи с доуплотнением просадочного грунта без замачивания за счет разрушения структурных связей от уровня давления. Т.е. в суммарной вертикальной деформации при высоких давлениях снижается доля просадочных деформаций и увеличивается доля деформаций, вызванных развитием зон сдвигов.

На рис. 2.22 представлены зависимости толщины нижней зоны просадки от давления при разной ширине подошвы фундаментов с отношением сторон подошвы $l/b=1$. На этом и последующих графиках зависимости, полученные по [243], показаны сплошными линиями, а по [3] показаны пунктирными линиями.

Как видно из рис. 2.22 размер нижней зоны просадки по [243] зависит от размеров фундамента и величины давления по подошве, в то время как по [3] это величина постоянная.

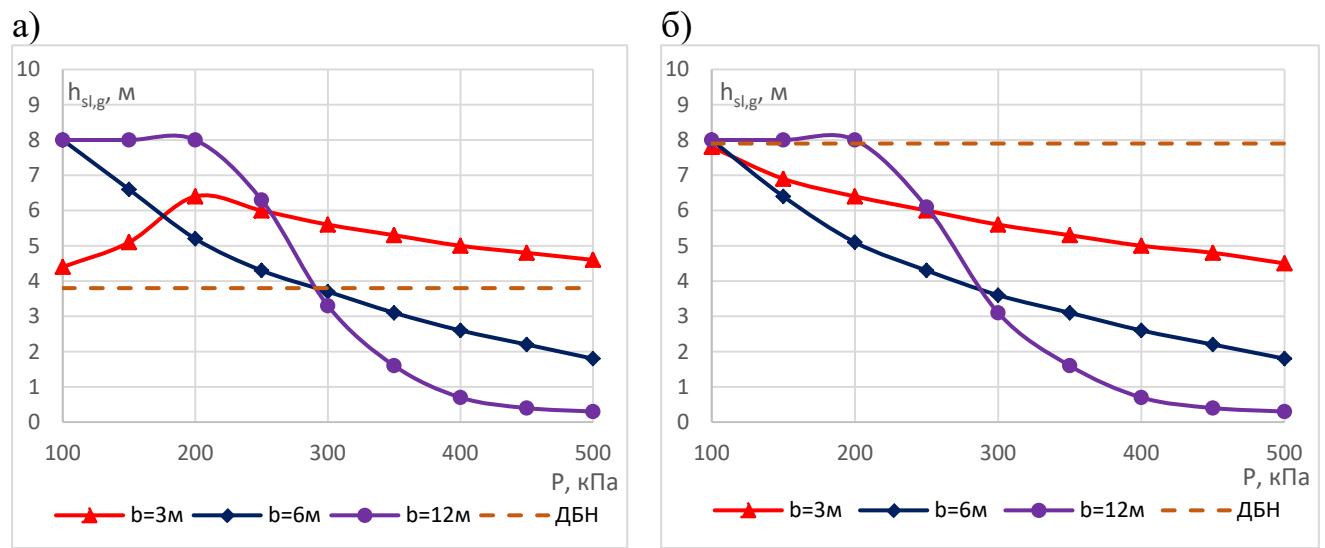


Рис. 2.22 Зависимости толщины нижней зоны просадки от давления:
а – I типа; б – II типа

С увеличением ширины подошвы фундамента при постоянном давлении увеличивается глубина, где σ_z минимально [195], что в соответствии с [243]

приводит к уменьшению нижней зоны просадки $h_{sl,g}$ и увеличению верхней зоны просадки $h_{sl,p}$. Так как при определенных условиях для верхней зоны просадки применяется более высокий поправочный коэффициент это приводит к увеличению просадки, что противоречит результатам натурных наблюдений [199]. Вследствие изменения размеров нижней зоны просадки в соответствии с [243] просадка от собственного веса, определенная для загруженной поверхности по формуле (2.53) может отличаться от просадки, определенной для незагруженной поверхности по формуле (2.45).

На рис. 2.23 показаны зависимости просадки от давления по [243] и [3].

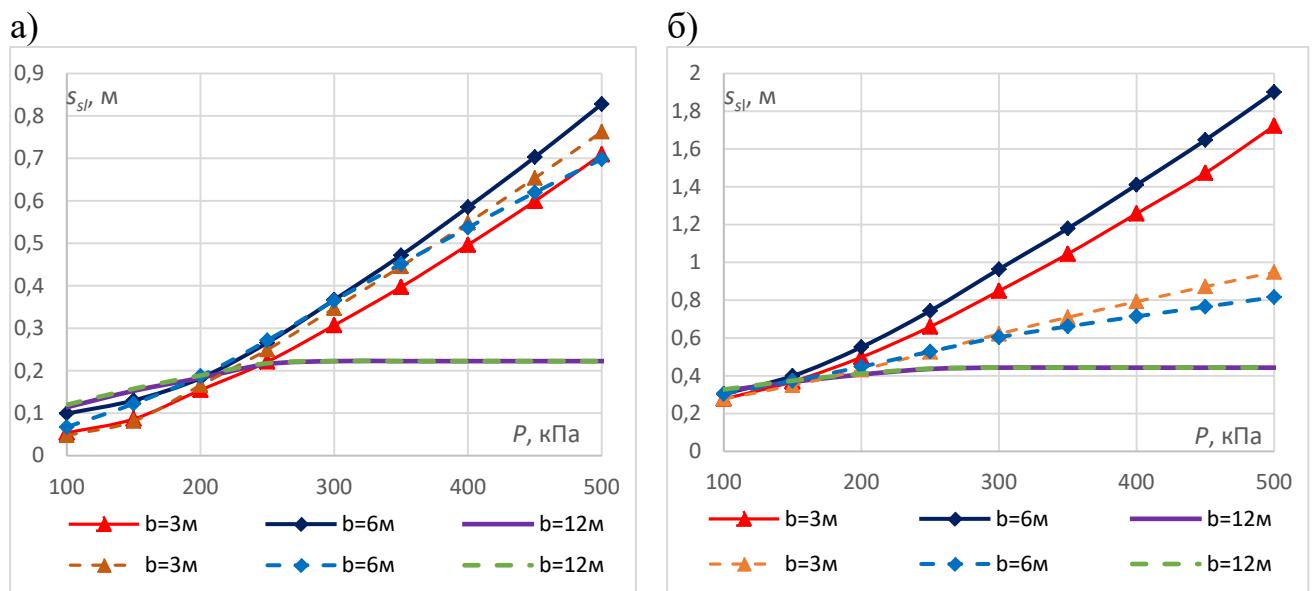


Рис. 2.23 Зависимости просадки от давления: а – I типа; б – II типа

Так как при $b \geq 12\text{ м}$ и $H_s \leq 15\text{ м}$ коэффициент k_{sl} принимается равным 1 и для верхней и для нижней зоны просадки результаты по [243] и [3] полностью совпадают.

Для слабопросадочных грунтов в диапазоне давлений до 300 кПа просадки, полученные по различным нормативным документам, практически совпадают и при ширине подошвы фундамента менее 6 м могут превышать просадку для фундаментов с шириной $\geq 12\text{ м}$ на 50-100%. При больших давлениях расхождение становится довольно существенным, что обусловлено линейной зависимостью коэффициента k_{sl} от давления. Данные результаты противоречат [200], так как по наблюдениям при действии высоких давлений на основание просадочность грунта снижается в результате его уплотнения без замачивания.

Для среднепросадочных грунтов, при ширине подошвы фундамента менее 6 м и высоких давлениях по подошве, просадки по [187, 243] в 4-5 раз могут превышать просадку для фундаментов с шириной 12 м и более. Так как по наблюдениям различных авторов [195, 200] для среднепросадочных и сильнопросадочных грунтов максимальная относительная просадочность как правило соответствует давлению не более 300 кПа полученные значения просадок сильно завышены.

Увеличение относительной просадочности приводит к увеличению расхождений между результатами, полученными по СП и ДБН. Увеличение b в диапазоне от 3 до 12 м по [243] приводит к увеличению просадки, а по [3] наоборот.

Отсюда можно сделать вывод, что коэффициент k_{sl} , определенный по формуле (2.54), имеет ограниченную область применения и не всегда приводит к достаточно удовлетворительным и теоретически обоснованным результатам [101]. За пределами корректной области применения значения поправочного коэффициента могут приводить как к завышению, так и занижению просадки.

В соответствии со СНиП II-Б.2-62 [424] коэффициент условий работы k_{sl} принимался постоянным: для глубины $1,5 \cdot b$ равным 2, а для остальной просадочной толщи – 1,5.

При этом, в соответствии с [423], повышающий коэффициент k_{sl} для верхней зоны просадки принимался только для фундаментов с шириной подошвы ≤ 2 м, а для больших размеров подошвы принимался равным 1.

Однако расчет просадок с применением данных значений коэффициента приводил к результатам, существенно отличающимся от фактически замеренных. При этом по наблюдениям многих авторов значения коэффициента в верхней зоне просадки для фундаментов небольшой площади были более 2, а в нижней зоне наоборот k_{sl} мог достигать значения 1,5 только при больших толщах сильнопросадочных грунтов [204].

В связи с этим позднее на основании статистической обработки серии испытаний штампами площадью от 0,5 до 4 м^2 были предложены две

эмпирические формулы для определения коэффициента условий работы в верхней зоне просадочной толщи [208]: в зависимости от давления по подошве и начального просадочного давления (2.54) и в зависимости от величины расчетной просадки фундамента от внешней нагрузки $s'_{sl,p}$, определенной по (2.53) при $k_{sl}=1$

$$k_{sl} = 1 + 0,2 \cdot s'_{sl,p} / s_0, \quad (2.56)$$

где $s'_{sl,p}$ – расчетная просадка фундамента от внешней нагрузки при $k_{sl}=1$;

s_0 – осадка, принимаемая равной 1 см.

Коэффициент корреляции для обеих формул практически одинаков, однако так как формула (2.54) учитывает большее количество факторов, она была окончательно рекомендована для практических расчетов [208].

В тоже время при определении $s'_{sl,p}$ в формуле (2.56) учитываются: напряженное состояние грунтового массива, просадочные характеристики грунта и размеры верхней зоны просадки, то есть по количеству влияющих факторов формула (2.56) даже превосходит формулу (2.54).

На рис. 2.24 показаны зависимости полной просадки от давления при k_{sl} , определенному по формуле (2.56).

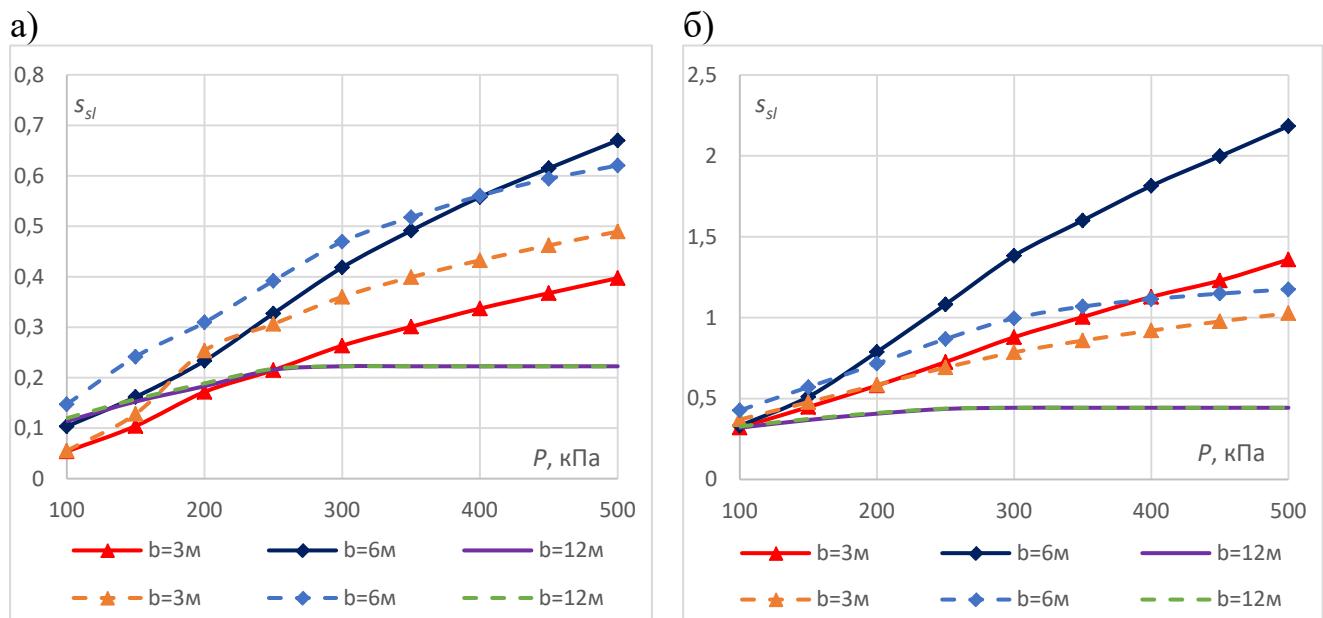


Рис. 2.24 Зависимости просадки от давления: а – I типа; б – II типа

Зависимость просадок от давления при коэффициенте $k_{sl} = 1$ по [188] для фундаментов с шириной подошвы менее 12 м, будут подобны, показанным на рис. 2.23, 2.24 при $b = 12$ м, однако значения будут ниже, так как уменьшение

размеров подошвы при неизменном давлении снижает площадь эпюры суммарных напряжений в грунтовом массиве σ_z . Соответственно полученные результаты являются заниженными и не соответствуют наблюдениям различных авторов [207, 199, 195, 101, 225, 200].

Существует много различных предложений по усовершенствованию коэффициента k_{sl} путем введения нескольких дополнительных параметров, что свидетельствуют о несовершенстве самой расчетной схемы, рекомендованной нормативными документами. Данная схема предполагает одномерное уплотнение, тогда как при просадке происходят как объемные, так и сдвиговые деформации, которые могут составлять до 70 % от величины просадки [225]. Соответственно принято считать, что коэффициент k_{sl} учитывает горизонтальные (боковые) уплотнения [199, 101].

При этом учитывая то, что зоны боковых перемещений уплотняющегося просадочного грунта расположены по периметру фундамента, увеличение размеров подошвы приводит к снижению их влияния на величину вертикальных просадок. Соответственно при ширине подошвы фундамента 12 м и более боковыми перемещениями пренебрегают, принимая $k_{sl}=1$. Учитывая особенность формирования зон сдвиговых деформаций представляется правильным ограничение верхней зоны просадки, к которой применяется поправочный коэффициент, глубиной, где σ_z минимально, если $\sigma_{z,min} > p_{sl}$.

На основании анализа полученных результатов был предложен усовершенствованный алгоритм аналитического определения просадочных деформаций.

В работе были рассмотрены несколько вариантов алгоритма, сравнение некоторых из них приведено в приложении В. Наиболее корректный, с точки зрения автора, вариант №3 приведен ниже.

2.3.1.6. Алгоритм определения просадочных деформаций, предложенный автором

1. Просадочная толща по рассматриваемой вертикали разбивается на элементарные слои толщиной 0,1 - 2 м в зависимости от точности исходных

данных и требуемой точности результатов с учетом инженерно-геологического строения, обводнения и напряженного состояния грунтового массива.

2. Для каждого элементарного слоя выполняется проверка – попадает ли данный элементарный слой просадочного грунта по рассматриваемой вертикали в обводненную зону. Если не попадает, то просадочные деформации данного элементарного слоя будут равны нулю.

3. В каждом обводненном элементарном слое просадочного грунта определяются напряжения $\sigma_{zg,i}$ ($\sigma_{zg,sat,i}$), $\sigma_{z,i}$ и если они превышают начальное просадочное давление $p_{sl,i}$ в этом слое, то определяются соответствующие просадочные деформации по формулам:

$$s_{sl,g,i} = \varepsilon_{sl,g,i} \cdot h_i, \quad (2.57)$$

$$s_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i, \quad (2.58)$$

$$s_{sl,p,i} = s_{sl,i} - s_{sl,g,i}. \quad (2.59)$$

4. Так как коэффициент k_{sl} учитывает горизонтальные (боковые) уплотнения просадочного грунта при сдвиговых деформациях [199, 101, 225] определим верхнюю зону просадки, в пределах которой будет учитываться данный коэффициент. То есть в качестве верхней зоны просадки рассматривается зона, в которой сдвиговые деформации оказывают существенное влияние на полное значение просадки. Верхняя зона просадки $h_{sl,p}$ измеряется начиная от подошвы фундамента и до нижней границы верхней зоны, которая соответствует глубине, где $\sigma_z = p_{sl}$ либо глубине, где σ_z минимально, если $\sigma_{z,min} > p_{sl}$, но принимается не более $0,25 \cdot b$ и не более величины определяемой по формуле

$$h_{sl,p} \leq b \cdot \frac{12-b}{10} \cdot \frac{(p_{cp} - p_{sl})}{p_0}, \quad (2.60)$$

где b – ширина подошвы фундамента, при $b > 12$ м принимается равной 12 м;

p_{cp} – среднее давление по подошве фундамента;

p_{sl} – начальное просадочное давление в уровне подошвы фундамента;

p_0 – давление равное 100 кПа.

5. При размерах просадочной толщи превышающих верхнюю зону просадки просадка от внешней нагрузки может наблюдаться и за пределами верхней зоны просадки, в том числе и в нижней зоне просадки, однако сдвиговые деформации будут возникать только в верхней зоне просадки, в которой напряжения от внешней нагрузки существенно превышают напряжения от собственного веса. В связи с этим выделим просадочные деформации от внешней нагрузки, возникающие только в верхней зоне просадки $s'_{sl,p}$

$$s'_{sl,p} = \sum_{i=1}^m s_{sl,p,i}, \quad (2.61)$$

где m – количество элементарных слоев в пределах верхней зоны просадки.

6. Немного модифицировав формулу (2.56) определим

$$k_{sl} = 0,2 \cdot s'_{sl,p} / s_0, \quad (2.62)$$

где $s'_{sl,p}$ – просадка фундамента от внешней нагрузки при $k_{sl}=1$ в пределах только верхней зоны просадки;

s_0 – осадка, принимаемая равной 1 см.

7. Расчетные значения просадки от внешней нагрузки и от собственного веса грунта определяются по следующим формулам:

$$s_{sl,p} = \sum_{i=1}^n s_{sl,p,i} + s'_{sl,p} \cdot k_{sl}, \quad (2.63)$$

$$s_{sl,g} = k_{sl,g} \cdot \sum_{i=1}^n s_{sl,g,i}, \quad (2.64)$$

где $k_{sl,g}$ – коэффициент, определяемый, так же как и для формулы (2.45).

8. Расчетное значение полной просадки

$$s_{sl} = s_{sl,p} + s_{sl,g}. \quad (2.65)$$

2.3.2. Деформации слоев грунта, не обладающих особыми свойствами, при водонасыщении грунтового массива

Данные деформации целесообразно учитывать в случаях, когда повышение влажности грунта существенно снижает его модуль деформации, но при этом грунт не обладает особыми свойствами, т.е. не является просадочным,

набухающим, засоленным и т.п. Определяются с учетом возможного повышения напряжений от собственного веса вышележащих грунтов и снижения модуля деформации расчетных слоев грунта при увеличении их влажности.

Дополнительная осадка при замачивании слоев грунта, не обладающих особыми свойствами, в пределах сжимаемой толщи основания s_d определяется:

- при водонасыщении грунтового массива сверху вниз по формуле

$$s_d = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} + \sigma_{zg,sat,i} - \sigma_{zg,i}) \cdot h_i}{E_{d,i}}, \quad (2.66)$$

где n – количество водонасыщенных элементарных слоев грунта, не обладающих особыми свойствами, в пределах сжимаемой толщи;

$\sigma_{zg,sat,i}$ – вертикальное напряжение в i -том слое грунта от собственного веса вышележащих грунтов, находящихся в водонасыщенном состоянии;
 $E_{d,i}$ – модуль дополнительной деформации i -го слоя грунта, учитывающий снижение модуля общей деформации при водонасыщении.

$$E_{d,i} = \frac{E_i \cdot E_{w,i}}{E_i - E_{w,i}}, \quad (2.67)$$

где E_i и $E_{w,i}$ – модули деформации i -го слоя грунта соответственно в состоянии природной влажности и в водонасыщенном состоянии.

- при водонасыщении грунтового массива снизу вверх (при поднятии УПВ)

$$s_d = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{d,i}}. \quad (2.68)$$

Допускается не учитывать дополнительные деформации грунтов, для которых $E_d \geq 100$ МПа.

2.3.3. Деформации набухания и усадки грунта

Набухающие грунты характеризуются:

- давлением набухания p_{sw} , при котором деформации набухания образца грунта, замачиваемого и обжимаемого без возможности бокового расширения, равны нулю (рис. 2.25а);

— влажностью набухания w_{sw} , при которой достигается максимальное набухание образца грунта, обжимаемого заданным давлением без возможности бокового расширения (рис. 2.25б);

ε_{sw} — относительным набуханием при заданном давлении;

ε_{sh} — относительной усадкой при высыхании.

Грунты относятся к набухающим при относительном набухании без нагрузки $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

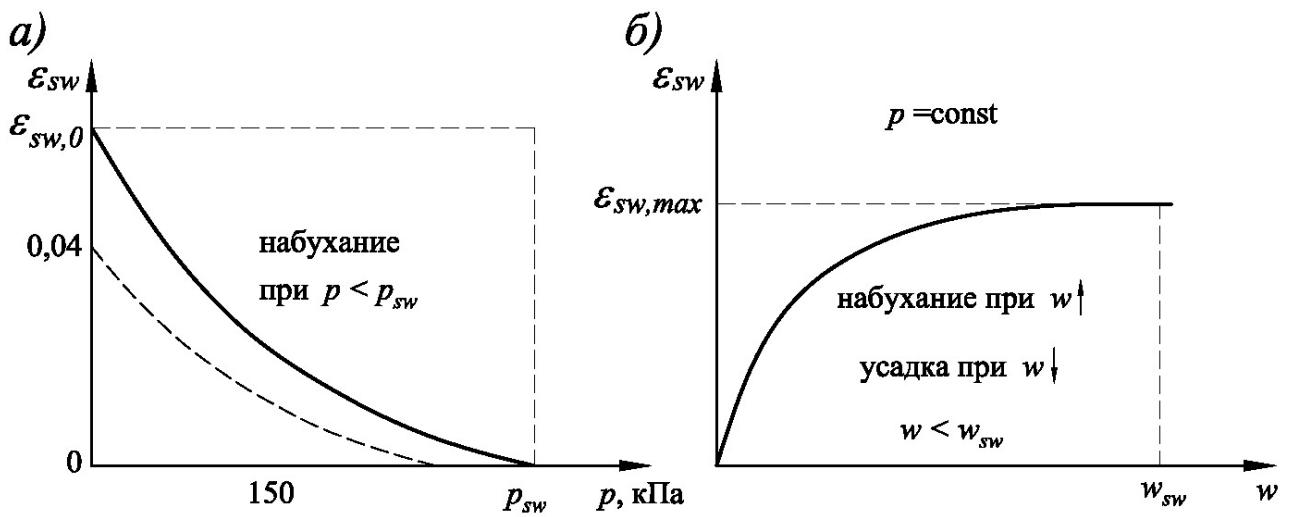


Рис. 2.25 Графики для определения: а - давления набухания; б - влажности набухания

Подъем основания при набухании грунта h_{sw} определяется по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} \cdot h_i \cdot k_{sw,i} \cdot k_{t,i}, \quad (2.69)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ — относительное набухание грунта i -го элементарного слоя;

h_i — толщина i -го элементарного слоя набухающего грунта;

$k_{sw,i}$ — коэффициент, учитывающий напряженное состояние i -го слоя;

$k_{t,i}$ — коэффициент, учитывающий влияние температуры i -го слоя;

n — число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

На основании экспериментальных данных, приведенных в работе [256], коэффициент, учитывающий влияние температуры при замачивании определяется по формуле:

$$k_t = 0,84 + 0,008 \cdot t, \quad (2.70)$$

где t – температура в град Цельсия.

Относительное набухание грунта ε_{sw} при инфильтрации влаги в грунт определяется по результатам испытания грунта без возможности бокового расширения при различных значениях уплотняющего давления.

Относительное набухание существенно зависит от давления, действующего на грунт. При этом наибольшее снижение относительного набухания происходит при возрастании давления от 0 до 150 кПа (рис. 2.25а). Дальнейшее увеличение давления также снижает относительное набухание, но менее интенсивно.

Зависимость относительного набухания от давления при $p \leq p_{sw}$ можно описать следующей формулой [256]

$$\varepsilon_{sw,p} = \varepsilon_{sw,0} \cdot (1 - p / p_{sw})^m, \quad (2.71)$$

где $\varepsilon_{sw,0}$ – относительное свободное набухание при $p = 0$;

m – параметр, характеризующий нелинейную деформируемость грунта при набухании, зависит от вида грунта и может быть определен по результатам испытаний грунта. При недостаточном количестве данных может быть принят равным 2.

В соответствии с [101] допускается аппроксимировать зависимость $\varepsilon_{sw,p} = f(p)$ линейной функцией (формула 2.71 при $m = 1$).

Коэффициент k_{sw} , который входит в формулу (2.69), в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине можно принимать по формуле:

$$k_{sw,i} = 0,8 - 0,04 \cdot (\sigma_{z,tot,i} - \sigma_0) / \sigma_0 = 0,84 - 0,0008 \cdot \sigma_{z,tot,i}, \quad (2.72)$$

где σ_0 – напряжение, принимаемое равным 50 кПа.

Суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot,i}$ на глубине z_i от подошвы фундамента (рис. 2.26) определяется по формуле

$$\sigma_{z,tot,i} = \sigma_{zp,i} + \sigma_{zg,i} + \sigma_{zad,i}, \quad (2.73)$$

где $\sigma_{z,ad,i}$ – дополнительное вертикальное напряжение (при замачивании сверху), вызванное влиянием собственного веса неувлажненной части массива грунта за пределами обводненной зоны выше рассматриваемой глубины z_i .

Нижняя граница зоны набухания H_{sw} при инфильтрации влаги принимается на глубине, где суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания p_{sw} (рис. 2.26).

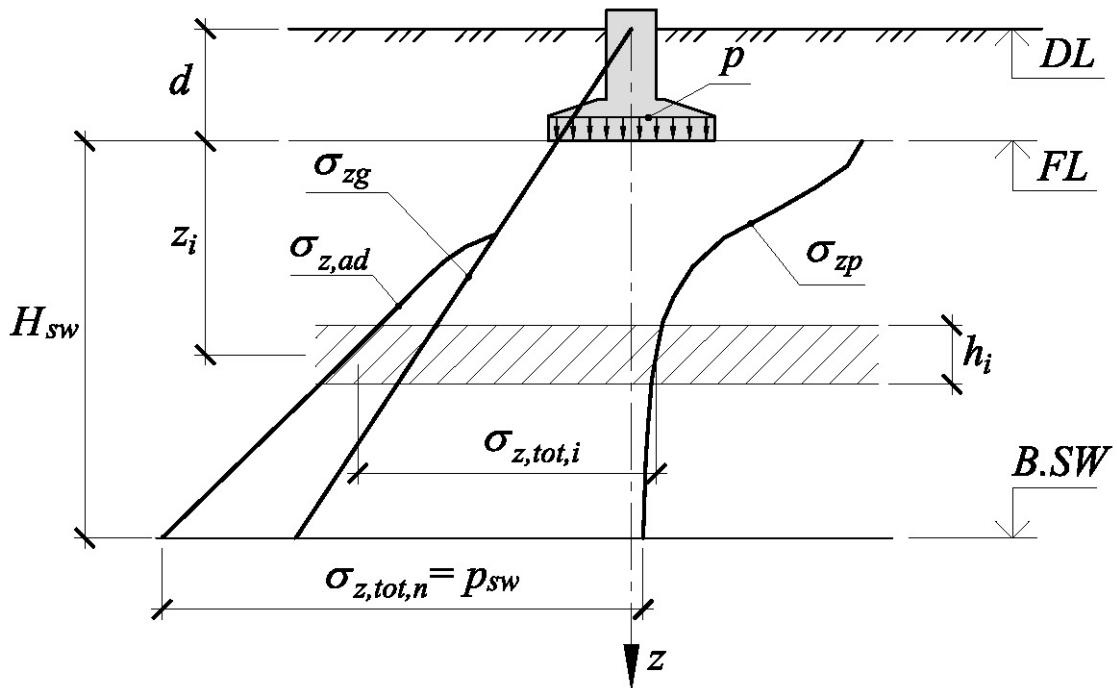


Рис. 2.26 Схема к расчету подъема основания от набухания грунта

Дополнительное вертикальное напряжение, учитывающее вес неувлажненной части массива грунта за пределами обводненной зоны, принято определять по формуле:

$$\sigma_{z,ad,i} = k_{g,i} \cdot \gamma \cdot (d + z_i), \quad (2.74)$$

где $k_{g,i}$ – коэффициент, зависящий от соотношений геометрических параметров

замачиваемой площади L_w/B_w и относительной глубины слоя $(d+z_i)/B_w$;

L_w и B_w – соответственно больший и меньший размер замачиваемой площади.

Коэффициент $k_{g,i}$ для вертикали, проходящей через центр замачиваемой площади, протабулирован в нормах на проектирование оснований на набухающих грунтах. Для удобства выполнения расчетов с помощью ПК автором предложена аппроксимирующая формула:

– при $(d+z_i)/B_w > 0,5$

$$k_{g,i} = \left(0,5 - 0,05 \cdot \frac{L_w}{B_w}\right) \cdot \left(\ln\left(\frac{d+z_i}{B_w}\right) + 1\right); \quad (2.75)$$

– при $(d+z_i)/B_w \leq 0,5 \rightarrow k_{g,i} = 0$.

Результаты определения коэффициента k_g по [246] и формуле (2.75) представлены на рис. 2.27.

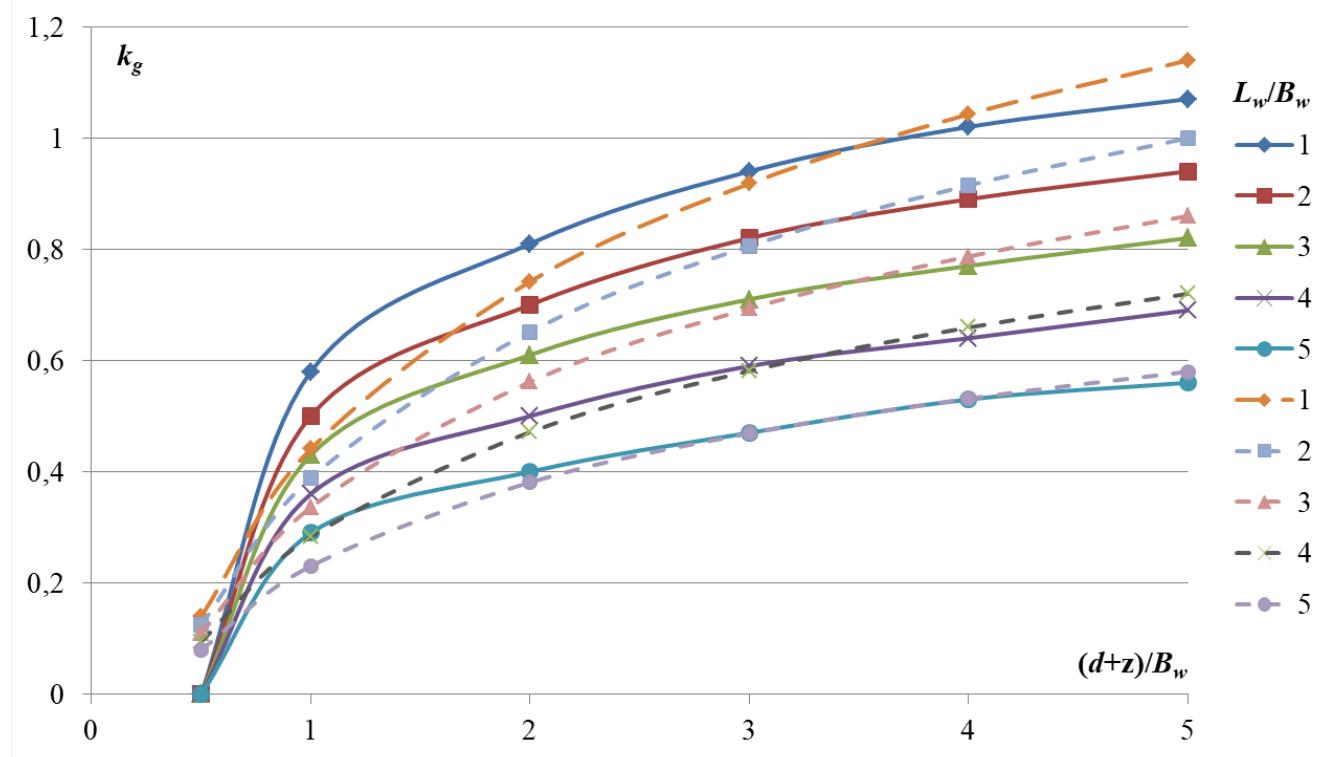


Рис. 2.27 Зависимость коэффициента k_g от относительной глубины слоя $(d+z)/B_w$ при различных соотношениях L_w/B_w : сплошные линии по Сорочану Е.А.; пунктир по предложению автора

Формула (2.75) дает хорошую сходимость с табличными значениями в диапазоне, охваченном таблицей, но при значительных отклонениях от данного диапазона возникают существенные погрешности.

При определении дополнительных вертикальных напряжений в обводненной зоне, учитывающих влияние неувлажненной части грунтового массива за пределами обводненной зоны, в соответствии с [246] принято упрощающее допущение об их равномерном распределении по плоскости возможного подъема (рис. 2.28б). Однако форма бугра свободного набухания (рис. 2.28а) в

соответствии с многочисленными экспериментальными исследованиями [246, 250, 101, 256] показывает, что распределение дополнительных давлений неравномерно. В связи с этим автором сделано допущение о распределении дополнительных давлений в виде линейных треугольных эпюр, площадь которых равна массе соответствующей влияющей неуважненной части грунтового массива. При наложении эпюр друг на друга они суммируются (рис. 2.28в), в том числе и во взаимно перпендикулярных плоскостях. Такая форма распределения дополнительных давлений с точки зрения автора позволит более корректно определять поле напряжений и соответственно подъем поверхности по вертикалям, проходящим через точки, отличные от центра замачиваемой площади.

Так как при смещении относительно центра замачивания влияние неуважненных участков массива грунта меняется (рис. 2.28в) коэффициент $k_{g,i}$ в произвольной точке грунтового массива предлагается определять следующим образом.

Для прямоугольной площади замачивания в произвольной точке грунтового массива с координатами (x, y, z_i) :

$$k_{g,i}(x, y) = k_{g,i}(x) + k_{g,i}(y), \quad (2.76)$$

где $k_{g,i}(x)$ и $k_{g,i}(y)$ – коэффициенты, учитывающие влияние неуважненных частей грунтового массива, расположенных по обе стороны площади замачивания вдоль короткой и длинной стороны соответственно;

x и y – расстояние от центра замачивания до рассматриваемой точки вдоль короткой и длинной стороны площади замачивания соответственно;

z_i – глубина рассматриваемой точки от поверхности грунтового массива.

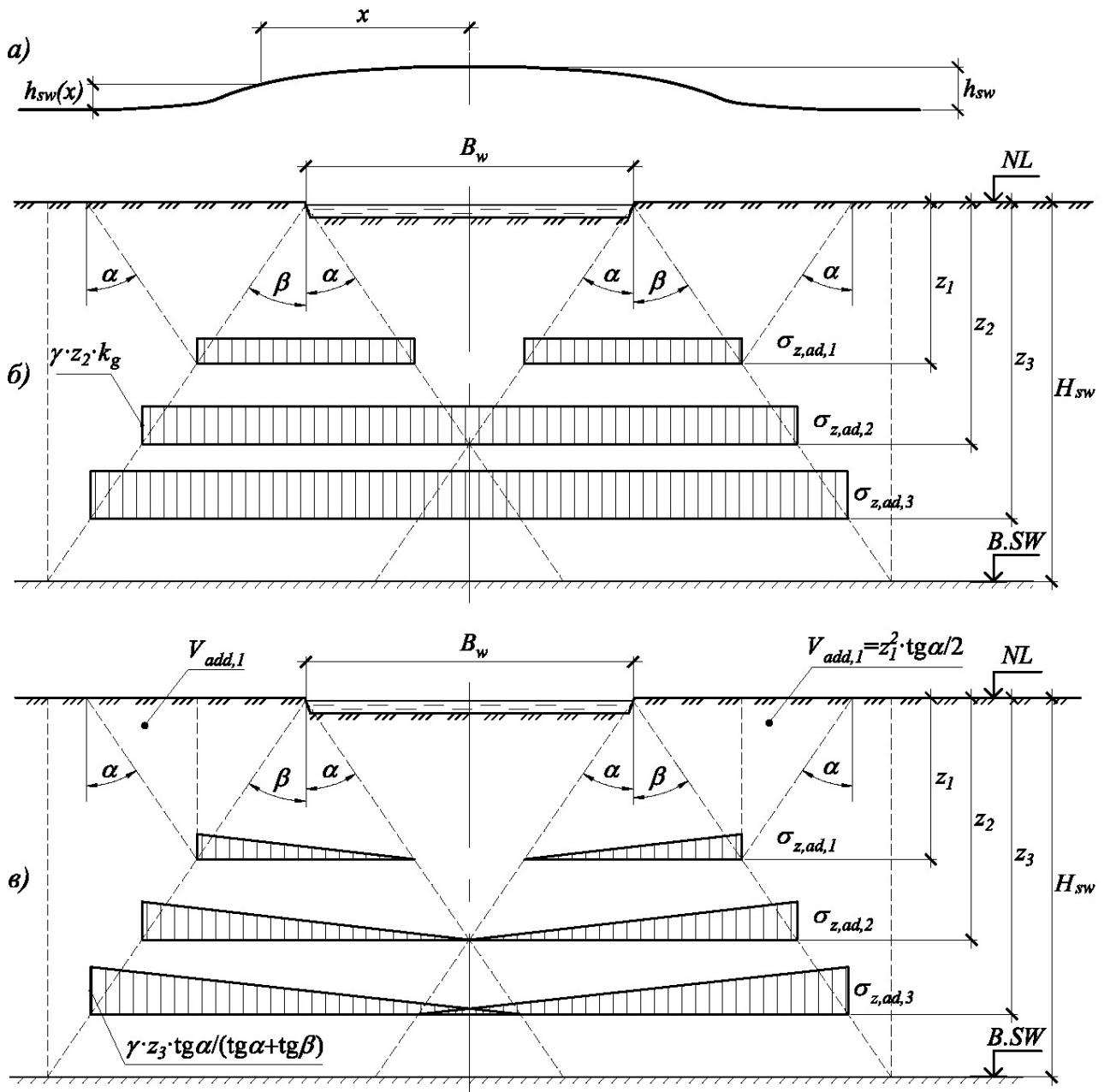


Рис. 2.28 Схема к определению: а – подъема поверхности основания; б – дополнительного давления по [246]; в – тоже по предложению автора работы; β – угол растекания воды; α – угол распределения вертикальных напряжений

Обе составляющие в формуле (2.76) определяются в зависимости от того, в зону влияния каких неувлажненных частей грунтового массива попадает рассматриваемая точка:

- $|x| \geq 0.5 \cdot B_w + z_i \cdot \operatorname{tg}\beta$ рассматриваемая точка находится на границе увлажненного грунтового массива или за его пределами, соответственно $k_{g,i}(x)=0,5$;

- при $0.5 \cdot B_w > z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha$ и $|x| \leq 0.5 \cdot B_w - z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha$ рассматриваемая точка находится вне зоны влияния неувлажненных частей грунтового массива, расположенных по оси x по обе стороны от замоченной площади, соответственно $k_{g,i}(x) = 0$;
- при $0.5 \cdot B_w > z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha$ и $0.5 \cdot B_w - z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha < |x| \leq 0.5 \cdot B_w + z_i \cdot \operatorname{tg}\beta$ рассматриваемая точка попадает в зону влияния только ближайшей неувлажненной части грунтового массива, соответственно

$$k_{g,i}(x) = \frac{z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha - 0.5 \cdot B_w + |x|}{2 \cdot z_i \cdot (\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\alpha)}; \quad (2.77)$$

- при $0.5 \cdot B_w \leq z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha$ и $|x| \geq z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha - 0.5 \cdot B_w$ рассматриваемая точка также попадает в зону влияния только ближайшей неувлажненной части грунтового массива, соответственно $k_{g,i}(x)$ определяется по формуле (2.77);
- при $0.5 \cdot B_w \leq z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha$ и $|x| < z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha - 0.5 \cdot B_w$ рассматриваемая точка попадает в зону влияния неувлажненных частей грунтового массива по обе стороны от увлажненной зоны, соответственно

$$k_{g,i}(x) = \frac{(z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha - 0.5 \cdot B_w + x) + (z_i \cdot \operatorname{tg}\alpha - 0.5 \cdot B_w - x)}{2 \cdot z_i \cdot (\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\alpha)}. \quad (2.78)$$

В формулах (2.77-2.78) не учтено влияние неувлажненных частей грунтового массива, расположенных по углам обводненной зоны.

Коэффициент $k_{g,i}(y)$ определяется аналогично, по формулам (2.77-2.78) с заменой в них соответственно x на y и B_w на L_w .

Для круглой площади замачивания аналогичным образом можно определить коэффициент $k_{g,i}(r)$, где r – расстояние от центра замачивания до рассматриваемой точки в радиальном направлении.

Полученные формулы (2.76-2.78) проверены на сходимость с зависимостями, протабулированными в нормативных документах для вертикали, проходящей через центр замачивания, при различных значениях углов α и β . Наилучшая сходимость по основным контрольным точкам была достигнута при значениях $\alpha=45^\circ$ и $\beta=35^\circ$ (рис. 2.29). Для указанных значений углов формулы (2.77-2.78) приобретут следующий вид

$$k_{g,i}(x) = \frac{z_i - 0.5 \cdot B_w + |x|}{3.4 \cdot z_i}; \quad (2.79)$$

$$k_{g,i}(x) = \frac{(z_i - 0.5 \cdot B_w + x) + (z_i - 0.5 \cdot B_w - x)}{3.4 \cdot z_i} = \frac{2 \cdot (z_i - 0.5 \cdot B_w)}{3.4 \cdot z_i}. \quad (2.80)$$

Анализ полученных зависимостей показал, что они более корректно учитывают влияние неувлажненных частей грунтового массива, расположенных в направлении длинной стороны площади замачивания, по сравнению с протабулированными зависимостями. Это также подтверждается наличием исправлений отдельных табличных значений, приведенных в [246], в более поздних источниках [187, 3], что свидетельствует о попытках откорректировать влияние более удаленных неувлажненных участков грунтового массива.

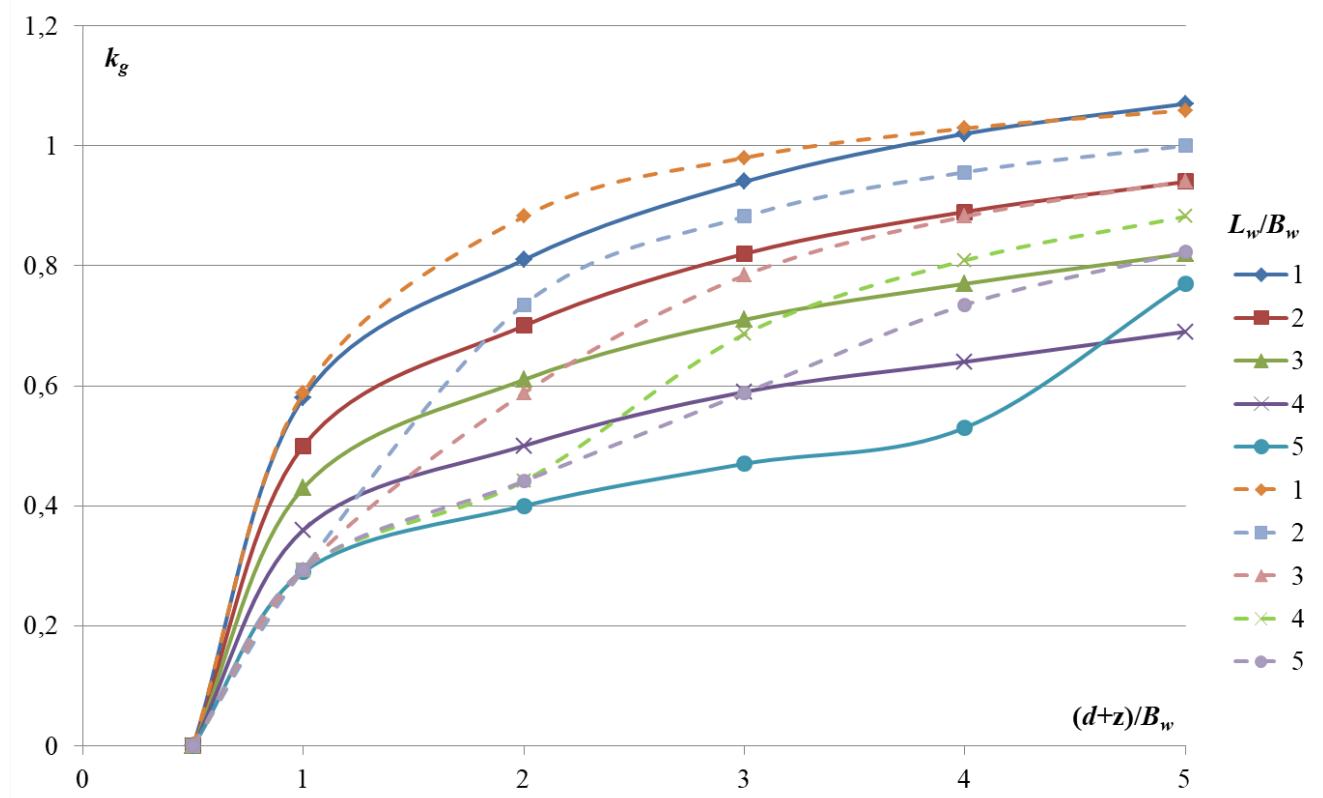


Рис. 2.29 Зависимость коэффициента k_g по оси, расположенной в центре замачивания, от относительной глубины слоя $(d+z)/B_w$ при различных соотношениях L_w / B_w : сплошные линии по Сорочану Е.А.; пунктир по предложению автора

При определении деформаций, вызванных набуханием грунта, методом послойного суммирования по вертикалям, проходящим на определенном расстоянии от центра замачивания, в каждом элементарном слое выполняется проверка - попадает ли данный элементарный слой в обводненную зону и соответственно возникают ли там деформации набухания. Это, при наличии достаточных исходных данных, позволяет учесть не только трапециевидную форму обводненной зоны, но и другие ее возможные формы.

Определение зоны набухания в основании фундамента показано на рис. 2.30.

Усадка основания в результате высыхания ранее набухшего грунта s_{sh} определяется по формуле:

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} \cdot h_i \cdot k_{sh}, \quad (2.81)$$

где ε_{sh} – относительная линейная усадка i -го слоя грунта;

k_{sh} – коэффициент, принимаемый равным 1,3;

n – количество слоев, на которые разбивается зона усадки грунта.

Относительная линейная усадка грунта при его высыхании определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (2.82)$$

где h_n – высота образца грунта возможной наибольшей влажности при обжатии его суммарным вертикальным напряжением без возможности бокового расширения;

h_d – высота образца грунта в тех же условиях после уменьшения влажности в результате высыхания.

Допускается определять ε_{sh} без нагрузки. В этом случае коэффициент k_{sh} в формуле 2.81 принимается равным 1,2 [187].

Нижняя граница зоны усадки H_{sh} определяется экспериментальным путем, а при отсутствии экспериментальных данных принимается равной 5 м.

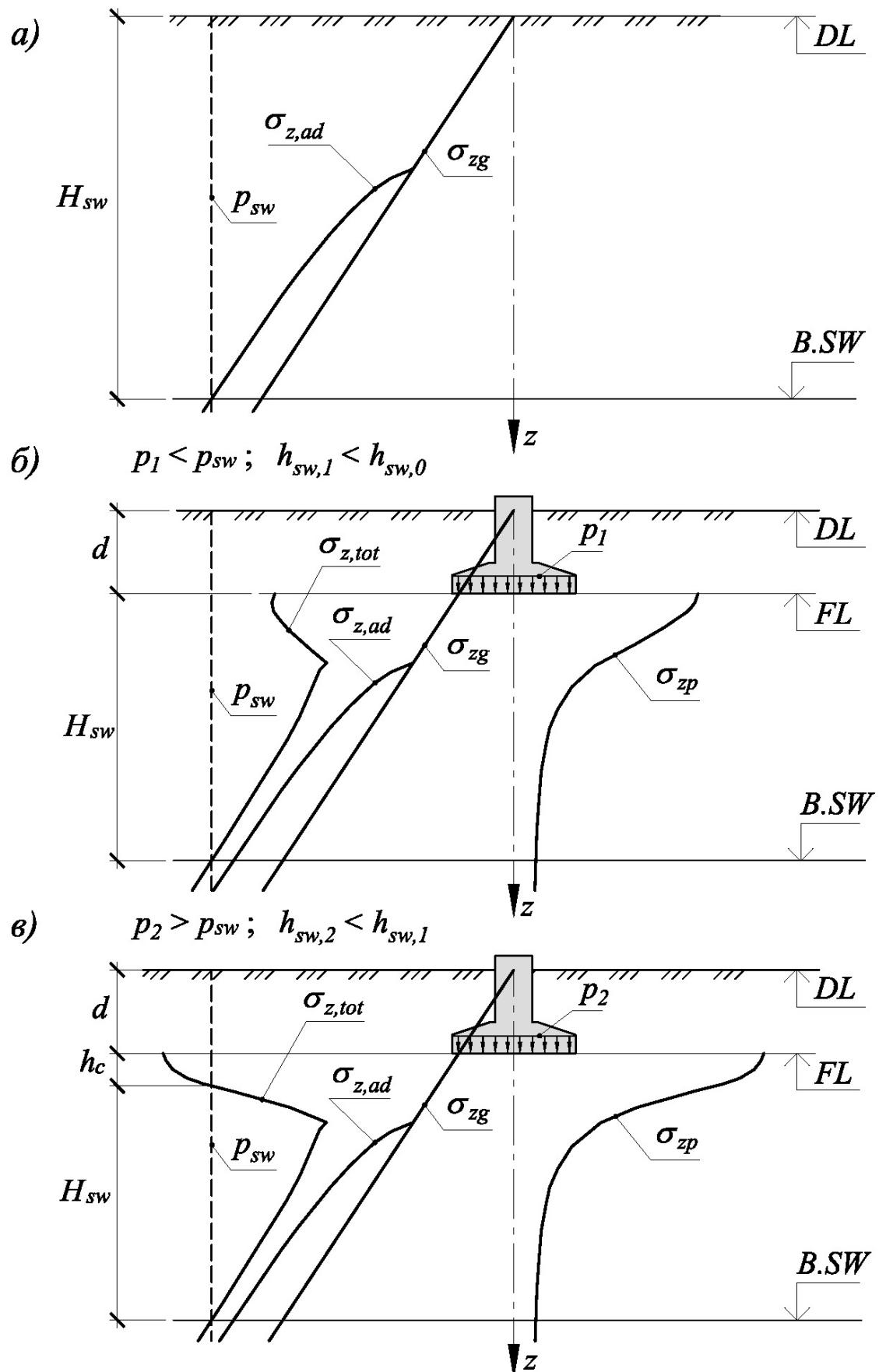


Рис. 2.30 Расчетные схемы к определению зоны набухания: а – без внешней нагрузки; б – при давлении $p_1 < p_{sw}$; в – при давлении $p_2 > p_{sw}$

2.3.4. Деформации насыпных грунтов

Неравномерные деформации основания, сложенного насыпными грунтами, могут быть обусловлены переменной толщиной насыпного слоя, неоднородным составом и соответственно неравномерной сжимаемостью в плане и по глубине в результате проявления дополнительных осадок:

- от самоуплотнения насыпных (неслежавшихся) грунтов;
- от разложения органических включений при их относительном содержании по массе $0,03 \leq I_{om} \leq 0,10$ (доли единицы);
- доуплотнения подстилающих грунтов от веса насыпи, если их уплотнение не завершилось на момент начала строительства.

Самоуплотнение неслежавшихся насыпных грунтов в пределах насыпного слоя происходит от напряжений от их собственного веса. При этом необходимо учитывать степень завершения деформаций от собственного веса насыпного грунта на момент начала строительства.

Осадка от самоуплотнения насыпного грунта может быть определена методом послойного суммирования в пределах насыпного слоя ниже подошвы фундамента по формуле:

$$s_{ss} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{k_{ss,i} \cdot \sigma_{zg,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.83)$$

где k_{ss} – коэффициент, учитывающий степень завершения деформаций от собственного веса насыпного грунта, зависящий от вида грунта и давности его отсыпки (для слежавшихся насыпных грунтов $k_{ss} = 0$);
 n – количество однородных элементарных слоев насыпного грунта ниже подошвы фундамента.

Осадка подстилающих грунтов от веса насыпи на их кровле определяется в пределах сжимаемой толщи с учетом их консолидации на момент строительства (рис. 2.31) по формуле:

$$s_{ad} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{k_{ss,i} \cdot \sigma_{zg}^{Hss} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.84)$$

где σ_{zg}^{Hss} – вертикальное напряжение от веса насыпного грунта на кровле подстилающего слоя;

k_{ss} – тоже, что и в формуле 2.83, но при различных видах подстилающего и насыпного грунта может иметь другое значение;

n – количество однородных элементарных слоев подстилающего грунта в пределах сжимаемой толщи.

Для относительно однородного подстилающего слоя в пределах сжимаемой толщи формула может принять следующий вид

$$s_{ad} = \beta \cdot \frac{k_{ss} \cdot \sigma_{zg}^{Hss} \cdot (H_c - H_{ss} + d)}{E}. \quad (2.85)$$

Возможен также учет данных дополнительных осадок непосредственно при вычислении осадки фундамента по расчетной вертикали. В этом случае в формуле (2.18) к дополнительным вертикальным напряжениям σ_{zp} прибавляются (рис. 2.31):

- для элементарных слоев, расположенных в насыпном грунте, $k_{ss} \cdot \sigma_{zg}$;
- для элементарных слоев, расположенных в подстилающих грунтах, $k_{ss} \cdot \sigma_{zg}^{Hss}$.

Дополнительная осадка насыпных грунтов от разложения органических веществ, при неполном водонасыщении грунтов, определяется исходя из предположения, что разложившаяся часть объема, занимаемого органическими включениями, замещается минеральными частицами [273]:

$$s_{om} = k_{om} \cdot I_{om} \cdot \rho_d \cdot h / \rho_s, \quad (2.86)$$

где k_{om} – коэффициент, учитывающий возможность разложения органики;

I_{om} – относительное содержание по массе органических веществ;

ρ_d, ρ_s – соответственно плотность сухого грунта и частиц грунта;

h – толщина насыпного слоя, содержащего органические включения, ниже подошвы фундамента.

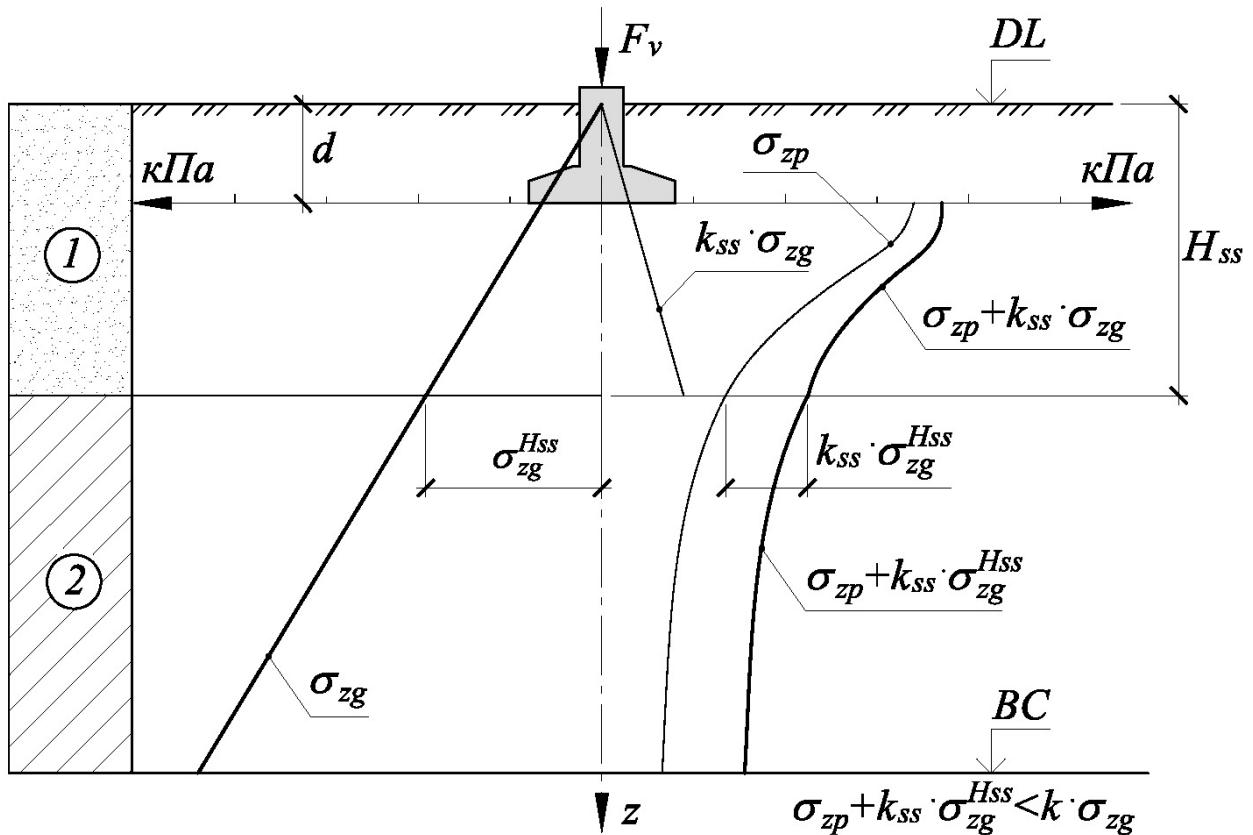


Рис. 2.31 Эпюры напряжений в грунтовом массиве для определения осадки от самоуплотнения насыпного грунта и осадки подстилающего слоя от веса насыпного слоя: 1 – насыпной грунт; 2 – подстилающий слой

2.3.5. Деформации водонасыщенных биогенных грунтов

Конечную осадку водонасыщенных биогенных грунтов можно представить как сумму осадок, вызванных уплотнением под действием внешней нагрузки и разложением (минерализацией) органических включений. Обе составляющие, как правило, сильно растянуты во времени. Развитие во времени первой составляющей зависит от скорости фильтрационной консолидации, а второй от скорости разложения органических включений в зоне аэрации.

Если за период эксплуатации сооружения уровень грунтовых вод не будет понижаться, то составляющую осадки за счет разложения органических включений можно не учитывать.

Конечная осадка, вызванная уплотнением биогенных грунтов под действием внешней нагрузки, определяется по формуле (2.18). При этом нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине, где дополнительные напряжения составляют 3 кПа.

Конечную осадку слоя биогенного грунта или ила от действия сплошной нагрузки, распределенной по площади с размерами в плане более $5 \cdot h$, например от намытого или отсыпанного слоя песка, можно определить по формуле:

$$s = \frac{3 \cdot p \cdot h}{3 \cdot E + 4 \cdot p}, \quad (2.87)$$

где p – давление от песчаной насыпи на поверхность грунта или ила;

E – модуль деформации биогенного грунта при полном водонасыщении;

h – толщина слоя биогенного грунта или ила, м.

Величина осадки биогенного грунта или ила в любой момент времени t определяется по формуле:

$$s(t) = Q_v \cdot s, \quad (2.88)$$

где Q_v – степень консолидации основания, являющаяся функцией времени.

2.3.6. Деформации намывных грунтов

Конечную осадку основания, сложенного намывными грунтами, можно представить как сумму осадок, вызванных:

- уплотнением под действием внешней нагрузки;
- самоуплотнением толщи намывных грунтов;
- незавершившейся консолидацией подстилающих слоев грунта, загруженных намывными грунтами.

2.3.7. Деформации элювиальных грунтов

Осадки неравномерно сжимаемого основания, сложенного элювиальными грунтами, вычисляются для расчетных сечений в плане здания по деформационным характеристикам грунтов, величины которых приводятся в материалах инженерно-геологических изысканий.

2.3.8. Деформации засоленных грунтов

Грунты с высоким содержанием легкорастворимых и среднерастворимых солей могут привести к дополнительным неравномерным суффозионным осадкам, вызванным: неравномерностью замачивания и нагружения основания, схемой фильтрационного потока в пределах здания, неоднородностью распределения

солей в грунте в плане и по глубине. Кроме того, снижение прочностных характеристик грунта при выщелачивании солей может усугубить неравномерность нелинейных осадок, вызванных деформациями сдвига.

Суффозионная осадка s_{sf} основания, сложенного засоленными грунтами, определяется по формуле:

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i, \quad (2.89)$$

где $\varepsilon_{sf,i}$ – относительное суффозионное сжатие грунта i -го элементарного слоя при давлении равном суммарному вертикальному напряжению σ_z на рассматриваемой глубине;

h_i – толщина i -го элементарного слоя засоленного грунта;

n – число элементарных слоев, на которые разбита зона суффозионной осадки грунта в пределах зоны выщелачивания.

Относительное суффозионное сжатие ε_{sf} определяется по результатам лабораторных или полевых испытаний с длительным замачиванием под нагрузкой в соответствии с действующими нормативными документами. За начальное давление суффозионного сжатия p_{sf} принимается давление, при котором $\varepsilon_{sf}=0,01$.

Максимальная глубина зоны выщелачивания $H_{sf,max}$ определяется:

- для основания, сложенного грунтами с легкорастворимыми солями и загипсованными песками, мощностью засоленных грунтов под подошвой фундамента, но не более сжимаемой толщи H_c , определяемой как для обычных грунтовых условий;

- для основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, из условия $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sf}$. При этом, так как процесс развития выщелачиваемой зоны длительный, на различные расчетные моменты времени t определяется текущий размер зоны выщелачивания $H_{sf}(t)$ с учетом направления фильтрации из условия предельного насыщения фильтрующей жидкости $C(t) \geq C_m$, где $C(t)$ – концентрация насыщения фильтрующей воды гипсом в момент времени t , m/m^3 . При вертикальной фильтрации $H_{sf}(t) \leq H_{sf,max}$ (рис. 2.32а).

При наличии условно водонепроницаемого подстилающего слоя фильтрация может происходить в горизонтальном направлении в слое засоленного грунта ограниченной толщины (рис. 2.32б).

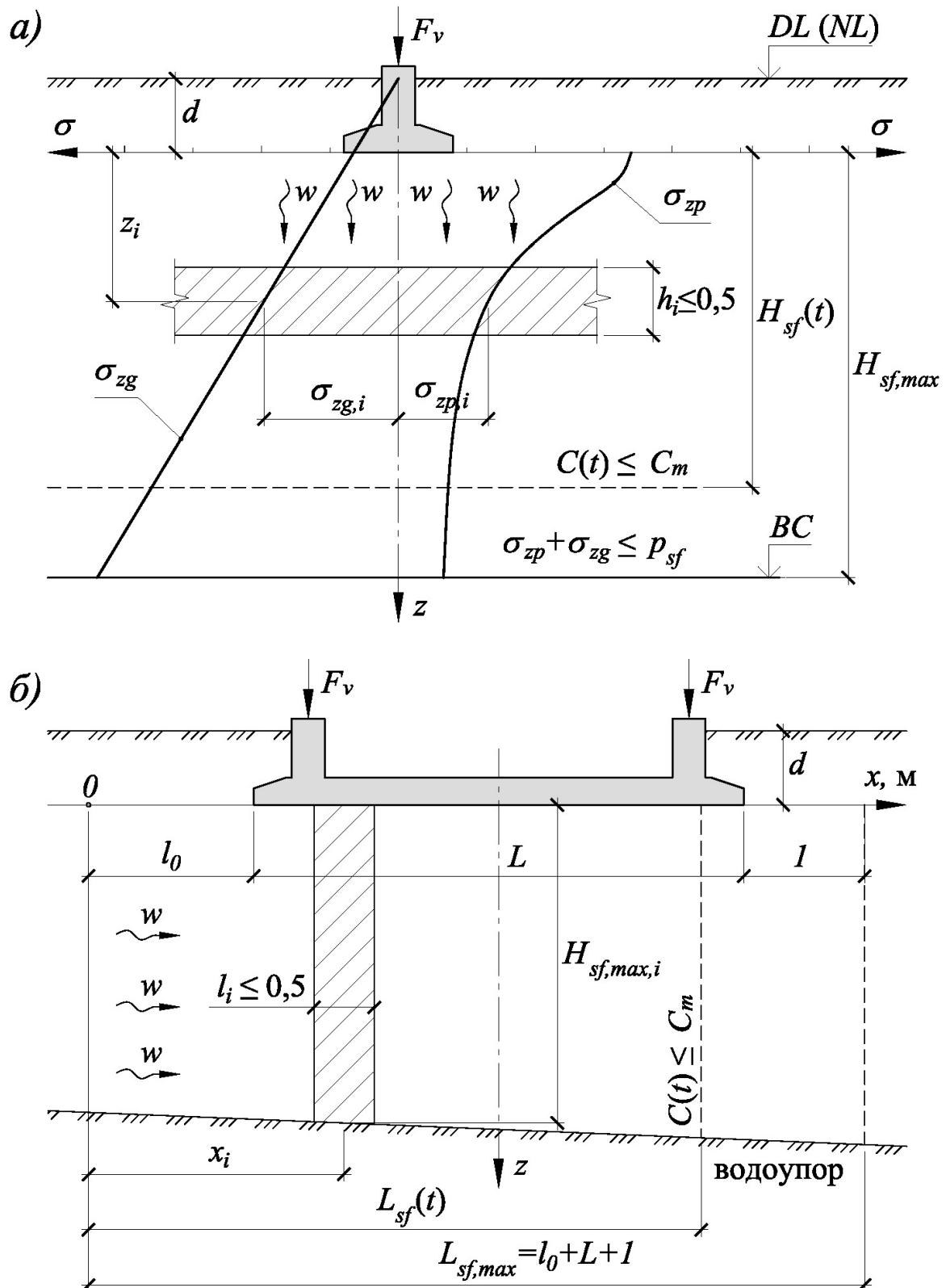


Рис. 2.32 Схемы для расчета суффозионной осадки загипсованного глинистого грунта: а – при вертикальной фильтрации; б – при горизонтальной фильтрации

Максимальная длина зоны выщелачивания определяется по формуле

$$L_{sf,\max} = l_0 + L + 1, \quad (2.90)$$

где l_0 – расстояние от начала фильтрационного потока (источника замачивания) до здания (фундамента), м;

L – размер здания (фундамента) в направлении фильтрационного потока, м.

Длина зоны выщелачивания $L_{sf}(t)$ в расчетный момент времени t определяется из условия предельного насыщения фильтрующей жидкости $C(t) \geq C_m$. При этом $L_{sf}(t) \leq L_{sf,\max}$.

Относительное суффозионное сжатие для глинистых загипсованных грунтов определяется по эмпирической формуле в зависимости от: вида грунта, плотности сухого грунта и его минеральных частиц, начального содержания гипса, давления на грунт и степени выщелачивания на расчетный момент времени.

2.3.9. Деформации земной поверхности при подработке территории

При подработке здание подвергается сложному деформационному воздействию со стороны основания, которое можно разложить на простые формы, основными из которых являются (рис. 2.33, 2.34):

- оседания h (мм);
- кривизна земной поверхности ρ (1/км) или ее радиус R (км);
- наклоны земной поверхности i (мм/м);
- горизонтальное сдвижение j (мм) или относительные горизонтальные деформации сжатия или растяжения ε (мм/м);
- уступы высотой h (см).

При диагональном расположении здания или сооружения относительно линии простирации пласта полезного ископаемого дополнительно следует учитывать воздействие от подработки в виде скручивания и скашивания.

Ожидаемые (вероятные) деформации земной поверхности рассчитываются инженерами-маркшейдерами по методикам, изложенным в действующих инструктивно-нормативных документах [309].

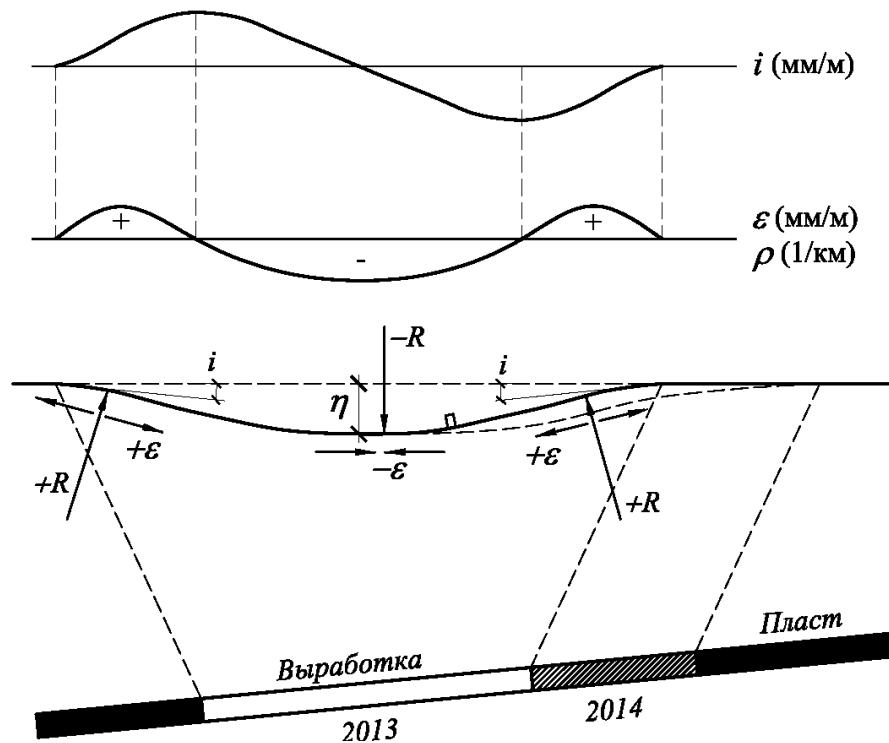


Рис. 2.33 Мульда сдвижения и эпюры деформаций земной поверхности при сдвигении пород в форме плавного прогиба (при пологом залегании пластов полезного ископаемого)

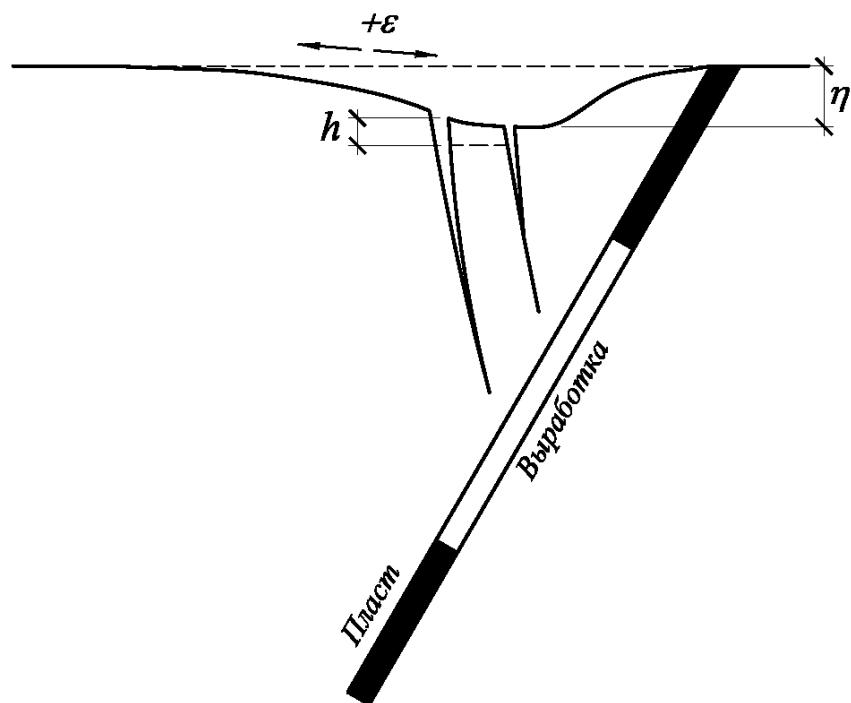


Рис. 2.34 Мульда сдвижения с образованием на поверхности трещин и уступов при разработке крутопадающих пластов полезного ископаемого

Деформации земной поверхности на подрабатываемых территориях зависят от множества факторов, среди которых наиболее существенные: глубина разработки, мощность и угол падения пласта полезного ископаемого, размеры выработанного пространства, способ управления кровлей и свойства покрывающей толщи. При этом особенностью этих деформаций является то, что они не зависят от нагрузки на основание и происходят даже при незагруженной поверхности от собственного веса сдвигающихся горных пород, расположенных над выработкой. В связи с этим деформации земной поверхности, вызванные подработкой, моделируются соответствующими вынужденными перемещениями основания, которые определяются по формулам (2.91 – 2.95).

Вертикальные перемещения любой точки основания относительно центральной оси здания, вызванные кривизной земной поверхности с радиусом R (рис. 2.35), определяются по формуле

$$y = \frac{n_\rho \cdot m_\rho \cdot x^2}{2 \cdot R}, \quad (2.91)$$

где x – расстояние от рассматриваемой точки до центральной оси здания (сооружения) или его отсека;

n_ρ и m_ρ – коэффициенты для приведения ожидаемых (вероятных) значений кривизны земной поверхности к расчетным значениям.

Разность перемещений Δy двух точек основания здания (сооружения), вызванная кривизной земной поверхности, определяется по формуле

$$\Delta y = n_\rho \cdot m_\rho \cdot \frac{x_2^2 - x_1^2}{2 \cdot R}, \quad (2.92)$$

где x_1, x_2 – расстояние от рассматриваемых точек основания до соответствующей центральной оси здания (сооружения) или его отсека.

Угол наклона в любой точке основания i_p , вызванный кривизной земной поверхности, определяется по формуле

$$i_p = \pm n_\rho \cdot m_\rho \cdot \frac{x}{R}. \quad (2.93)$$

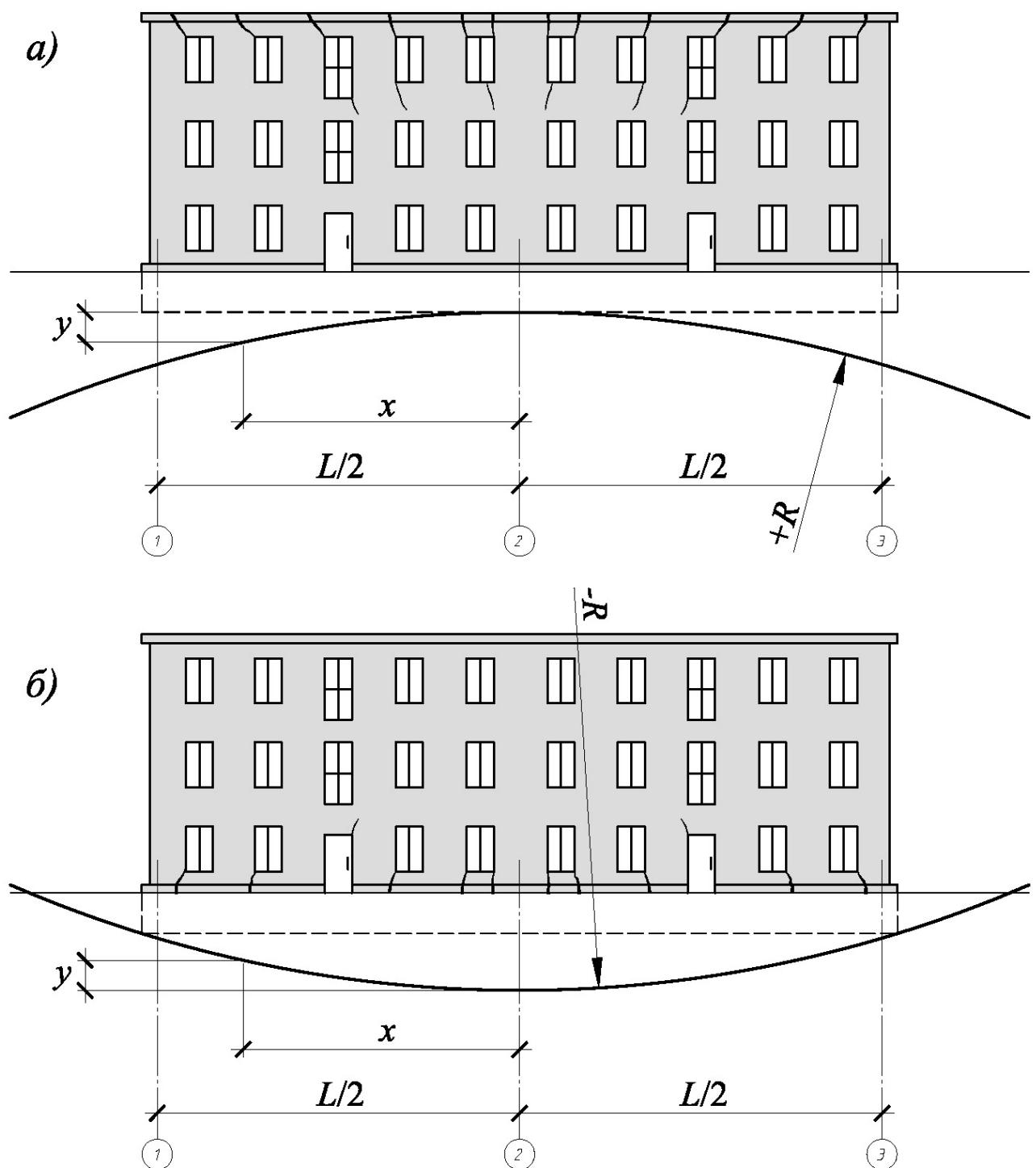


Рис. 2.35 Схемы для определения вынужденных вертикальных перемещений при подработке, вызванных кривизной земной поверхности с радиусом R :

а – в форме выпуклости ($+R$); б – в форме вогнутости ($-R$)

Горизонтальные перемещения любой точки основания Δl относительно соответствующей центральной оси здания (сооружения) или его отсека

(рис. 2.36), вызванные горизонтальными деформациями земной поверхности ε (растяжения или сжатия), определяются по формуле

$$\Delta l = \pm n_\varepsilon \cdot m_\varepsilon \cdot \varepsilon \cdot x. \quad (2.94)$$

где n_ε и m_ε – коэффициенты для приведения ожидаемых (вероятных) значений горизонтальных деформаций земной поверхности к расчетным значениям.

Разность вертикальных перемещений Δy двух точек основания здания (сооружения), вызванная наклоном i земной поверхности, определяется по формуле

$$\Delta y = n_i \cdot m_i \cdot i \cdot (x_2 - x_1), \quad (2.95)$$

где n_i и m_i – коэффициенты для приведения ожидаемых (вероятных) значений наклона земной поверхности к расчетным значениям.

При расчете зданий учитывается дополнительная горизонтальная составляющая вертикальных нагрузок, приложенных к сооружению, вызванная наклоном земной поверхности i (рис. 2.37а)

$$W_i = n_i \cdot m_i \cdot i \cdot G, \quad (2.96)$$

где G – расчетная для первой группы предельных состояний сумма постоянных и временных длительных вертикальных нагрузок на сооружение.

При образовании вертикального уступа вертикальные перемещения земной поверхности принимаются в виде смещения основания параллельно начальной горизонтальной поверхности на величину уступа h (рис. 2.37б). Расчетное направление уступа в плане здания принимается по простиранию пластов полезных ископаемых. Расчетное местоположение уступа в плане здания принимается таким, при котором возникают наибольшие усилия в несущих конструкциях или наибольший крен здания. В тех случаях, когда линии уступов могут быть протрассированы на площадке, расчетное местоположение уступа в плане принимается по его возможному расположению.

Деформации земной поверхности определяются расчетом при горно-геологическом обосновании строительства, однако, при технической диагностике

зданий, эксплуатирующихся на подрабатываемых территориях, возможно их уточнение по результатам геодезического мониторинга [308].

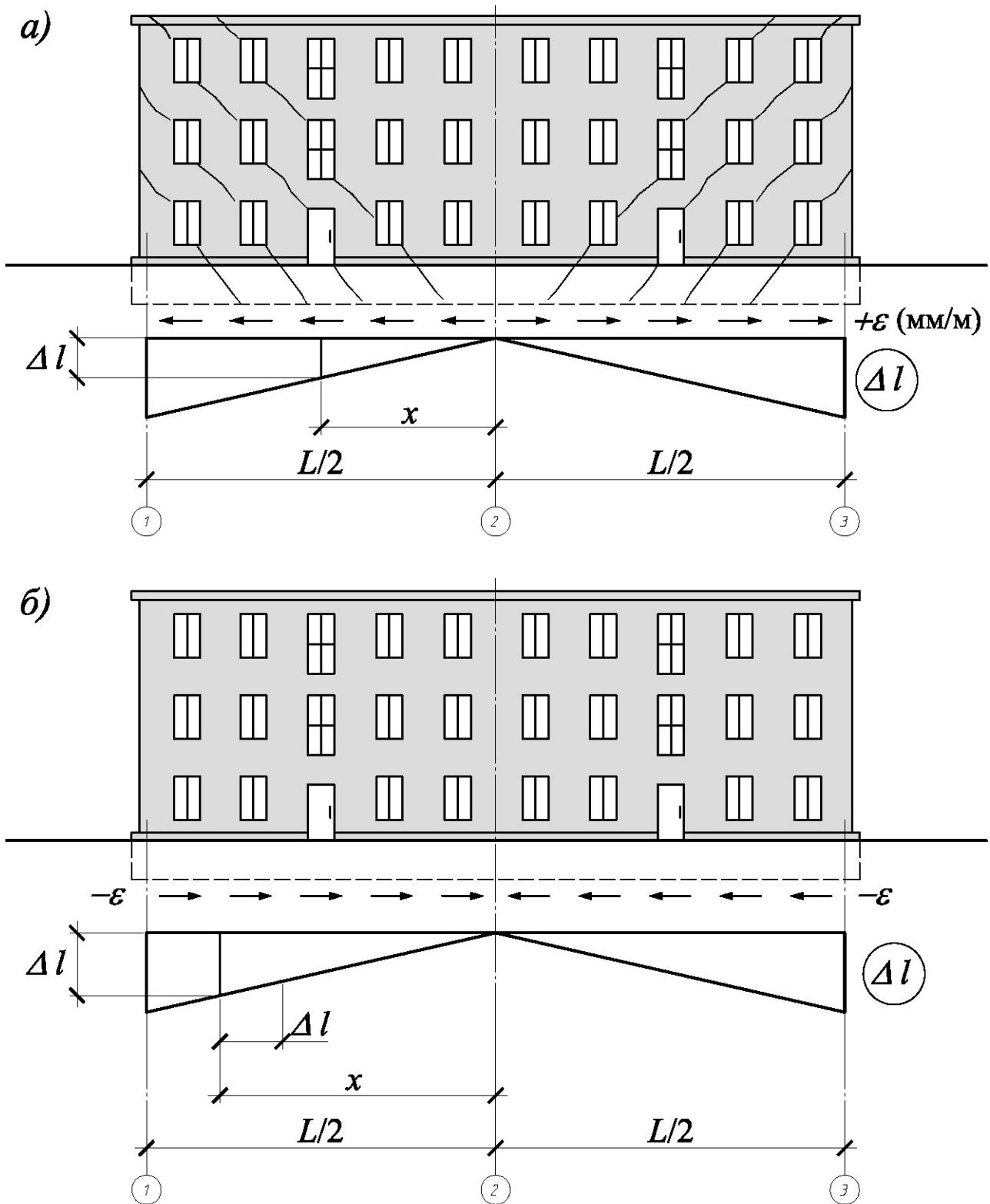


Рис. 2.36 Схемы горизонтальных перемещений при подработке, вызванных относительными горизонтальными деформациями земной поверхности ε :
а – растяжения ($+\varepsilon$); б – сжатия ($-\varepsilon$)

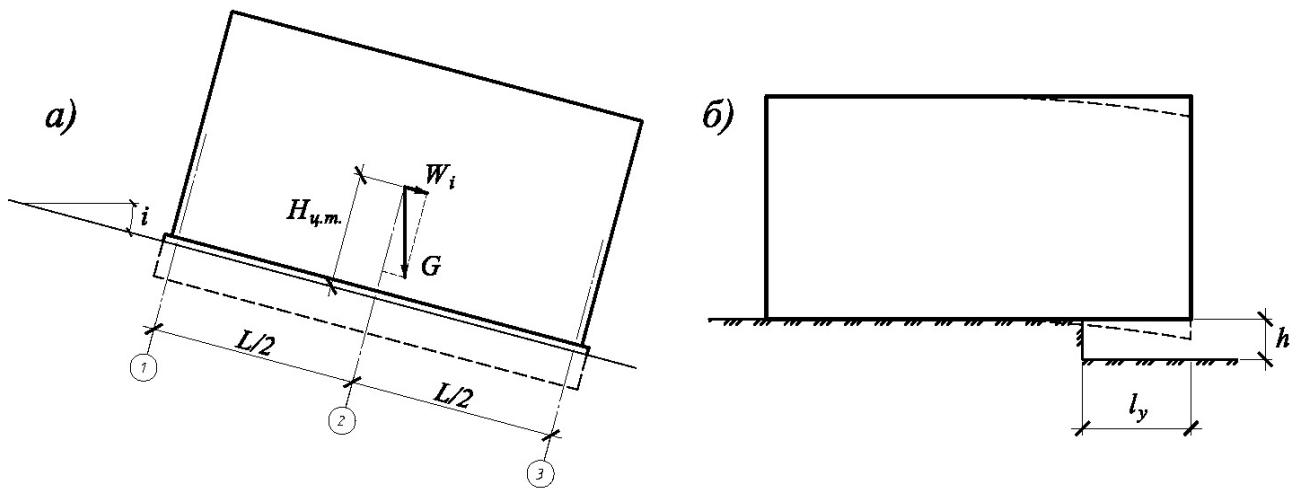
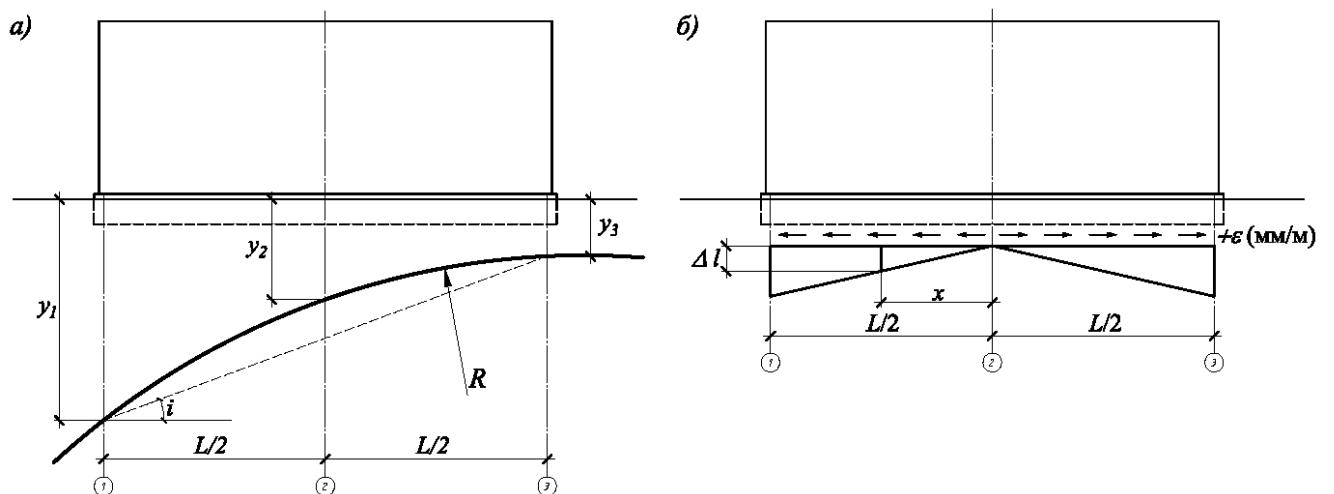


Рис. 2.37 Схемы воздействий при подработке, вызванных:

а – наклоном; б – уступом

Рис. 2.38 Перемещения земной поверхности в пределах здания или отсека:
а – вертикальные, б – горизонтальные

Расчетное значение наклона и радиуса кривизны земной поверхности в пределах здания или отсека по результатам геодезического мониторинга можно определить по формуле [426]

$$i = \frac{(y_3 - y_1)}{L}, \quad R = \frac{L^2}{8 \cdot (y_1 - y_2) + 4 \cdot i \cdot L}, \quad (2.97)$$

где y_1, y_3, y_2 – оседания земной поверхности от подработки соответственно по торцам и в центре здания или отсека (рис. 2.38а);
 L – длина здания или отсека.

Расчетные значения относительных горизонтальных деформаций сжатия или растяжения по результатам геодезического мониторинга можно определить по измерениям горизонтальных перемещений земной поверхности относительно центра здания или отсека.

2.3.10. Карстовые деформации

Карстовые деформации характеризуются следующими параметрами:

- интенсивностью проявления, т.е. среднегодовым количеством карстовых деформаций на единицу площади территории;
- для территорий с провальным карстом – средними и максимальными диаметрами провалов и их средней глубиной;
- для территорий с непровальным карстом – размерами мульды оседаний, кривизной земной поверхности и наклоном краевых участков зоны оседания.

Параметры карстовых деформаций определяются численными или аналитическими методами расчета на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий с учетом их возможных изменений в процессе эксплуатации ЗиС [327].

2.3.11. Деформации оползнеопасных склонов

Существующие аналитические методы предельного равновесия позволяют прогнозировать только устойчивость оползнеопасного склона. После потери устойчивости определить его деформации аналитическими методами не представляется возможным. В связи с этим для прогноза НДС оползнеопасных (неустойчивых) склонов, как правило, применяется МКЭ с использованием нестационарных, упругопластических моделей грунта. При этом, прочностные и деформационные характеристики грунта рекомендуется определять в приборах трехосного сжатия с независимой регулировкой всех трех напряжений.

2.3.12. Деформации основания, вызванные техногенным воздействием

Техногенные воздействия сводятся к двум основным факторам:

- неравномерные деформации основания эксплуатируемых зданий и сооружений, вызванные новым строительством (в том числе подземным);

- динамические воздействия на здания от работы городского транспорта, машин и механизмов, работающих на строительных площадках.

2.3.12.1. Влияние нового строительства (плотная городская застройка)

Деформации основания фундаментов существующих зданий от влияния нового строительства в соответствии с классификацией Б.И. Далматова:

- уплотнение основания от дополнительных нагрузок, вызванных новой застройкой;
- выпор грунта из-под подошвы в сторону нового котлована;
- вымыг песчаного грунта из-под подошвы в результате понижения уровня грунтовых вод в котловане (механическая суффозия);
- уплотнение песчаного грунта от динамических воздействий, возникающих при забивке свай или шпунта, трамбования или виброуплотнения дна котлована;
- промораживание основания и соответственно деформации пучения при вскрытии в зимнее время котлована для нового строительства;
- дополнительные осадки, вызванные негативным трением по боковым поверхностям свай существующего здания вследствие нового строительства.

Определение указанных деформаций требует выполнения дополнительных геотехнических расчетов, как правило, при помощи специализированного ПО.

2.4. Допустимые и предельные деформации основания

Расчет основания по деформациям без учета жесткости сооружения в соответствии с [3, 187] предусматривает ограничение расчетных деформаций предельным значением

$$s \leq s_u, \quad (2.98)$$

где s – расчетное значение деформации;

s_u – предельное значение деформации.

В качестве основных расчетных деформаций рассматриваются:

- средние значения осадок, превышение допустимых значений которых может привести к нарушению работы канализационных выпусков и других самотечных технологических трубопроводов;

- крены, превышение допустимых значений которых может привести к нарушению работы технологического (лифтового) оборудования;
- относительная неравномерность осадок, превышение допустимых значений которых может привести к возникновению повреждений в надземных конструкциях, нарушающих эксплуатационную пригодность здания.

Соответственно при расчете зданий и их конструкций наибольший интерес представляет именно неравномерность деформирования основания. Существуют методы проектирования основания фундаментов, позволяющие минимизировать неравномерность деформаций основания [427], однако они позволяют учесть только детерминированную часть неравномерных деформаций.

По предложению Клепикова С.Н. для ограничения расчетных деформаций целесообразно рассматривать не только предельные, но и допускаемые деформации [18]. При этом допускаемыми считаются деформации, превышение которых нарушает нормальные условия эксплуатации ЗиС и требует проведения ремонтных работ. Предельными считаются деформации, превышение которых может вызвать аварийное состояние ЗиС.

Предельные деформации, рекомендуемые нормами [3, 187], фактически являются допустимыми, то есть при данных значениях деформаций изменения НДС конструкций здания настолько незначительны, что при расчете ЗиС и их конструктивных элементов допускается не учитывать возникновение дополнительных усилий от неравномерных деформаций основания.

Допускаемые деформации основания для наиболее распространенных типов ЗиС и их конструктивных элементов по требованиям различных норм и рекомендациям различных авторов систематизированы в работе [18].

Для конструктивных решений ЗиС, отсутствующих в справочных данных, допускаемые и предельные деформации основания могут быть установлены расчетно-теоретическим путем совместным расчетом системы «ОФС» соответственно с учетом требований II и I групп предельных состояний (ПС).

Если конструкции ЗиС рассчитаны и запроектированы с учетом определенного воздействия неравномерных деформаций основания, то данные

неравномерные деформации будут для него допускаемыми (II группа ПС) или предельными (I группа ПС).

Следует отметить, что детерминированная неравномерность осадок, вызванная неравномерным строением грунтового массива, технологией выполнения строительных работ и т.п. (п. 2.2.1, 2.2.2), реализуется, как правило, за довольно короткий период времени, преимущественно в процессе строительства, когда жесткостные характеристики здания еще не достигли своих максимальных значений. Исключения составляют водонасыщенные глинистые грунты, деформирование которых связано с процессом длительной фильтрационной консолидации. Результирующие дополнительные напряжения в конструкциях здания и соответственно возможные повреждения, вызванные указанными неравномерными деформациями основания, оказываются существенно ниже, чем, если бы они реализовались после завершения строительства при максимальных жесткостных характеристиках здания.

Неравномерность осадок, вызванная СИГГУ, как правило, возникает уже в процессе эксплуатации здания, то есть при максимальных жесткостных характеристиках здания. При этом стохастическими могут являться как схема неравномерных деформаций, так и время их возникновения.

Среднестатистические данные показывают [18, 85], что ширина возможного раскрытия трещин по длине стены бескаркасного здания при неравномерности осадок (перекосе) величиной 0,002, реализовавшейся:

- в процессе строительства, как правило, не превышает 0,6 мм/м.п.;
- в процессе эксплуатации может достигать 2-4 мм/м.п.

Соответственно при расчете здания на деформируемом основании неравномерность деформаций основания, реализовавшуюся в процессе возведения здания, можно учитывать с понижающим коэффициентом, зависящим от соотношения скорости консолидации грунтов основания и возведения здания.

Деформационные критерии первой группы предельных состояний для некоторых типов конструкций по данным [428] приведены в табл. 2.3.

Таблица 2.3

Обобщенные деформационные критерии первой группы предельных состояний для некоторых типов конструкций, не подверженных физическому износу

№ п/п	Тип конструкции	Относительная разность перемещений
1.	Монолитные железобетонные балки каркасов из бетона класса В10 и ниже с площадью сжатой опорной арматуры менее 20% растянутой	0,002
2.	То же из бетона класса В12.5...В15 с площадью сжатой опорной арматуры 20-30% растянутой	0,003
3.	То же из бетона класса В20 и выше с площадью сжатой опорной арматуры более 50% растянутой	0,005
4.	Сборные железобетонные балки каркасных зданий без предварительного напряжения арматуры по серии 1.420-12	0,007
5.	То же, по серии 1.020	0,010
6.	Перемычечные блоки крупноблочных зданий серии 87	0,010
7.	Перемычки комплексного сечения крупнопанельных зданий, включающие надпроемную часть нижней панели, участок перекрытия и подпроемную часть верхней панели, по проемам: оконным; дверным	0,005 0,010
8.	Стальные без предварительного напряжения балки каркасных зданий из неупрочненных сталей с относительным удлинением при разрыве не менее 10%	0,010
9.	То же, колонны	0,010
10.	Железобетонные колонны с площадью поперечного сечения более 0.15 м^2	0,004
11.	То же, менее 0.15 м^2	0,006
12.	Перемычки комплексного сечения кирпичных зданий, включающие железобетонную перемычку и расположенную над ней кирпичную кладку	0,004
13.	То же, включающие железобетонный пояс симметричного сечения и кирпичную кладку	0,007
14.	Кирпичные столбы	0,002

Примечание: в таблице относительная разность перемещений определяется как отношение разности перемещений опорных сечений элемента к его длине в свету.

2.5. Выводы

1. Предложенная таблица возможных сочетаний и уточненная классификация сложных инженерно-геологических условий, учитывающая вид неравномерных перемещений деформируемого основания, позволяют определить по формуле 2.1 наиболее неблагоприятную суммарную потенциальную неравномерность деформаций основания.
2. Сделано предположение о существующей зависимости соотношения осадок, вызванных разуплотнением грунта при устройстве котлована, в различных характерных точках дна котлована от относительных размеров котлована.
3. Предложены уточненный и упрощенный аналитические методы определения неравномерных осадок, вызванных разуплотнением грунта в котловане.
4. Предложен метод определения конечных нелинейных осадок фундамента мелкого заложения во всем диапазоне давлений вплоть до исчерпания несущей способности основания с учетом неоднородности грунтового массива по глубине, в том числе при наличии слабых подстилающих слоев грунта.
5. Усовершенствован алгоритм определения просадочных деформаций от внешней нагрузки на основание с учетом размеров подошв фундамента и характера распределения напряжений в грунтовом массиве.
6. Предложена новая закономерность распределения дополнительных вертикальных напряжений в обводненной зоне набухающего грунта и методика их определения в любой произвольной точке обводненной зоны грунтового массива.
7. Аналитические методы определения деформаций основания, вызванных различными сложными инженерно-геологическими условиями, с последующим учетом потенциальной неравномерности от их возможных сочетаний реализованы в авторском исследовательском программном обеспечении «DesCon» <https://dwg.ru/dnl/14972>.

РАЗДЕЛ 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМЫ «ОФС» В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

3.1. Моделирование основания сооружений в сложных инженерно-геологических условиях

Определение НДС конструкций зданий в сложных инженерно-геологических условиях должно осуществляться только на основе их совместного расчета с деформируемым основанием. При этом для составления расчетных схем системы «ОФС» моделирование основания возможно следующими методами:

- непосредственное математическое моделирование грунтовой толщи в основании здания и прилегающей территории при помощи программных комплексов, позволяющих выполнять расчеты МКЭ упругопластических моделей грунта с учетом его особых свойств или с учетом особых воздействий со стороны основания. При этом используются корректные модели для определения НДС неоднородной среды с учетом изменения влажностного или температурного поля и его влияния на физические, прочностные, деформационные и особые характеристики грунта. Изменение влажностного поля может происходить как за счет формирования обводненных зон при локальном поверхностном увлажнении (сверху – вниз), так и за счет относительно равномерного повышения уровня грунтовых вод (снизу – вверх);
- использование контактных моделей, в которых жесткость основания определяется с учетом деформаций основного и особого сочетания, зависящих от внешней нагрузки на основание и полученных при помощи традиционных аналитических решений и эмпирических формул, прошедших многолетнюю проверку в практике проектирования и рекомендованных нормативными документами [188, 243, 3, 187]. При этом применяются условные наиболее неблагоприятные для здания схемы реализации неравномерных деформаций основания, вызванных проявлением особых свойств грунтов при температурных или влажностных воздействиях, либо другими особыми (деформационными) воздействиями со стороны основания.

3.1.1. Моделирование контактной моделью (переменный коэффициент жесткости)

Применение контактных моделей грунтового основания целесообразно при решении задач, в которых больший интерес представляет НДС зданий и сооружений, взаимодействующих с деформируемым основанием, а НДС грунтового массива интересен в основном только на контактной поверхности в качестве параметров взаимодействия системы «ОФС».

Как отмечалось в 1 разделе, наиболее подходящей контактной моделью основания в сложных инженерно-геологических условиях является переменный коэффициент жесткости Клепикова С.Н., позволяющий учитывать распределительную способность грунта, нелинейность деформаций основания и различные дополнительные деформации, вызванные сложными инженерно-геологическими условиями под действием внешней нагрузки.

3.1.1.1. Определение коэффициентов жесткости основания

Коэффициенты жесткости основания при сжатии C_z , используемые для совместного расчета системы «ОФС», определяются из соотношения среднего давления под подошвой фундамента в рассматриваемой точке к полной вертикальной деформации основания (осадке) в этой точке, зависящей от внешней нагрузки на основание.

$$C_z = \frac{p}{S}, \quad \text{вариант записи} \quad C_z(x, y) = \frac{p(x, y)}{S(x, y)}, \quad (3.1)$$

где p – среднее давление по подошве фундамента в рассматриваемой точке;

S – полное вертикальное перемещение (осадка) основания в рассматриваемой точке, от действующего давления p .

При этом полное вертикальное перемещение (осадка) основания в рассматриваемой точке определяется с учетом всех деформаций по соответствующей вертикали, зависящих от внешней нагрузки на основание, которые не являются взаимоисключающими и входят в рассматриваемое сочетание нагрузок и воздействий (см. п. 2.1).

Определение всех учитываемых составляющих полного вертикального перемещения (осадки) основания по вертикали, проходящей через рассматриваемую точку, выполняется в соответствии с указаниями п. 2.2 и 2.3.

Промежуточные значения коэффициента жесткости на участках поверхности основания между расчетными вертикалями можно определять интерполяцией.

Распределение вертикальных нормальных напряжений по глубине основания принимается с учетом формы и размеров подошвы фундамента в соответствии с моделью линейно-деформируемого полупространства (ЛДП) с условным ограничением глубины сжимаемой толщи. Если давление по подошве превышает предел линейной деформируемости основания, то для определения составляющей осадки, вызванной деформациями сдвига, производится корректировка дополнительных вертикальных напряжений в соответствии с п. 2.2.3.4.

3.1.1.1.1. Учет распределительной способности грунтов и неоднородности геологического строения

Осадки с учетом распределительной способности грунтов и неоднородности геологического строения определяются в соответствии с п. 2.2.2.

3.1.1.1.2. Учет нелинейности

В случае, если по результатам расчета системы «ОФС» давления, перераспределяющиеся по подошве фундаментов, либо напряжения в грунтовом массиве, на каком либо участке превысят предел линейной деформируемости, коэффициент жесткости основания на этом участке необходимо определять с учетом нелинейных деформаций основания (п. 2.2.3).

3.1.1.1.3. Учет ползучести

Коэффициент жесткости основания в момент времени t определяется по формуле [63]

$$C_z(t) = \frac{p}{s(t)}, \quad (3.2)$$

где $s(t)$ – осадка основания при давлении p в момент времени t .

3.1.1.4. Учет локального обводнения

При определении осадок s_p и s_{nl} , для грунтов, находящихся ниже УПВ или в локальной обводненной зоне, расчетные прочностные и деформационные характеристики принимаются для водонасыщенного состояния. В остальных случаях расчетным состоянием грунтов по влажности принимается установившееся значение природной влажности w , либо влажность на границе пластичности w_p , если $w < w_p$.

3.1.1.5. Учет просадочных деформаций

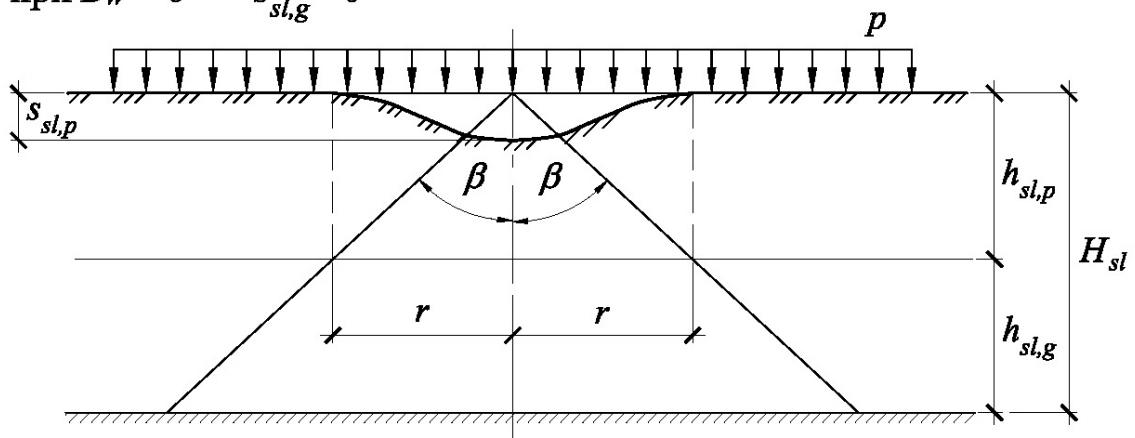
Коэффициенты жесткости основания с учетом просадочных деформаций на участке их максимальной возможной реализации (непосредственно под возможным источником замачивания) определяются в зависимости от типа грунтовых условий по просадочности и мощности просадочной толщи.

В грунтовых условиях по просадочности I типа в соответствии с предположениями по формированию обводненной зоны, сделанными в п. 2.3.1.1, реализация полной просадки от собственного веса грунта возможна при ширине зоны замачивания не менее H_{sl} . В этой ситуации неравномерность вертикальных деформаций основания, вызванная просадками от внешней нагрузки, будет существенно ниже, чем при замачивании из точечных или линейных источников небольшой ширины (рис. 3.1).

С точки зрения автора [429] наибольшая неравномерность вертикальных деформаций, вызванных просадкой грунта, в грунтовых условиях I типа по просадочности может возникнуть:

- при $H_{sl} \leq 2 \cdot h_{sl,p}$ от реализации просадок, как от внешней нагрузки, так и от собственного веса грунта, при формировании обводненной зоны в виде эллипса с максимальным радиусом в плане r на уровне нижней границы $h_{sl,p}$. Даже в этом случае, несмотря на полное промачивание просадочной толщи по вертикали, проходящей через центр источника замачивания, просадка от собственного веса грунта реализуется лишь частично. Поэтому минимальное значение коэффициента жесткости основания непосредственно под источником замачивания можно с запасом определить по формуле:

a) при $B_w = 0 \quad s'_{sl,g} = 0$



б) при $B_w = H_{sl} \quad s'_{sl,g} = s_{sl,g}$

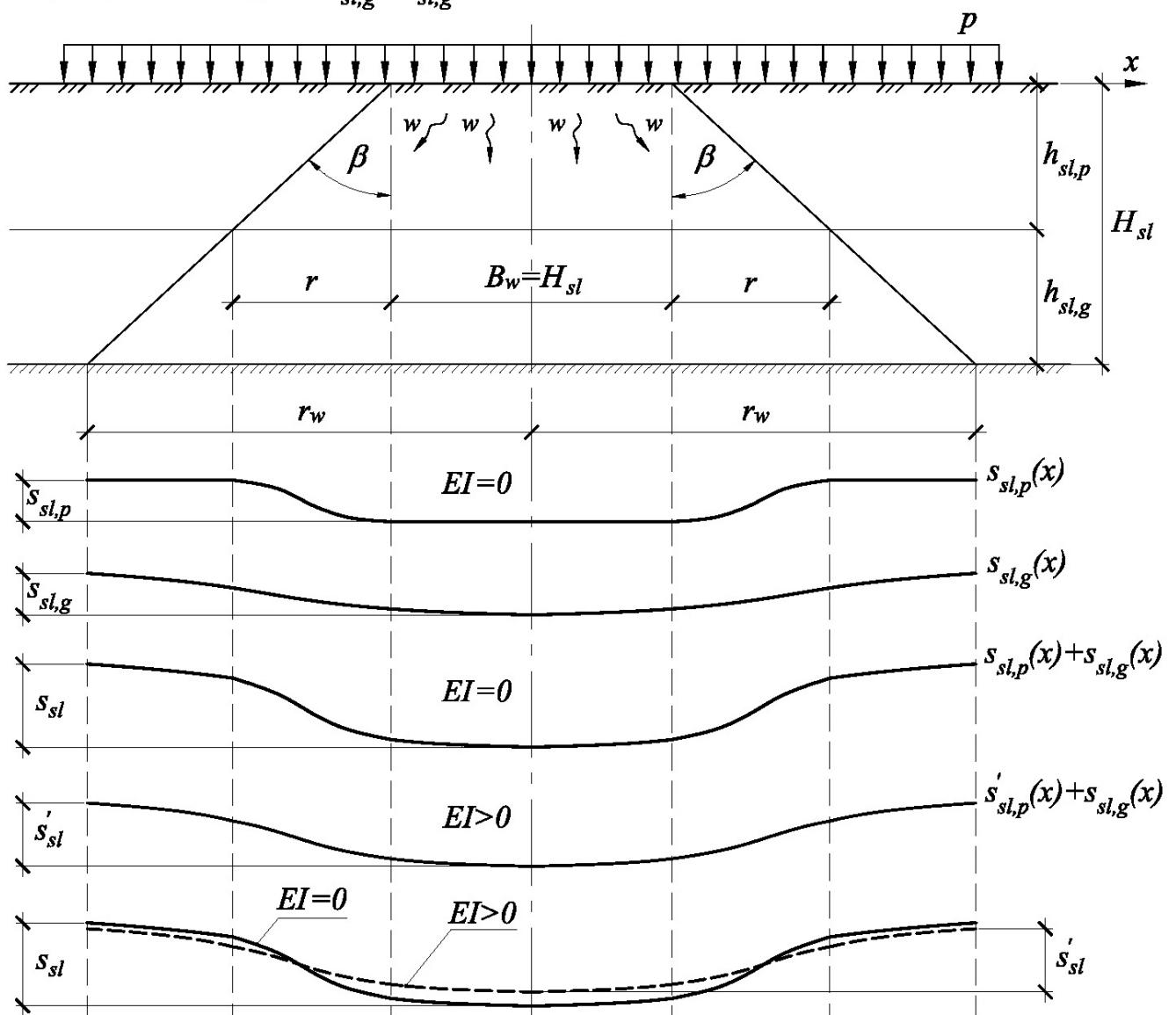


Рис. 3.1 Эпюры просадочных деформаций поверхности основания от внешней нагрузки и собственного веса: а – при $B_w=0$; б – при $B_w=H_{sl}$

$$C_{z,sl} = \frac{p}{s_o + s_d + s_{sl}} = C_z \cdot \frac{s_o}{s_o + s_d + s_{sl}}, \quad (3.3)$$

где s_o – осадка основания основного сочетания нагрузок (без учета просадочных свойств грунтов) с деформационными характеристиками, соответствующими природной или установившейся влажности;

s_d – дополнительная осадка при замачивании непросадочных слоев грунта, находящихся в пределах сжимаемой толщи основания;

s_{sl} – просадка грунтов основания от внешней нагрузки и от собственного веса грунта в пределах сжимаемой толщи основания.

- при шаге колонн (пролете) каркасных зданий превышающем длину криволинейного участка просадочной воронки r_w . В этом случае неравномерные вертикальные деформации основания от просадки, определяются отношением полного значения просадки к расстоянию между осями колонн;

- при $H_{sl} > 2 \cdot h_{sl,p}$ просадка от собственного веса грунта реализуется только при площади замачивания с размерами сопоставимыми с H_{sl} (рис. 3.1). При этом, как указывалось выше, неравномерность вертикальных деформаций от просадок, вызванных внешней нагрузкой существенно уменьшится, поэтому необходим раздельный учет просадок от внешней нагрузки и от собственного веса грунта. При этом более неблагоприятную схему неравномерных просадочных деформаций можно определить, пользуясь условным радиусом кривизны:

 - для просадок от внешней нагрузки

$$R_{sl,p} = \frac{r^2}{2 \cdot s_{sl,p}} = \frac{(h_{sl,p} \cdot m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta)^2}{2 \cdot s_{sl,p}}; \quad (3.4)$$

 - для просадок от собственного веса грунта

$$R_{sl,g} = \frac{r_w^2}{2 \cdot s_{sl,g}} = \frac{(0,5 \cdot H_{sl} + m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot H_{sl})^2}{2 \cdot s_{sl,g}}, \quad (3.5)$$

где r_w – расчетная длина криволинейного участка просевшей поверхности от собственного веса грунта по формуле (2.43).

При $H_{sl} > 2 \cdot h_{sl,p}$ и минимальных размерах обводненной зоны в плане ($m_\beta = 0,7$ и $\beta = 35^\circ$) из формул (3.4 и 3.5) видно, что неравномерность деформаций, вызванная просадками от собственного веса грунта, будет более неблагоприятной только при соотношении $s_{sl,p} < s_{sl,g}/16$

$$R_{sl,p} > R_{sl,g} \rightarrow \frac{(h_{sl,p} \cdot 0,49)^2}{2 \cdot s_{sl,p}} > \frac{(h_{sl,p} \cdot 1,98)^2}{2 \cdot s_{sl,g}} \rightarrow s_{sl,p} < \frac{s_{sl,g}}{16}. \quad (3.6)$$

Предполагая линейную зависимость величины просадки рассматриваемой точки в пределах просадочной воронки от расстояния до центра замачивания аналогичный результат получается при соотношении $s_{sl,p} < s_{sl,g}/4$.

То есть для бескаркасных ЗиС в грунтовых условиях I типа по просадочности учет неравномерных деформаций основания, вызванных просадками от собственного веса грунта, целесообразен только при $H_{sl} \leq 2 \cdot h_{sl,p}$ либо при просадках от внешней нагрузки близких к 0.

В остальных случаях, а также в грунтовых условиях II типа по просадочности коэффициент жесткости основания с учетом просадочных деформаций определяется по формуле:

$$C_{z,sl} = \frac{p}{s_o + s_d + s_{sl,p}} = C_z \cdot \frac{s_o}{s_o + s_d + s_{sl,p}}. \quad (3.7)$$

В случае необходимости учета нелинейных деформаций основания в соответствии с п. 2.2.3 и п. 3.1.1.1.2 начальное критическое давление, расчетное сопротивление и предельное сопротивление грунта основания вычисляются с использованием расчетных значений прочностных характеристик грунта в водонасыщенном состоянии.

При определении коэффициентов жесткости основания, сложенного просадочными грунтами, распределительные свойства грунтов в пределах просадочной воронки допускается не учитывать. За пределами просадочной воронки распределительные свойства грунтов рекомендуется учитывать при соотношении $E_{el}/E < 5$ если их учет приводит к увеличению неравномерности

деформаций основания для наиболее неблагоприятных схем взаимодействия системы «ОФС».

3.1.1.1.6. Учет суффозионной осадки (Засоленные грунты)

Коэффициент жесткости основания на участке с максимальной реализацией суффозионной осадки определяется по формуле:

$$C_{z,sf} = \frac{p}{s_o + s_{sf}} = C_z \cdot \frac{s_o}{s_o + s_{sf}}. \quad (3.8)$$

Неравномерность суффозионных осадок в плане здания (фундамента) задается переменным коэффициентом жесткости основания. При этом в расчетной схеме коэффициент жесткости в плане здания (фундамента) изменяется линейно от минимального значения $C_{z,sf}$ до максимального значения C_z на длине зоны выщелачивания $L_{sf}(t)$ (см. рис. 2.31б).

3.1.1.1.7. Учет горизонтальных деформаций растяжения на подрабатываемых территориях

Коэффициенты жесткости основания при сжатии в зоне растяжения земной поверхности от подработки, характеризуемой значением $(\varepsilon_x + \varepsilon_y) > 0$, определяются с учетом разуплотнения грунта, вызванного горизонтальными деформациями растяжения. Распределительные свойства грунтов основания в этом случае не учитываются.

Коэффициент жесткости основания $C_{z,\varepsilon}$ в зоне растяжения земной поверхности от подработки определяется по формуле

$$C_{z,\varepsilon} = \frac{p}{s_\varepsilon}, \quad (3.9)$$

где s_ε – осадка основания по рассматриваемой вертикали от давления p ,

определенная с учетом значений модулей полных деформаций слоев грунта E_ε

Модуль полной деформации i -го слоя грунта $E_{\varepsilon,i}$ определяется по формуле:

$$E_{\varepsilon,i} = \frac{E_i}{1 + \frac{E_i \cdot \nu \cdot (\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{\sigma_{zp,i} \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}}, \quad (3.10)$$

где E_i – модуль полной деформации i -го слоя грунта, определяемый компрессионными или штамповыми испытаниями до начала подработки; ν – коэффициент Пуассона грунта; $\sigma_{zp,i}$ – среднее дополнительное вертикальное напряжение в i -том слое грунта; $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ – относительные горизонтальные деформации растяжения соответственно в направлении простирания пластов и в направлении в крест простирания пластов.

При этом вычисленное по формуле (3.10) значение $E_{\varepsilon,i}$ должно быть не менее $\beta \cdot E_i$ и не менее $0,5 \cdot E_i$, где β – коэффициент, учитывающий напряженное состояние грунта и зависящий от коэффициента Пуассона.

3.1.1.1.8. Учет повышения жесткости основания путем его частичного закрепления или уплотнения

Если при повышении жесткости основания путем сплошного в плане закрепления или уплотнения грунта несущие конструкции ЗиС имеют существенный неиспользуемый потенциал прочности и жесткости возможно применение частичного закрепления или уплотнения грунта, как в плане, так и по глубине [430]. При этом схема и процентное содержание частичного закрепления (уплотнения) должны обеспечивать:

- допустимую неравномерность деформаций основания;
- снижение усилий в конструкциях здания до допустимого уровня, который обеспечивается применением рациональных конструктивных мероприятий.

Расчет осадок частично закрепленного или уплотненного грунта можно выполнять методом послойного суммирования с использованием приведенных модулей деформации грунта в каждом элементарном слое.

Приведенный модуль деформации грунта при частичном закреплении определяется с учетом распределения напряжений от внешней нагрузки в грунтовом массиве в плане и по глубине.

Например, для ленточного фундамента в пределах элементарного i -того слоя грунта приведенный модуль деформации можно определить по формуле:

$$E_{np,i} = \frac{E_{закр,i} \cdot V_{закр,i} \cdot A_{закр,i}^2 + E_i \cdot (V_i - V_{закр,i}) \cdot (A_i^2 - A_{закр,i}^2)}{V_i \cdot A_i}, \quad (3.11)$$

где $E_{закр,i}$, E_i – модули деформации соответственно закрепленного (уплотненного) и незакрепленного (неуплотненного) грунта;

$V_i = A_{z,i} \cdot h_i = b_{z,i} \cdot h_i \cdot 1$ – объем грунта, воспринимающего внешнюю нагрузку в элементарном i -том слое;

$V_{закр,i}$ – объем закрепленного (уплотненного) грунта в объеме V_i , принимаемый в соответствии со схемой частичного закрепления (уплотнения);

A_i^2 – площадь эпюры вертикальных напряжений от внешней нагрузки σ_{zp} в горизонтальном сечении на глубине z_i в пределах условной ширины фундамента $b_{z,i}$ (рис. 3.2);

$A_{закр,i}^2$ – площадь эпюры вертикальных напряжений от внешней нагрузки σ_{zp} в горизонтальном сечении на глубине z_i , соответствующая закрепленному (уплотненному) грунту в пределах условной ширины фундамента $b_{z,i}$.

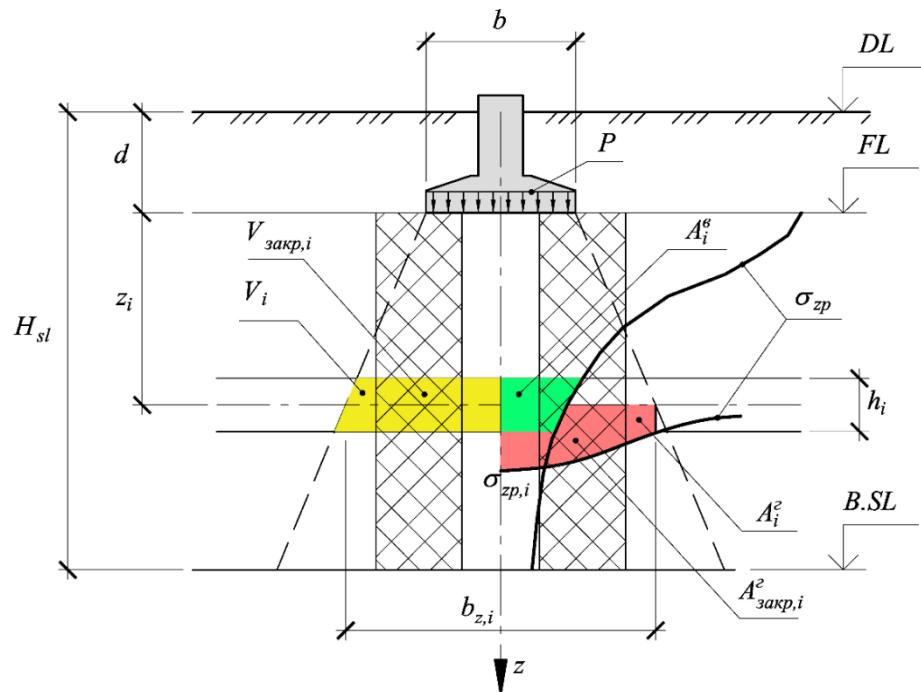


Рис. 3.2. Расчетная схема для определения приведенного модуля деформации в пределах элементарного i -того слоя грунта в основании ленточного фундамента

В пределах сжимаемой или просадочной толщи грунта приведенный модуль деформации осредняется пропорционально распределению вертикальных напряжений от внешней нагрузки на основание по глубине:

$$E_{np} = \sum_1^n E_{np,i} \cdot A_i^e / \sum_1^n A_i^e, \quad (3.12)$$

где $A_i^e \approx \overline{\sigma_{zp,i}} \cdot h_i$ – площадь эпюры вертикальных напряжений от внешней нагрузки σ_{zp} в вертикальном сечении в пределах i -того элементарного слоя.

Осадка и просадка частично закрепленного (уплотненного) основания определяются методом послойного суммирования с использованием приведенного модуля деформации для каждого элементарного слоя $E_{np,i}$. При определении осадки модули деформации закрепленного и незакрепленного грунта принимаются в состоянии природной влажности, а при определении просадки модули деформации закрепленного и незакрепленного грунта принимаются в водонасыщенном состоянии (в соответствии с зоной обводнения). За величину просадки от внешней нагрузки можно принимать разницу осадок, определенных для водонасыщенного состояния грунта и состояния природной влажности.

Коэффициенты жесткости просадочного основания определяются без учета и с учетом просадочных свойств грунтов, исходя из двух состояний просадочных грунтов по влажности.

Для грунтовых условий I типа по просадочности при условии, что верхняя зона просадки $h_{sl,p}$ не превышает сжимаемой толщи H_c , коэффициент жесткости частично закрепленного основания допускается определять по формуле 3.13:

$$C_z = \frac{E_{np}}{\beta \cdot H_c} \quad (3.13)$$

3.1.1.1.9. Форма записи с учетом деформаций, зависящих от внешней нагрузки

С учетом предыдущих пунктов можно записать формулу для определения коэффициента жесткости основания в точке с координатами (x,y) :

$$C_z(x,y) = \frac{p(x,y)}{s_o(x,y) + s_d(x,y) \cdot \delta_d + s_{sl,p}(x,y) \cdot \delta_{sl} + s_{sf}(x,y) \cdot \delta_{sf} + s_f(x,y) \cdot \delta_f}, \quad (3.14)$$

где $s_o(x,y)$ – осадка основания в точке с координатами (x,y) от основного сочетания нагрузок с учетом при необходимости распределительной способности грунта, нелинейных деформаций, возможного разуплотнения грунта и т.д. с деформационными характеристиками, соответствующими природной или установившейся влажности;

$s_{index}(x,y)$ и δ_{index} – соответственно вертикальная деформация в рассматриваемой точке, вызванная внешней нагрузкой $p(x,y)$ в сочетании с определенными сложными инженерно-геологическими условиями, и признак ее учета, принимающий значения 1 если учитывается и 0 если нет.

3.1.1.1.10. Учет разуплотнения грунта вокруг карстового провала

Моделирование основания с провальным карстом под сооружением наиболее целесообразно выполнять контактной моделью, с заданием в основании здания локального отказа основания (провала) путем обнуления коэффициента жесткости на площади основания, эквивалентной площади провала.

При образовании карстового провала, грунтовый массив вокруг него получает возможность дополнительных горизонтальных смещений и локальной потери устойчивости в сторону образовавшегося провала, в результате чего определенную зону основания вокруг карстового провала можно считать ослабленной или разуплотненной [322, 327].

В соответствии с [327] зона разуплотнения грунта вокруг карстового провала зависит от диаметра карстового провала и может быть условно принята равной $0.5 \cdot d$, где d – диаметр карстовой воронки. Однако, по мнению автора на величину зоны разуплотнения также влияет глубина провала и напряженное состояние грунта вокруг него. Например, при устойчивых откосах провала с грунтом, работающим в фазе уплотнения, то есть без деформаций сдвига в сторону провала, можно разуплотненную зону не учитывать (рис. 3.36). Осадки в указанной зоне зависят от диаметра и глубины провала, характеристик грунта и давления действующего на поверхности. Апроксимацию дополнительных осадок

в пределах зоны разуплотнения и соответственно пониженных коэффициентов жесткости можно выполнить линейной (рис. 3.3.г) либо параболической зависимостью [431].

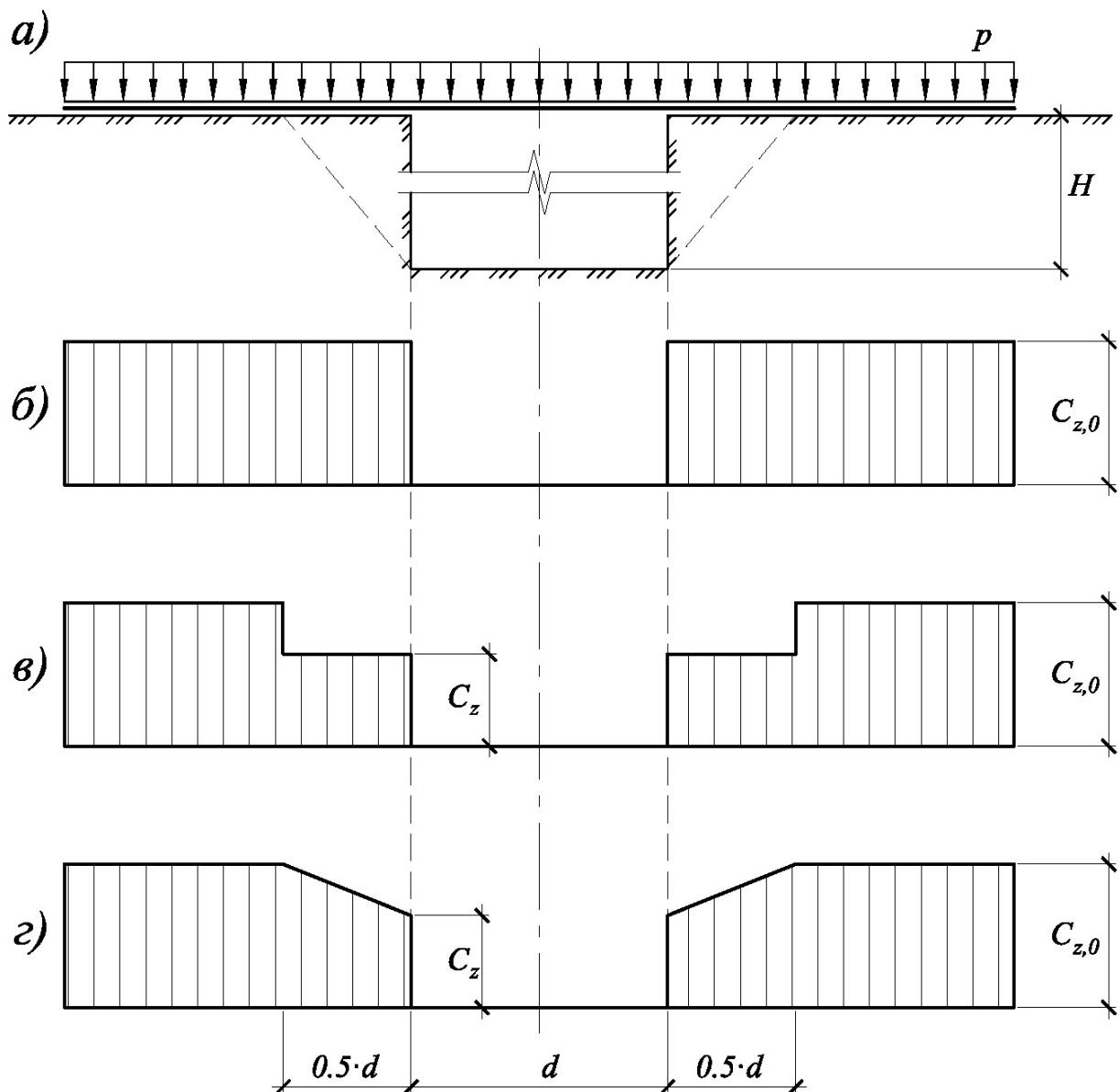


Рис. 3.3 Моделирование провального карста переменным коэффициентом жесткости основания: а – схема карстового провала; б – эпюра коэффициента жесткости при устойчивых при давлении p откосах карстовой полости; в и г – эпюры коэффициента жесткости при разуплотнении зоны вокруг карстового провала

При линейной аппроксимации коэффициент жесткости основания в зоне разуплотнения карстового провала можно вычислять по формуле [322, 432]:

$$C_{z,k}(r) = k(r) \cdot C_z, \quad (3.15)$$

где C_z – коэффициент жесткости ненарушенного основания;

$k(r)$ – коэффициент разуплотнения, определяемый по формуле:

$$k(r) = [1 - 0,1 \cdot (d - 3)] + 0,1 \cdot (d - 3) \cdot \frac{2 \cdot r - d}{d}, \quad (3.16)$$

где $d \geq 3$ м – диаметр карстовой воронки;

$d \geq r \geq 0,5 \cdot d$ – расстояние от центра воронки до точки в зоне разуплотнения грунта, в которой определяется коэффициент жесткости.

При этом: при $r < 0,5 \cdot d$ $k(r) = 0$, а при $r > d$ $k(r) = 1.0$.

Более точно пониженные коэффициенты жесткости можно определить по результатам упругопластического расчета МКЭ грунтового массива при образовании карстового провала, загруженного расчетным давлением через конструкцию эквивалентной жесткости [432].

3.1.1.1.11. Учет внецентренного нагружения и горизонтальных нагрузок

При действии на жесткий фундамент, расположенный на податливом основании, вертикальной силы N совместно с изгибающим моментом M и горизонтальной силой Q помимо вертикальных перемещений будут возникать также угловые и горизонтальные перемещения, величина которых будет зависеть от соответствующей жесткости основания. Пользуясь принципом независимости действия сил, перемещения можно представить раздельно для каждого вида нагрузки (рис. 3.4), что позволяет описать жесткость основания тремя коэффициентами жесткости:

- при равномерном сжатии C_z ;
- при неравномерном сжатии C_ϕ ;
- при равномерном сдвиге C_x .

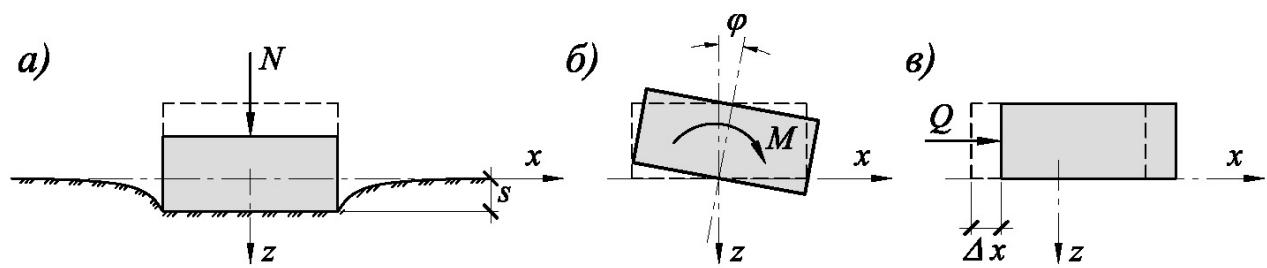


Рис. 3.4 Перемещения жесткого фундамента по модели коэффициента жесткости: а – при равномерном сжатии; б – при неравномерном сжатии; в – при равномерном сдвиге

Коэффициенты жесткости основания при неравномерном сжатии и равномерном сдвиге определяются по формулам, предложенным Барканом Д.Д. в 1948 году [358], либо с использованием приближенных зависимостей, полученных Савиновым О.А. [433].

$$(C_\phi \approx 2 \cdot C_z; C_x \approx 0,7 \cdot C_z) \quad (3.17)$$

Использование приближенных зависимостей позволяет ограничиться определением только коэффициента жесткости при равномерном сжатии C_z .

3.1.1.2. Способы моделирования основания

В зависимости от характера деформационного воздействия на сооружение со стороны основания и конструктивного решения фундаментов способы моделирования основания переменным коэффициентом жесткости имеют некоторые особенности.

3.1.1.2.1. При деформационных воздействиях со стороны основания, зависящих только от внешней нагрузки на основание

Моделирование основания, неравномерные деформации которого зависят только от внешней нагрузки на основание, выполняется коэффициентом жесткости основания с переменным значением на различных участках основания. При этом, в конструкторских ПК, основанных на МКЭ, плоским конечным элементам (пластина), моделирующим конструкции, контактирующие с грунтовым основанием, могут быть заданы два коэффициента жесткости основания C_1 и C_2 . Задание коэффициента жесткости C_1 равносильно установке упругих связей между фундаментом и основанием в направлении нормальном к

плоскости конечного элемента (C_z). Задание коэффициента жесткости C_2 равносильно установке упругих связей между фундаментом и основанием в направлении параллельном к плоскости конечного элемента (C_x).

Для линейных (балочных) фундаментных конструкций, которые моделируются стержневыми конечными элементами, задается погонное значение соответствующих коэффициентов жесткости (kH/m^2), то есть умноженное на ширину фактической конструкции.

Достоинством такого способа моделирования основания является простота формирования расчетных схем, однако он не позволяет рассчитывать конструкции на воздействия в виде вынужденных перемещений основания.

3.1.1.2.2. При деформационных воздействиях в виде вынужденных перемещений основания, не зависящих от внешней нагрузки на основание

Моделирование основания, неравномерные деформации которого не зависят от внешней нагрузки на основание и учитываются в виде вынужденных перемещений, выполняется при помощи дополнительных (буферных) КЭ, жесткость которых эквивалентна жесткости заменяемых участков основания. В качестве этих дополнительных КЭ наиболее целесообразно (корректно) использование стержневых КЭ, располагающихся в узлах модели фундамента.

3.1.1.3. Моделирование основания стержневыми элементами

Моделирование основания стержневыми конечными элементами применяется при необходимости учета воздействий в виде вынужденных перемещений основания, а также при моделировании основания отдельных фундаментов с небольшими размерами в плане (рис. 3.5).

Для фундаментов развитых в плане, для которых основание моделируется группой стержней, стержни, моделирующие основание, сопрягаются с фундаментом шарнирно. Для отдельных фундаментов, основание которых моделируется одним стержнем, сопряжение этого стержня с фундаментом принимается жестким (рис. 3.5).

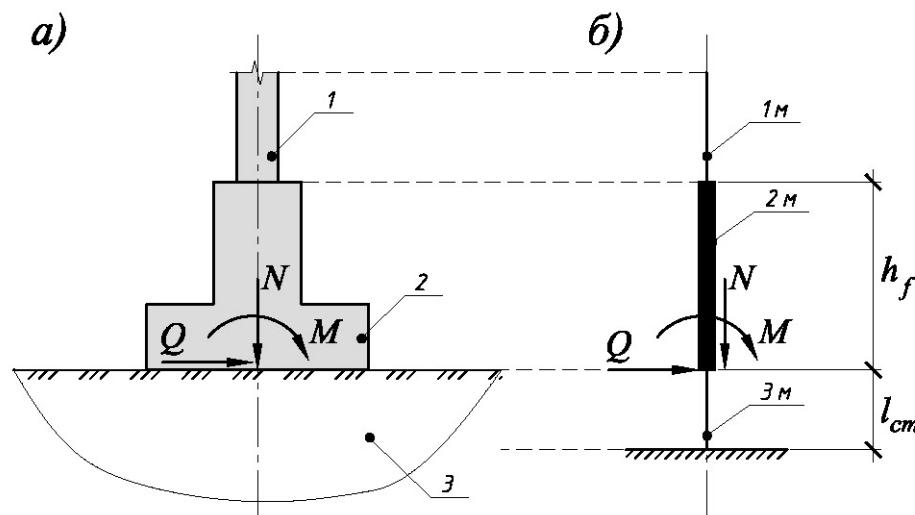


Рис. 3.5 Стержневая модель грунтового основания: а – натурная конструкция; б – стержневая модель; 1 – колонна; 2 – фундамент; 3 – грунтовое основание; 1м – стержневая модель колонны; 2м – стержневая модель фундамента; 3м – стержневая модель грунтового основания

Жесткости стержней, моделирующих работу грунтового основания, назначаются из условий адекватности перемещений фундамента на грунтовом или свайном основании (см. рис. 3.4) и верхнего сечения стержня эквивалентной жесткости при действии одних и тех же нагрузок N , M и Q (см. рис. 3.5). При этом перемещения фундамента на деформируемом основании в соответствии с теорией коэффициента жесткости определяются формулами:

$$s = \frac{N}{A_f \cdot C_z}; \quad \varphi = \frac{M}{I_f \cdot C_\varphi}; \quad \Delta x = \frac{Q}{A_f \cdot C_x}, \quad (3.18)$$

где A_f , I_f – соответственно площадь подошвы фундамента и момент инерции этой

площади относительно оси, нормальной к плоскости изгиба;

C_z – коэффициент жесткости основания при равномерном сжатии;

C_φ и C_x – коэффициенты жесткости основания при неравномерном сжатии и сдвиге, определяемые через коэффициент жесткости C_z (см. п 3.1.1.1.11).

Перемещения верхнего сечения стержня, моделирующего работу грунтового основания, определяются в соответствии с инженерной теорией деформирования стержней формулами:

$$\Delta l_{cm} = \frac{N \cdot l_{cm}}{EF}; \quad \varphi = \frac{M \cdot l_{cm}}{EI} + \frac{Q \cdot l_{cm}^2}{2 \cdot EI}; \quad \Delta y = \frac{Q \cdot l_{cm}}{GF} + \frac{M \cdot l_{cm}^2}{2 \cdot EI} + \frac{Q \cdot l_{cm}^3}{3 \cdot EI}, \quad (3.19)$$

где EF, EI, GF – соответственно осевая, изгибная и сдвиговая жесткости сечения стержня, моделирующего работу грунтового основания; l_{cm} – длина стержня, моделирующего работу грунтового основания.

Приравнивая соответствующие перемещения фундамента на деформируемом основании и верхнего сечения стержня, моделирующего работу грунтового основания, получаем три уравнения для определения четырех геометрических параметров стержня: трех жесткостей и длины. Принимая длину стержня l_{cm} в качестве произвольного параметра, получим выражения для определения трех жесткостей сечения стержня:

$$\begin{aligned} EF &= A_f \cdot C_z \cdot l_{cm}; \\ EI &= I_f \cdot C_\varphi \cdot \left(l_{cm} + \frac{Q}{2 \cdot M} \cdot l_{cm}^2 \right); \\ GF &= l_{cm} \sqrt{\left(\frac{1}{A_f \cdot C_x} - \frac{3 \cdot l_{cm}^2 M/Q + 2 \cdot l_{cm}^3}{6 \cdot EI} \right)}. \end{aligned} \quad (3.20)$$

Чтобы избежать существенного влияния соотношения заранее не известных усилий M и Q , на жесткостные характеристики стержня, моделирующего основание, его длину l_{cm} следует принять значительно меньше единицы. С учетом сделанного допущения при $l_{cm} \ll 1$, получим:

$$EF \approx A_f \cdot C_z \cdot l_{cm}; \quad EI \approx I_f \cdot C_\varphi \cdot l_{cm}; \quad GF \approx A_f \cdot C_x \cdot l_{cm}.$$

Принимая приближенные зависимости (3.17) получим

$$EF \approx A_f \cdot C_z \cdot l_{cm}; \quad EI \approx 2 \cdot I_f \cdot C_z \cdot l_{cm}; \quad GF \approx 0.7 \cdot A_f \cdot C_x \cdot l_{cm}. \quad (3.21)$$

В случае моделирования только вертикальных перемещений основания, длина стержня, моделирующего основание, может приниматься произвольной [309].

Нелинейное поведение грунта основания, связанное с отрывом фундамента от основания или достижением предельных нормальных или касательных напряжений под подошвой фундамента, можно учесть путем применения в

стержнях, моделирующих основание, шарниров или вставок с ограниченной несущей способностью.

Формулы (3.21) могут также использоваться при назначении параметров стержней эквивалентной жесткости для моделирования основания балок и плит, элементов конструкций заглубленных и подземных сооружений и т.п.

Воздействия в виде вынужденных перемещений основания задаются опорным закреплением стержней, моделирующих основание (рис. 3.5). Всего может быть задано:

- в плоской задаче три вынужденных перемещения (два линейных и одно угловое);
- в пространственной задаче шесть вынужденных перемещений (три линейных и три угловых).

Величины вынужденных перемещений вычисляются по формулам, приведенным в разделе 2 либо в действующих нормативных документах.

При моделировании основания стержнями для плитных и ленточных фундаментов сопряжение стержня с фундаментом шарнирное (для лент в поперечном направлении – жесткое), а для отдельных (столбчатых) фундаментов жесткое.

Для ленточных фундаментов стержень может иметь осевую жесткость и изгибную жесткость в плоскости поперечного сечения фундамента.

Для плитных фундаментов стержень может иметь только осевую жесткость.

Для столбчатых фундаментов, не связанных между собой связями распорками, стержень должен иметь осевую жесткость, две изгибные и две сдвиговые жесткости.

3.1.2. Моделирование механической моделью (МКЭ)

Моделирование МКЭ имеет ряд достоинств, таких как:

- возможность создания сложных расчетных схем взаимодействия грунтового массива с конструктивными элементами;

- возможность учета сложного рельефа и пространственной неоднородности грунтового массива, в меру имеющейся информации об его инженерно-геологическом строении;
- возможность применения к различным ИГЭ различных моделей грунтового основания, наиболее точно характеризующих их поведение (в том числе и упруго-пластических);
- возможность учета истории нагружения;
- возможность совместного учета как силовых, так и деформационных воздействий;
- возможность учета геометрической и конструктивной нелинейности;
- возможность более точного определения НДС грунтового массива и т.д.

Тем не менее, даже применение детальных конечно-элементных моделей с огромным количеством степеней свободы не всегда обеспечивает высокую точность расчетов. Некорректно принятые модели грунтового основания либо граничные условия могут привести к результатам, отличающимся в несколько раз.

Наиболее целесообразно применение механических КЭ моделей грунтового основания в СИГГУ при решении задач, в которых НДС грунтового массива представляет интерес в равной или большей степени по отношению к НДС ЗиС. К таким задачам можно отнести задачи, связанные с оценкой НДС склонов, откосов котлованов и грунтовых массивов в предельном состоянии. Это связано еще и с тем, что строгие математические решения таких задач, развитые в механике грунтов, основаны на предположениях о сплошности и однородности среды, а также малости деформаций, что в реальности встречается довольно редко.

Для решения задач в условиях плоской деформации или осевой симметрии грунтовый массив моделируется плоскими конечно-элементами (КЭ) в виде плоской ограниченной конечной области, состоящей из одного или более инженерно-геологических элементов.

Для решения пространственных задач грунтовое основание моделируется объемными КЭ в виде трехмерного массива, имеющего, как правило, форму параллелепипеда или цилиндра.

Большинство специализированных расчетных комплексов позволяют создать пространственный массив неоднородного грунтового основания на основе предварительно расположенных в плане буровых скважин с отметками слоев инженерно-геологических элементов.

3.1.2.1. Размеры грунтового массива

Размеры плоского или пространственного грунтового массива должны быть достаточными, чтобы исключить влияние граничных условий на его НДС:

- в горизонтальном направлении его размеры должны превышать соответствующий размер здания (конструкции) не менее чем в три раза либо на удвоенную глубину сжимаемой толщи [81];
- в вертикальном направлении принимаются в зависимости от используемой модели грунтового основания, но не менее глубины сжимаемой толщи, определяемой в соответствии с требованиями действующих норм [3, 187].

3.1.2.2. Граничные условия

Стандартные граничные условия предусматривают:

- по боковым поверхностям массива ограничение нормальных горизонтальных перемещений;
- по нижней поверхности массива ограничение вертикальных перемещений.

Для задач, имеющих одну или несколько осей симметрии, можно ограничиться рассмотрением только фрагмента расчетной схемы, отсеченного вертикальными плоскостями, проходящими через оси симметрии. При этом по вертикальным плоскостям, проходящим через оси симметрии массива, накладывается ограничение на угловые и нормальные к ним перемещения.

3.1.2.3. Размеры конечных элементов

Размеры конечных элементов должны быть обусловлены требуемой точностью определения НДС грунтового массива и контактирующих с ним конструкций. При этом:

- в небольших задачах целесообразна разбивка массива на равные КЭ;
- в большеразмерных задачах по мере удаления от контактных поверхностей и мест возможных концентраций напряжений в сторону внешних границ массива обычно предусматривается постепенное увеличение размеров КЭ с целью уменьшения размерности задачи.

3.1.2.4. Выбор модели грунтового основания

Поведение плоских или объемных КЭ описывается набором физико-механических свойств грунта, соответствующим принятой модели грунтового основания.

В СИГГУ целесообразно применять современные упруго-пластические модели основания, такие как HS или Кулона-Мора. Применение упругих линейных моделей не рекомендуется, так как это, как правило, приводит к завышению усилий и напряжений в конструкциях, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием, и соответственно принятию заведомо неэффективных конструктивных решений. Исключение могут составлять грунты, напряженное состояние которых при всех возможных сочетаниях нагрузок и воздействий будет существенно ниже предела линейной деформируемости.

Применение простейших моделей с упругой или упругопластической средой Кулона-Мора требует ограничения размеров грунтового массива по вертикали величиной сжимаемой толщи. Для более сложных моделей грунта, позволяющих учитывать начальное напряженное состояние и зависимость деформационных характеристик грунта от напряженного состояния, искусственное ограничение размеров грунтового массива по вертикали не требуется [81].

3.2. Моделирование фундаментов и конструкций, контактирующих с грунтовым массивом

В зависимости от требуемой точности определения НДС фундаментов, принятой модели основания и поставленной задачи они могут моделироваться различными типами конечных элементов.

3.2.1. Отдельные фундаменты

Отдельные фундаменты могут моделироваться:

- стержневыми элементами с жесткостными характеристиками эквивалентными соответствующим жесткостям подколонника и плитной части (см. п. 3.1.1.3);
- сочетанием стержневых элементов эквивалентной жесткости, моделирующих подколонник и ступени, с плитными КЭ (изгибающимися пластинами), моделирующими плитную часть. Однако в подобной ситуации особое внимание следует уделятьстыковке элементов различной размерности (стержневых и плоских КЭ) для сохранения корректности расчетной схемы и избегания ошибок, оговоренных в работе [123];
- объемными КЭ, применение которых целесообразно при моделировании основания механической моделью;
- плоскими КЭ, работающими в условиях плоского напряженного состояния, применяемыми при определении НДС основания и фундамента в условиях осевой симметрии. Данный способ моделирования отдельного фундамента не подходит для совместного расчета системы «ОФС», однако может быть использован для уточнения его работы в определенных условиях с последующим применением полученных результатов в расчетной схеме системы «ОФС».

3.2.2. Ленточные фундаменты

Ленточные фундаменты (ЛФ) могут моделироваться:

- стержневыми (балочными) элементами эквивалентной жесткости;
- сочетанием стержневых элементов эквивалентной жесткости, моделирующих стеновую часть ЛФ, с плоскими плитными КЭ (изгибающимися пластинами), моделирующими плитную часть ЛФ;
- плоскими плитными КЭ (изгибающимися пластинами), моделирующими как плитную так и стеновую часть ЛФ;
- плоскими КЭ, работающими в условиях плоского напряженного состояния, или объемными КЭ соответственно для условий плоской деформации и

пространственной задачи. Применяются, как правило, при моделировании основания механической моделью.

3.2.3. Плитные фундаменты

Фундаментная плита может моделироваться:

- для упрощенных схем плоскими плитными КЭ эквивалентной жесткостью, учитывающей помимо жесткости фундаментной плиты соответствующую жесткость здания;
- плоскими плитными КЭ, жесткость которых определяется размерами (толщиной) поперечного сечения фундаментной плиты, деформационными характеристиками материалов и их размещением в поперечном сечении;
- объемными КЭ, жесткость которых определяется деформационными характеристиками материала фундаментной плиты;
- плоскими КЭ, работающими в условиях плоского напряженного состояния, для условий плоской деформации или осесимметричной задачи, в тех случаях, когда инженерно-геологические условия, конструктивное решение плиты и вышележащего здания или сооружения позволяют применить данные условия.

Если отсутствуют воздействия на здание в виде вынужденных перемещений основания фундаментная плита может моделироваться пластинчатыми КЭ, взаимодействие с основанием которых описывается коэффициентом жесткости основания C_z (п. 3.1.1.2.1).

При возможных воздействиях в виде вынужденных перемещений основания основание моделируется в соответствии с п. 3.1.1.2.2.

3.2.4. Свайные фундаменты

Свайные фундаменты или кусты свай могут моделироваться стержневыми конечными элементами, жесткостные характеристики которых определяются исходя из отношения действующей на них нагрузки к перемещению соответствующего направления (см. п. 3.1.1.3).

3.2.5. Комбинированные плитно-свайные фундаменты (КПСФ)

Совместный учет работы плитного ростверка, свай и грунтового массива позволяет:

- значительно уменьшить количество свай по сравнению с традиционным проектированием свайного фундамента без учета работы плитного ростверка;
- снизить как абсолютные осадки, так и их неравномерность по сравнению с применением плитного фундамента за счет оптимального (рационального) распределения свай под плитой.

Фундаментная плита в составе КПСФ может моделироваться в соответствии с п 3.2.3. при этом ее основание может моделироваться:

- механической моделью грунтового массива из соответствующих типов КЭ с включением в нее элементов, моделирующих сваи. Численные эксперименты с использованием механической модели позволяет с наибольшей точностью оценить совместную работу всех взаимодействующих элементов. При достаточных исходных данных и квалифицированном моделировании расхождения с результатами натурных наблюдений могут составлять 2% - 7%, что, несмотря на высокую трудоемкость, позволяет получить существенную экономию по сравнению с натурными исследованиями [434];

- контактной моделью грунтового основания с использованием переменного коэффициента жесткости основания, учитывающего жесткость свай и вовлеченного в их работу грунтового массива, а также жесткость грунтового массива в межсвайном пространстве, не включенном в работу свай. Несмотря на необходимость итерационного уточнения коэффициентов жесткости основания данный способ позволяет существенно упростить расчет комбинированных свайно-плитных фундаментов.

3.2.6. Саморегулирующиеся фундаменты

Саморегулирующиеся фундаменты – фундаменты, адаптирующиеся к неравномерным деформациям основания, то есть автоматически изменяющие параметры взаимодействия с основанием (площадь подошвы) с целью сохранить эффективность системы в изменяющихся условиях внешней среды [382]. К преимуществам саморегулирующихся фундаментов относится то, что они позволяют системе частично компенсировать неравномерность деформаций

основания и снизить дополнительные усилия, возникающие в элементах системы «ОФС» [435].

Положительный опыт применения саморегулирующихся фундаментов в виде «вафельной плиты» (waffle slab) (рис. 3.6) на набухающих грунтах в Южной Африке с величиной поднятия до 250 мм описан в работе [194].

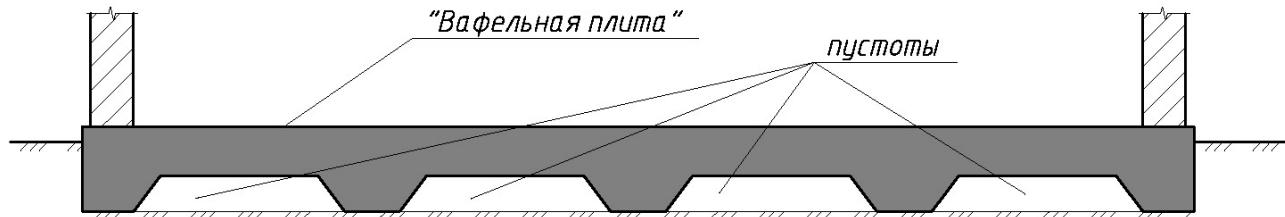


Рис. 3.6 Саморегулирующийся фундамент «вафельная плита»

Саморегулирующиеся фундаменты в зависимости от конструктивного решения могут моделироваться как отдельные, ленточные или плитные фундаменты (пп. 3.2.1 - 3.2.3). При этом, в случае моделирования грунтового основания:

- механической упруго-пластической моделью необходимо использовать ПК, позволяющие изменять контактную поверхность в процессе расчета, например универсальные ПК ABAQUS, ANSYS и т.п.;

- контактной моделью необходимо учитывать изменение коэффициента жесткости основания в процессе расчета в зависимости от уровня включения саморегулирующегося фундамента в работу. Корректировку коэффициента жесткости основания можно выполнять по предварительно построенной его зависимости от нагрузки.

Зависимость коэффициента жесткости основания саморегулирующегося фундамента от нагрузки можно построить путем постепенного пошагового нагружения фундамента. При этом на каждом шаге нагружения:

1. Определяется давление на грунт основания при текущих значениях нагрузки и площади контактной поверхности фундамента с основанием.
2. Определяются начальные и предельные критические давления на грунт для текущих параметров контактной поверхности фундамента и определенных прочностных характеристик грунта основания.

3. Определяется осадка основания от текущей нагрузки. При необходимости с учетом нелинейного деформирования в соответствии с п. 2.2.3.
4. При необходимости определяются вертикальные деформации основания, вызванные особыми свойствами грунта, при текущих значениях нагрузки и площади контактной поверхности фундамента с основанием (п. 2.3).
5. Выполняется корректировка параметров (размеров и площади) контактной поверхности в зависимости от величины текущих деформаций основания.
6. Выполняется перерасчет первых четырех пунктов с учетом изменившихся параметров контактной поверхности.

Расчет оканчивается при одновременном достижении на определенном шаге нагружения: площадью контактной поверхности своего максимального значения и давлением по подошве своего предельного критического значения.

3.3. Моделирование конструкций зданий и сооружений в зависимости от конструктивного решения здания или сооружения

НДС зданий и сооружений определяется при помощи уравнений строительной механики, которые наиболее точно описывают конструктивные особенности ЗиС. Прогресс в развитии ЭВМ и специализированных расчетных ПК создает огромные возможности в разработке и исследовании новых расчетных моделей. При этом обычно считается, что если ресурсы вычислительной техники, квалификация расчетчика и наличие специализированного программного обеспечения позволяют, то для расчета следует принимать более сложную модель, так как она лучше описывает свойства сооружения или основания. Однако исходные данные об элементах модели в силу случайной природы прочностных и деформационных характеристик материалов конструкций и грунтов оснований, а также нагрузок и воздействий, как правило, являются приближенными. Кроме того, некоторые современные модели грунтового основания, требуют определения дополнительных характеристик, непредусмотренных стандартными схемами испытаний, принятыми в отечественных нормативных документах. Поэтому расчеты зачастую приходится выполнять в условиях неполной информации, принимая «волевые» решения

относительно величины исходных данных. При этом потери точности за счет неполных исходных данных могут существенно превысить повышение точности расчета за счет усложнения расчетной модели. Таким образом, усложнять расчетную модель в условиях приближенных исходных данных нецелесообразно, так как точность полученных результатов расчета не может быть выше точности исходных данных.

В связи с этим сооружения со сложной конструктивной схемой целесообразно рассчитывать с использованием двух расчетных схем [18]:

- упрощенной;
- уточненной.

Упрощенная расчетная схема может быть принята в виде балки, системы перекрестных балок или плиты с приведенными жесткостными характеристиками, влияющими на характер перераспределения нагрузок на основание. По этой расчётной схеме определяются реактивные усилия со стороны основания и обобщенные усилия в сооружении при действии различных нагрузок и воздействий с учётом, при необходимости нелинейных и длительных деформаций основания. Также по этой расчетной схеме выполняются все вариантовые расчеты, связанные с определением параметров основания, обеспечивающего возможность возведения данного здания или сооружения; определение наиболее неблагоприятного воздействия со стороны неравномерно деформируемого основания. Например, наиболее неблагоприятного расположения источника замачивания грунта, расположения уступа при подработке, карстовой воронки, изменения жесткости основания и так далее.

Уточненная расчетная схема сооружения принимается в виде сложной многоэлементной системы, представленной стержневыми, плоскими или объемными элементами либо их сочетанием. В качестве нагрузок принимаются внешние нагрузки и реактивные усилия со стороны основания, определённые в результате расчёта по упрощенной расчётной схеме. При этом основание может моделироваться в виде системы дискретных опор, жесткость которых зависит от коэффициентов жесткости основания, определённых по результатам решения

контактной задачи для упрощенной расчетной схемы сооружения. По уточненной расчётной схеме определяются усилия в элементах конструкции сооружения для наиболее неблагоприятного случая воздействия неравномерных деформаций основания, который определяется по упрощенной расчётной схеме.

Учет нелинейной деформируемости конструкций и основания выполняется итерационным способом, в котором после каждой итерации выполняется корректировка жесткостных характеристик сечений надземных конструкций, фундаментов и основания.

3.4. Жесткостные характеристики системы «Основание – Фундамент – Сооружение»

3.4.1. Жесткость основания

3.4.1.1. Факторы, влияющие на жесткость основания

Жесткость основания зависит от различных факторов, среди которых следует выделить: внешнюю нагрузку (уплотняющее давление) на основание, размеры и форму фундаментов (площади загружения), глубину заложения фундаментов, влажность грунта и продолжительность загружения.

По мере роста внешней нагрузки (уплотняющего давления) сначала увеличивается размер сжимаемой толщи, а затем возникают и начинают расти зоны пластических деформаций. При этом зависимость осадки и соответственно жесткости основания от давления является нелинейной (рис. 3.7 а).

Изменение размеров (площади) подошвы фундаментов при постоянной нагрузке ведет к изменению величины уплотняющего давления и соответствующему изменению жесткости основания, что в ряде случаев позволяет изменить действие неравномерно деформируемого основания на сооружение.

Изменение формы подошвы при постоянной площади и нагрузке в фазе уплотнения ведет к снижению жесткости основания для фундаментов компактной формы (круглых или квадратных) и увеличению жесткости для удлиненных (ленточных) фундаментов [83]. В фазе сдвигов наоборот увеличение соотношения периметра фундамента к его площади ведет к снижению жесткости основания.

Изменение размеров (площади) подошвы фундаментов при постоянном давлении неоднозначно сказывается на жесткости основания. При величине давления, не превышающей расчетного сопротивления, в соответствии с теорией упругости увеличение размеров загруженной площади ведет к росту осадок и соответственно снижению жесткости основания. Так как величины расчетного сопротивления и предельного давления зависят от ширины подошвы фундамента возможно существование критического значения ширины подошвы, при котором действующее уплотняющее давление соответствует расчетному сопротивлению. В этом случае дальнейшее уменьшение ширины подошвы ведет к нарушению принципа линейной деформируемости и возникновению дополнительных нелинейных осадок, существенно снижающих жесткость основания. Зависимость жесткости основания от ширины подошвы по результатам, полученным Горбуновым-Посадовым М.И. для жесткого квадратного штампа при постоянном давлении на однородных грунтах средней плотности [49], показана на рис. 3.7 б.

При отсутствии слабых и более сжимаемых подстилающих слоев грунта увеличение глубины заложения при одинаковых уплотняющих давлениях и размерах подошвы ведет к увеличению жесткости основания из-за меняющегося соотношения уплотняющего и бытового давлений и роста плотности грунта с глубиной.

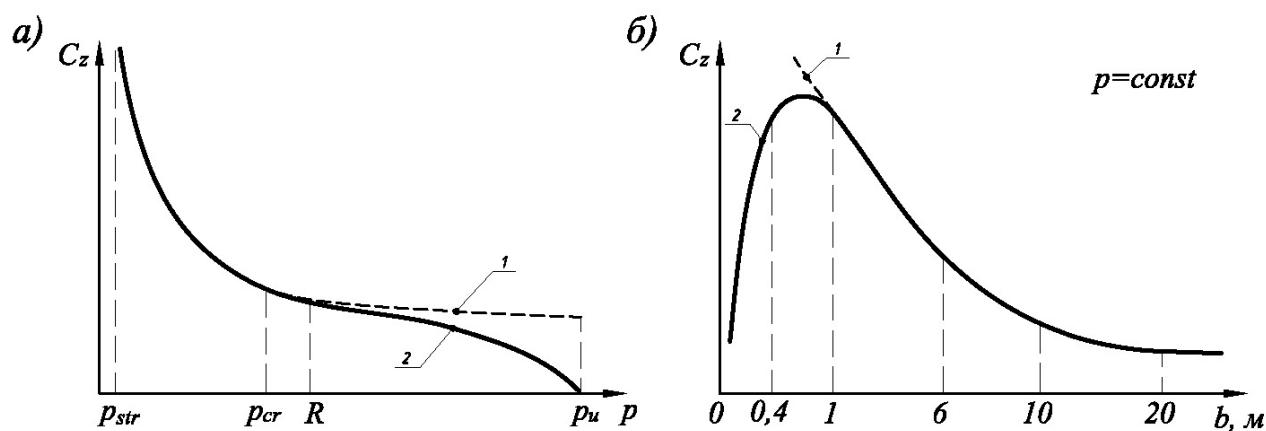


Рис. 3.7 Зависимости коэффициента жесткости основания: а – от давления; б – от ширины подошвы фундамента. 1 – для линейных моделей грунтового основания; 2 – для нелинейных моделей грунтового основания

Жесткость глинистых грунтов, в особенности просадочных, зависит от влажности (рис. 3.8 а).

Для грунтов с незавершенной фильтрационной консолидацией продолжительность загружения также влияет на жесткость основания (рис. 3.8 б)

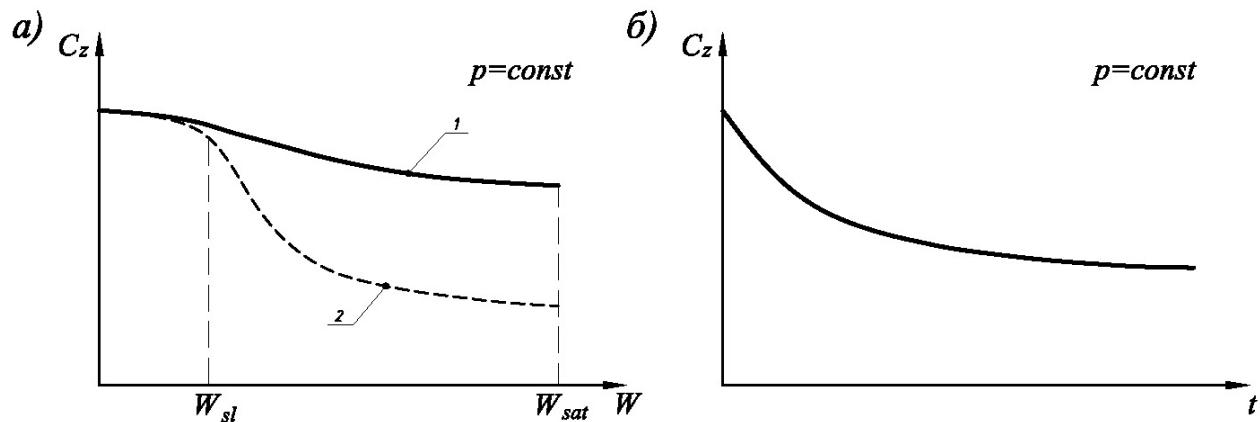


Рис. 3.8 Зависимости коэффициента жесткости основания: а – от влажности грунта; б – от времени. 1 – для непросадочных глинистых грунтов; 2 – для просадочных грунтов

К снижению жесткости основания также могут привести:

- динамические воздействия на грунт;
- длительная фильтрация воды через засоленные грунты;
- разложение органических включений;
- разуплотнение грунта в зоне растягивающих деформаций земной поверхности или вокруг карстовых провалов и т.д.

Таким образом, жесткость грунтового основания не является постоянной характеристикой, а зависит от различных факторов и поэтому может изменяться в процессе, как возведения, так и эксплуатации здания.

3.4.2. Жесткость фундамента

Жесткость сборно-монолитных ленточных или плитных фундаментов учитывается в общей жесткости здания в зависимости от их сопряжения с вышележащими конструкциями. В случае жесткого соединения цокольной и фундаментной части определение жесткостных характеристик подземной части выполняется как для единого целого. В случае разделения цокольной и фундаментной части горизонтальным швом скольжения определение

жесткостных характеристик подземной части выполняется как сумма жесткостных характеристик цокольной и фундаментной частей. В случае разделения подземной и надземной части здания горизонтальным швом скольжения жесткость всего здания определяется как сумма соответствующих жесткостей надземной и подземной частей здания [85].

Жесткость отдельных фундаментов каркасных зданий может без особого влияния на точность расчета приниматься на два порядка выше соответствующей жесткости колонны.

3.4.3. Жесткость сооружения и его конструктивных элементов

Жесткостные характеристики как сооружения в целом, так и его конструктивных элементов соответствуют виду их напряженного состояния.

Для конструктивных элементов с поперечными сечениями простой формы из относительно однородного материала, работающего в условиях линейной деформируемости, определение жесткостных характеристик не представляет сложности. Для сложных, комплексных сечений, представленных различными по деформационным характеристикам материалами, требуется:

- для упрощенных расчетных схем определение приведенных значений поперечных сечений;
- для уточненных расчетных схем детальное моделирование с учетом фактического расположения материалов в поперечном сечении элементов .

Жесткость ЗиС представляет собой интегральную оценку соответствующих жесткостных характеристик конструктивных элементов и узлов их сопряжения и обеспечивает сопротивляемость ЗиС воздействию неравномерных деформаций основания за счет перераспределения усилий между элементами. В общем случае обобщенную (осевую, сдвиговую, изгибную или крутильную) жесткость сооружения можно вычислить как величину соответствующего внутреннего усилия, приводящую к единичной деформации в сечении [302].

Для упрощенных расчетных схем обобщенные жесткостные характеристики ЗиС могут определяться:

- расчетным путем по предложениям различных авторов, например Косицына Б.А. [104, 93, 112], либо Гарагаша Б.А. [2, 85] с учетом депланации сечений. Следует отметить, что чем меньше сдвиговая жесткость здания, тем больше степень депланации, и соответственно ее влияние на изгибную жесткость сооружения. Учет депланации сечений ведет к снижению изгибной жесткости;
- методом пробных статических либо динамических нагрузений.

3.4.3.1. Влияние жесткости здания на неравномерные деформации основания

Здания и сооружения в зависимости от их изгибной и сдвиговой жесткости можно условно разделить на три категории жесткости (гибкости): жесткие, конечной жесткости и гибкие (податливые). В зависимости от принадлежности к той или иной категории ЗиС будут по-разному взаимодействовать с неравномерно деформируемым основанием [2, 436].

Жесткие здания – здания с конструктивной схемой, обеспечивающей незначительные относительные внутренние смещения (собственные деформации), которыми можно пренебречь. Прочность и жесткость конструктивных элементов и их сопряжений достаточна для восприятия дополнительных усилий при неравномерных осадках основания без проявления в них существенных деформаций и повреждений. При этом разница между потенциально возможными и фактическими неравномерными деформациями основания будет максимальной (рис. 3.9 а).

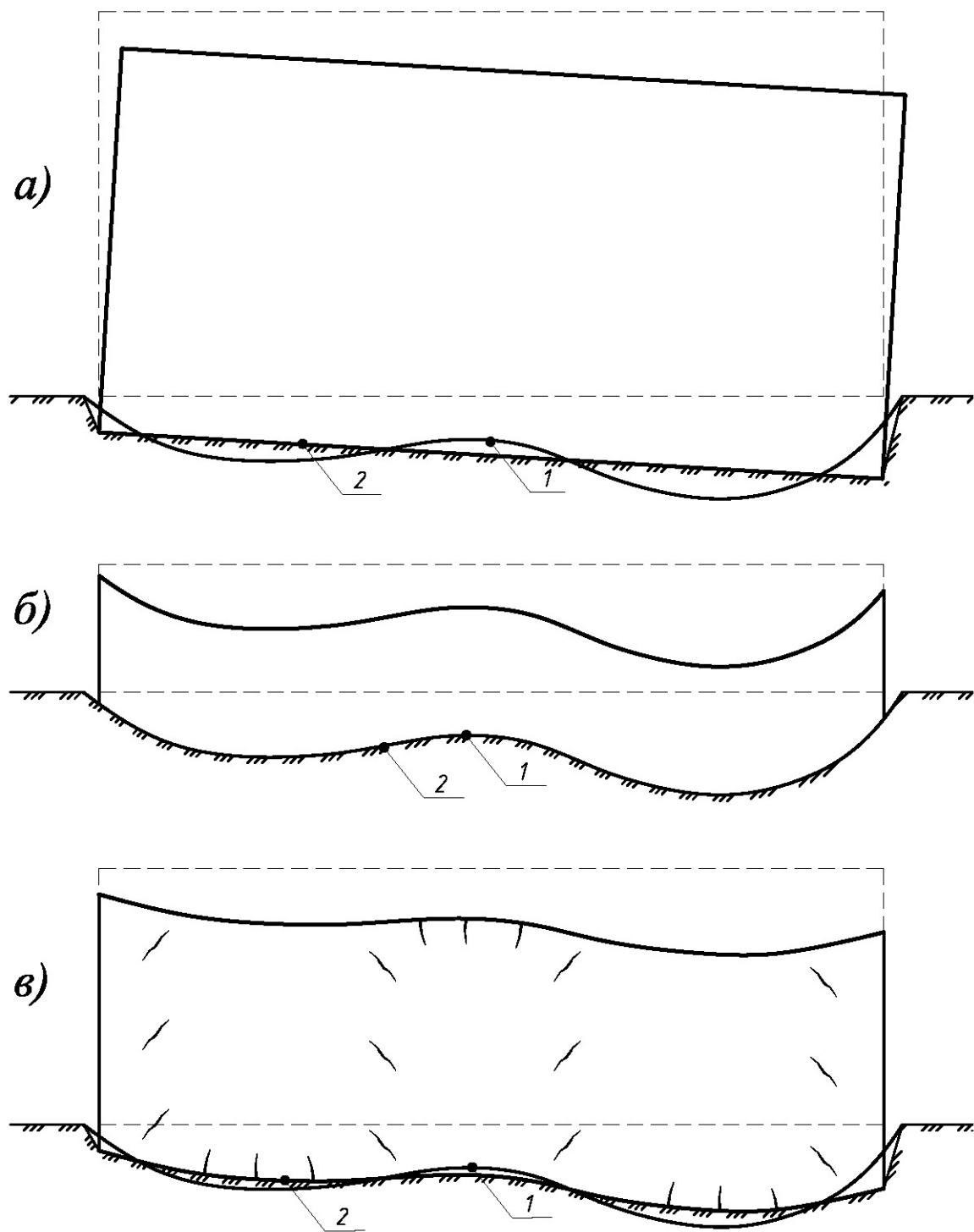


Рис. 3.9 Неравномерные деформации основания в зависимости от жесткости здания: а – жесткие; б – гибкие; в – конечной жесткости; 1 – потенциально возможная неравномерность деформаций основания; 2 – фактическая неравномерность с учетом жесткости здания [2]

Так как работа по сглаживанию неравномерностей деформаций основания совершается зданием и его конструктивными элементами, то увеличение неравномерности деформаций основания приведет к увеличению в них усилий.

Соответственно при одинаковой неравномерности осадок максимальные значения изгибающих моментов и перерезывающих сил будут возникать в жестких зданиях. Тем не менее, так как жесткие здания обладают более высокими значениями геометрических характеристик напряжения в сечениях элементов, как правило, не достигают предельных значений и соответственно трещин и повреждений в конструкциях не возникает [2]. При этом, однако, возможно возникновение крена здания в целом.

Гибкие здания – здания, элементы которых обладают значительной гибкостью и связаны между собой шарнирными или гибкими связями. Сопротивлением изгибу или сдвигу таких зданий можно пренебречь. Такие здания легко приспосабливаются к неравномерным деформациям без возникновения в них каких-либо существенных дополнительных усилий. Разница между потенциально возможными и фактическими неравномерными деформациями основания будет минимальной (рис. 3.9 б), поэтому усилия в конструкциях и соответственно повреждения, вызванные неравномерной осадкой, будут незначительны.

Здания конечной жесткости – здания, в которых разница между потенциально возможной и фактической неравномерной деформацией основания меньше, чем для жестких зданий, но больше, чем для гибких (рис. 3.9 в). При этом потенциально возможная неравномерность деформаций основания, как правило, превышает предельно допустимые значения для этого здания, в результате от дополнительных усилий возникают повреждения, снижающие жесткостные характеристики, как отдельных элементов, так и здания в целом.

Здания и сооружения могут иметь различную категорию жесткости в продольном и поперечном направлении.

3.4.3.2. Влияние неравномерных деформаций основания на жесткость здания

Увеличение неравномерных деформаций основания для зданий конечной жесткости существенно сказывается на жесткостных характеристиках, как отдельных конструктивных элементов, так и здания в целом за счет возникновения повреждений в элементах и узлах их сопряжения.

Максимальные жесткостные характеристики здания и его конструктивных элементов соответствуют незначительным неравномерным деформациям основания либо их отсутствию.

Таким образом, жесткостные характеристики зданий конечной жесткости должны приниматься не только с учетом их конструктивных решений, но и с учетом дополнительных усилий (напряжений) от ожидаемых неравномерных деформаций основания. Так как в свою очередь дополнительные усилия в конструкциях при неравномерных деформациях основания зависят от их жесткости, то процесс определения жесткостных характеристик, как правило, выполняется методом последовательных приближений.

3.4.3.3. Влияние конструктивной схемы здания на его жесткость

3.4.3.3.1. Бескаркасные здания

Бескаркасные здания в СИГГУ целесообразно проектировать по жестким или комбинированным конструктивным схемам, разделяя длинные ЗиС деформационными швами на независимо деформирующиеся жесткие отсеки. При этом следует стремиться к минимизации длины жестких отсеков здания и избегать сложной формы отсеков в плане. Комбинированная конструктивная схема может также предусматривать существенное различие жесткости ЗиС в продольном и поперечном направлении.

Пространственная жесткость (относительно равноценная в обеих направлениях) может быть обеспечена опиранием перекрытий по четырем сторонам на продольные и поперечные несущие стены и объединением их дополнительными арматурными связями в жесткие горизонтальные диски.

Учет плит перекрытий, опирающихся по двум сторонам и не объединенных дополнительными горизонтальными связями, при определении изгибной жесткости здания зависит от вида деформации основания. При прогибе здания его верхняя часть, включая плиты перекрытия, подвергается сжатию. Плиты перекрытия в нижней части здания оказываются в растянутой зоне, но силы трения, действующие по их опорной поверхности, за счет пригрузки верхними этажами, как правило, достаточно велики, чтобы препятствовать их смещению. В

связи с этим при прогибе следует учитывать работу всех перекрытий совместно со стенами. При выгибе здания степень совместной работы стен и перекрытий, расположенных в растянутой зоне (выше нейтральной оси) снижается. Чем выше перекрытие, тем меньше степень совместной работы, это обусловлено тем, что перекрытия верхних этажей пригружены гораздо меньше и возможен их сдвиг по поверхности контакта со стеной. В ряде случаев покрытие, даже выполненное в виде жесткого горизонтального диска, может практически полностью исключаться из совместной работы со стенами.

Таким образом, при выгибе здания его приведенная изгибная жесткость и положение нейтральной оси может быть ниже, чем при прогибе.

3.4.3.3.2. Каркасные здания

Каркасные здания в СИГГУ целесообразно проектировать по податливым и комбинированным конструктивным схемам. При этом на территориях группы сложности А (тяжелой см. табл. 1.1) предпочтение следует отдавать зданиям с металлическим каркасом, так как металлический каркас менее чувствителен к неравномерным деформациям основания. Например, для зданий с металлическим каркасом предельные горизонтальные перемещения оснований фундаментов от 2,5 до 5 раз больше, чем для железобетонного каркаса [243].

Жесткие конструктивные схемы для каркасных зданий допускаются только при соответствующем технико-экономическом обосновании [243].

Податливая конструктивная схема применяется преимущественно для одноэтажных промышленных и большепролетных зданий. При этом их устойчивость обеспечивается:

- в поперечном направлении преимущественно жесткой заделкой колонн в фундаментах;
- в продольном направлении путем устройства блоков жесткости из вертикальных связей между колоннами либо диафрагм жесткости.

Многоэтажные каркасные здания проектируются в основном по комбинированным (рис. 3.10 а) и податливым (связевым) схемам (рис. 3.10 б). При этом их устойчивость в поперечном и продольном направлениях

обеспечивается жесткой заделкой колонн в фундаментах и устройством пространственных блоков жесткости из вертикальных связей, диафрагм либо жестких рамных узлов, расположенных, как правило, в центре здания или отсека.

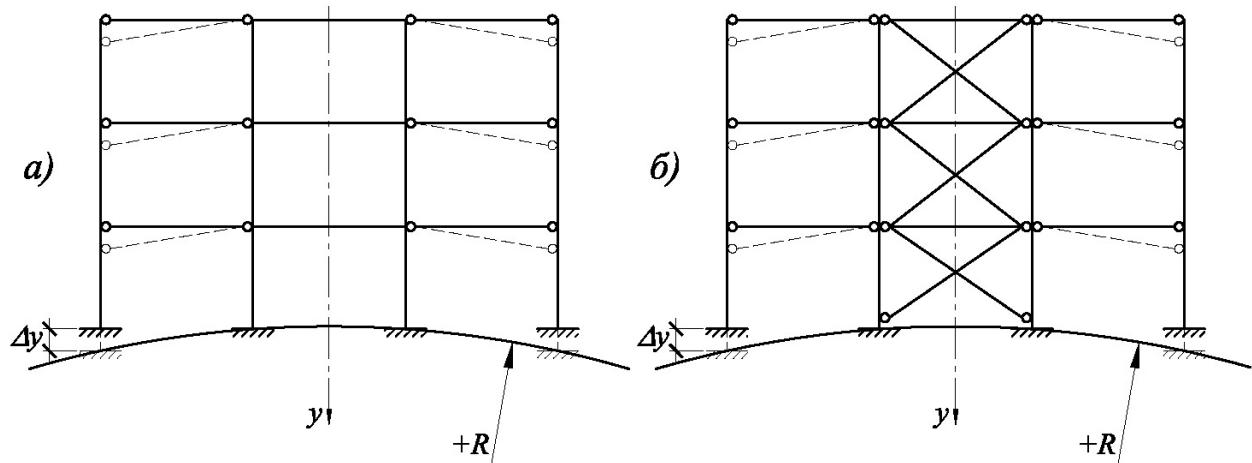


Рис. 3.10 Схемы рам каркасов многоэтажных зданий:

а – комбинированная; б – податливая (связевая)

Податливость узлов сопряжения элементов каркаса должна обеспечивать их целостность при максимальной неравномерности деформаций основания.

Комбинированная конструктивная схема, объединяющая жесткие и податливые элементы может применяться в зависимости от объемно-планировочных решений и особенностей инженерно-геологических условий площадки при соответствующем обосновании [188].

Жесткость перекрытий и покрытий в горизонтальной плоскости должна обеспечивать совместную работу пространственных блоков жесткости с остальными элементами каркаса.

Применение неразрезных конструктивных систем перекрытий и покрытий, как правило, нецелесообразно и соответственно требует соответствующего обоснования расчетом на неравномерные деформации основания.

Для моделирования элементов каркаса используются стержневые конечные элементы. Описание жесткостных характеристик КЭ основывается на реальных геометрических размерах, конструктивных решениях и физико-механических характеристиках материала моделируемых конструкций [131]. При этом необходимо учитывать различные особенности поведения сжатых, растянутых и изгибающихся элементов.

3.4.3.4. Влияние дефектов и повреждений

Дефекты и повреждения конструктивных элементов ЗиС могут определяться:

- в процессе инструментального обследования технического состояния или измерений при техническом осмотре (фактические);
- предварительными расчетами системы «ОФС» с учетом вероятных расчетных ситуаций (прогнозируемые).

Учет влияния дефектов и повреждений может быть выполнен:

- путем корректировки расчетной схемы по данным натурного обследования (для эксплуатируемых ЗиС) либо по результатам предварительных расчетов (для проектируемых ЗиС);
- поэтапным учетом истории нагружения и воздействий с сохранением деформированной схемы и пониженных жесткостных характеристик поврежденных элементов на каждом этапе расчета в качестве исходных для последующего этапа расчета.

3.4.3.5. Влияние конструктивных мер защиты

Учитывается введением в расчетную схему соответствующих изменений:

- дополнительными элементами, моделирующими конструкции усиления;
- изменением жесткостных характеристик существующих элементов и (или) узлов их сопряжения.

3.4.3.6. Учет физической нелинейности

Учет физической нелинейности позволяет определить жесткостные характеристики конструкции с учетом работы материалов конструкции в упругопластической области с нелинейной функциональной зависимостью $\sigma = f(\varepsilon)$ или $\varepsilon = f(\sigma)$. В сложных инженерно-геологических условиях повышенные деформационные воздействия со стороны основания, как правило, приводят к упругопластической работе материалов, поэтому результаты расчетов в линейной постановке могут существенно исказить жесткостные характеристики конструктивных элементов и соответственно их НДС. Расчет в нелинейной постановке с учетом диаграмм деформирования материалов, как правило,

позволяет снизить величину дополнительных усилий [140, 142, 131] и получить более экономичные конструктивные решения.

Рассмотрим алгоритм учета физической нелинейности изгибаемых статически неопределеных железобетонных элементов, предложенный еще в работе Дыховичного А.А. [131], впоследствии усовершенствовавшийся в работах Петракова А.А., Емец Е.В. [142], Клованича С.Ф. [365] и др. с использованием различных идеализированных диаграмм работы арматуры и бетона. Данный алгоритм применим и к конструктивным элементам из других строительных материалов, для которых применяются соответствующие им зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$. В современных ПК [437, 404, 160] для различных строительных материалов применяются, как различного рода функциональные аппроксимации зависимости $\sigma = f(\varepsilon)$, так и табличный ввод значений во всем диапазоне работы материала.

3.4.3.6.1. Определение жесткости изгибаемых железобетонных элементов с учетом нелинейной работы материалов

Жесткость железобетонных изгибаемых конструкций и их узловых соединений может определяться по диаграммам деформирования «Момент - кривизна», построенным для их сечений.

Значения касательных жесткостей нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при определенном значении изгибающего момента M определяются по наклону соответствующей касательной к графику зависимости "кривизна-момент".

При изгибающих моментах не превышающих $0,3 \cdot M_u$ жесткость сечения принимается постоянной и равной начальной жесткости сечения (B_0) по формуле

$$B_0 = \frac{0,3 \cdot M_u}{1/\rho}, \quad (3.22)$$

где M_u – предельное значение изгибающего момента в сечении, вычисленное по нормативным характеристикам материалов конструкций;
 $1/\rho$ – кривизна нейтральной оси сечения, соответствующая $0,3 \cdot M_u$.

В случае, если $M_i > 0,3 \cdot M_u$, жесткость сечения корректируется по формуле

$$B_i = B_0 \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha_i}{\operatorname{tg} \alpha_0} \quad (3.23)$$

где α_i – угол наклона касательной к графику “кривизна-момент” в точке,

соответствующей $(1/\rho_i; M_i)$;

α_0 – угол наклона касательной к графику “кривизна-момент” в точке $(0; 0)$.

В случае постепенного увеличения изгибающего момента в сечении в результате деформационного воздействия со стороны основания можно увеличить точность определения жесткости сечения за счет пошагового увеличения деформационного воздействия (кривизны нейтральной оси) с пересчетом (при необходимости) касательной жесткости на каждом шаге.

Разрушение сечения и соответственно обнуление его жесткости происходит при предельном значении кривизны нейтральной оси, при котором происходит разрушение либо сжатого бетона $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu}$, либо растянутой арматуры $\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$.

Построение зависимости жесткости сечений железобетонных изгибаемых элементов от кривизны нейтральной оси и соответствующего изгибающего момента позволяет:

- установить допустимую неравномерность смещения жестких опорных узлов элемента и соответственно допустимую неравномерность деформаций основания для каркасных зданий данного конструктивного решения;
- упростить процедуру итерационного уточнения жесткостей изгибаемых элементов при решении системы «ОФС».

3.4.3.6.2. Построение зависимости «Кривизна - Момент»

Построение расчетной зависимости «Кривизна - Момент» для каждого сечения изгибаемого железобетонного элемента осуществляется шагово-итерационным способом, который заключается в решении на каждом шаге расчета системы уравнений равновесия при введенных в нее аналитических зависимостях $\langle \sigma - \varepsilon \rangle$ бетона и арматуры, а также взаимосвязи их деформаций, выраженную гипотезой плоских сечений [131].

Алгоритм решения задачи.

На предварительном этапе расчета формируются исходные данные, т.е.:

- определяются геометрические характеристики нормального сечения изгибающего железобетонного элемента (при этом предполагается, что растянутая зона находится внизу, а сжатая вверху);
- задаются закономерности деформирования материалов (бетона и арматуры) вплоть до их разрушения. Согласно теоретическим и экспериментальным исследованиям, выполненным в работе [142], зависимость $\sigma_b - \varepsilon_b$ для сжатого бетона рекомендуется описывать уравнением 2-го порядка.

Далее производится постепенное увеличение (с определенным шагом) значений кривизны нейтральной оси сечения $1/\rho$ начиная с малого значения близкого к нулю и до значения, при котором происходит разрушение сечения либо по сжатому бетону ($\varepsilon_i \geq \varepsilon_{bu}$) либо по растянутой арматуре ($\varepsilon_{a,j} \geq \varepsilon_{su}$). Для каждого значения кривизны нейтральной оси определяется соответствующий изгибающий момент, действующий в сечении, и строится зависимость $M = f(1/\rho)$. При этом после начала разрушения (повреждения), какого либо участка поперечного сечения (бетона или арматуры) изгибающий элемент по прежнему может сопротивляться изгибу, но жесткость его существенно снижается.

Определение изгибающих моментов, действующих в сечении, при каждом значении кривизны нейтральной оси производится следующим образом:

1. Начало системы координат XY принимается на нижней грани сечения;
2. Поперечное сечение разделяется по высоте на n -е число элементарных площадей высотой Δy_i и шириной x_i . Армирование сечения задается отдельными площадями $A_{s,j}$, из арматуры одного класса, расположенной на соответствующих расстояниях от нижней грани сечения ($j = 1 \dots m$, где m – число площадей, заменяющих арматуру);
3. Определяются расстояния от нижней грани сечения до центров тяжести каждого элементарного бетонного слоя $y_{b,i}$ и арматурных площадей $y_{a,j}$;
4. Деформация в i -том бетонном слое определяется с использованием гипотезы плоских сечений, по формуле

$$\varepsilon_{b,i} = \frac{1}{\rho} \cdot (y_0 - y_{b,i}), \quad (3.24)$$

где y_0 – координата нейтральной оси (на первом шаге принимается равной координате центра тяжести приведенного сечения).

Для принятой системы координат считается: “+” – сжатие; “–“ – растяжение.

5. Значения напряжений в бетонном слое определяются по принятой зависимости $\sigma_{b,i} = f(\varepsilon_{b,i})$.

Для деформаций сжатия:

- при $0 < \varepsilon_{b,i} \leq \varepsilon_{bu}$, принимается $\sigma_{b,i} = f(\varepsilon_{b,i})$;
- при $\varepsilon_{b,i} > \varepsilon_{bu}$, предполагая разрушение данного элементарного слоя принимается $\sigma_{b,i} = 0$.

Для деформаций растяжения:

- при $\varepsilon_{b,i} \leq \varepsilon_{btu}$ предполагая, что в данном элементарном слое возникла трещина, принимается $\sigma_{b,i} = 0$;
- при $\varepsilon_{btR} \geq \varepsilon_{b,i} > \varepsilon_{btu}$, принимается $\sigma_{b,i} = R_{bt}$;
- при $0 > \varepsilon_{b,i} > \varepsilon_{btR}$, принимается $\sigma_{b,i} = E_0 \cdot \varepsilon_{b,i}$.

6. Деформация в j -той арматурной площади определяется по формуле

$$\varepsilon_{a,j} = \frac{1}{\rho} \cdot (y_0 - y_{a,j}), \quad (3.25)$$

7. Значения напряжений в j -той арматурной площади определяются из условий:

- при $\varepsilon_{a,j} \leq \varepsilon_{ap}$, принимается $\sigma_{a,j} = R_s$;
- при $\varepsilon_{a,j} \geq \varepsilon_{ac}$, принимается $\sigma_{a,j} = R_{sc}$;
- при $\varepsilon_{ap} < \varepsilon_{a,j} < \varepsilon_{ac}$, принимается $\sigma_{a,j} = E \cdot \varepsilon_{a,j}$.

8. Составляется уравнение равновесия проекций всех сил, действующих в сечении, на ось Z

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{b,i} \cdot \Delta y_i \cdot x_i + \sum_{j=1}^m \sigma_{a,j} \cdot A_{s,j} = 0. \quad (3.26)$$

Из уравнения равновесия численными методами с заданной точностью находится приблизительное положение нейтральной оси по высоте сечения y'_0 .

9. Составляется уравнение моментов всех сил, действующих в сечении, относительно уточненной координаты нейтральной оси сечения

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{b,i} \cdot \Delta y_i \cdot x_i \cdot (y'_0 - y_i) + \sum_{j=1}^m \sigma_{a,j} \cdot A_{s,j} \cdot (y'_0 - y_{a,j}), \quad (3.27)$$

где y'_0 – уточненная координата нейтральной оси сечения.

Значения напряжений в бетонных слоях и арматуре определяются по ранее описанным зависимостям от $\varepsilon_{b,i}$ и $\varepsilon_{a,j}$.

Как видно из приведенного алгоритма, при достаточно большом количестве разбиваемых слоев ручной расчет весьма трудоемок и требует программной реализации на ЭВМ. Приведенный алгоритм п.1-п.9 реализован автором в ПО DesCon (SC).

3.4.3.6.3. Аппроксимация диаграммы деформирования бетона с учетом нисходящей ветви

В работе Емец Е.В. [142] показано, что аппроксимация диаграммы деформирования бетона с учетом нисходящей ветви уравнением эллипса [131] либо полиномами высокой степени лишены универсальности.

В связи с этим в программном обеспечении, разработанном автором, в качестве основной аппроксимирующей функции $\sigma_b - \varepsilon_b$ использовано предложение Петракова А.А., основанное на уравнении кривой второго порядка следующего вида [438]

$$a_1 \cdot \sigma + a_2 \cdot \sigma^2 + a_3 \cdot \sigma \cdot \varepsilon + a_4 \cdot \varepsilon + a_5 \cdot \varepsilon^2 + a_6 = 0; \quad (3.28)$$

График такой функции обладает монотонностью первых производных и предсказуемостью на участках между расчетными точками. В связи с этим вариант описания диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ кривой 2-го порядка применим к бетонам всех классов.

Решение уравнения (3.28) сводится к вычислению неизвестных a_1, \dots, a_6 . Для определения неизвестных коэффициентов имеются пять граничных условий:

1. Принимаем $\sigma = 0, \varepsilon = 0$. Тогда $a_6 = 0$.

2. При $\sigma = 0, \varepsilon = 0, \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_b$.

Определяем $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$:

$$a_1 \cdot \frac{d\sigma}{d\varepsilon} + 2 \cdot a_2 \cdot \sigma \cdot \frac{d\sigma}{d\varepsilon} + a_3 \cdot \varepsilon \cdot \frac{d\sigma}{d\varepsilon} + a_3 \cdot \sigma \cdot \frac{d\varepsilon}{d\varepsilon} + a_4 \cdot \frac{d\varepsilon}{d\varepsilon} + 2 \cdot a_5 \cdot \varepsilon \cdot \frac{d\varepsilon}{d\varepsilon} = 0; \quad (3.29)$$

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} (a_1 + 2 \cdot a_2 \cdot \sigma + a_3 \cdot \varepsilon) + a_3 \cdot \sigma + a_4 + 2 \cdot a_5 \cdot \varepsilon = 0; \quad (3.30)$$

Отсюда

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = -\frac{a_3 \cdot \sigma + a_4 + 2 \cdot a_5 \cdot \varepsilon}{a_1 + 2 \cdot a_2 \cdot \sigma + a_3 \cdot \varepsilon}. \quad (3.31)$$

Следовательно, при $\varepsilon = 0$ и $\sigma = 0$

$$-\frac{a_4}{a_1} = E_b. \quad (3.32)$$

Из физических соображений (при наличии шести коэффициентов и пяти граничных условий) один коэффициент принимаем произвольно, т. е. $a_1 = 1$.

3. При $\varepsilon = \varepsilon_b$ и $\sigma = R_b$, $\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 0$ выражение (3.31) примет вид:

$$-\frac{a_3 \cdot R_b - E_b + 2 \cdot a_5 \cdot \varepsilon_b}{1 + 2 \cdot a_2 \cdot R_b + a_3 \cdot \varepsilon_b} = 0; \quad (3.33)$$

или

$$a_3 \cdot R_b - E_b + 2 \cdot a_5 \cdot \varepsilon_b = 0. \quad (3.34)$$

Отсюда

$$a_3 = \frac{E_b - 2 \cdot a_5 \cdot \varepsilon_b}{R_b}; \quad (3.35)$$

или

$$a_5 = \frac{E_b - R_b \cdot a_3}{2 \cdot \varepsilon_b}. \quad (3.36)$$

4. При $\varepsilon = \varepsilon_b$ и $\sigma = R_b$:

определяем σ :

$$a_2 \cdot \sigma^2 + (a_1 + a_3 \cdot \varepsilon) \cdot \sigma + a_4 \cdot \varepsilon + a_5 \cdot \varepsilon^2 = 0; \quad (3.37)$$

или с учетом (3.32), (3.36) уравнение (3.28) имеет вид:

$$a_2 \cdot \sigma^2 + (1 + a_3 \cdot \varepsilon) \cdot \sigma - E_b \cdot \varepsilon + E_b \cdot \frac{\varepsilon_b}{2} - R_b \cdot \frac{\varepsilon_b}{2} \cdot a_3 = 0. \quad (3.38)$$

Отсюда, решив квадратное уравнение (3.38), получим

$$\sigma = \frac{-(1 + a_3 \cdot \varepsilon) + \sqrt{(1 + a_3 \cdot \varepsilon)^2 - 4 \cdot a_2 \cdot (E_b \cdot \frac{\varepsilon_b}{2} - R_b \cdot \frac{\varepsilon_b}{2} \cdot a_3 - E_b \cdot \varepsilon_b)}}{2 \cdot a_2}; \quad (3.39)$$

При условии, что $\sigma = R_b$

$$R_b = \frac{-(1 + a_3 \cdot \varepsilon) + \sqrt{(1 + a_3 \cdot \varepsilon)^2 - 4 \cdot a_2 \cdot (E_b \cdot \frac{\varepsilon_b}{2} - R_b \cdot \frac{\varepsilon_b}{2} \cdot a_3 - E_b \cdot \varepsilon)}}{2 \cdot a_2}. \quad (3.40)$$

5. При $\varepsilon = \varepsilon_{bu}$ и $\sigma = R_{bu}$, исходя из условия 4

$$R_{bu} = \frac{-(1 + a_3 \cdot \varepsilon_{bu}) + \sqrt{(1 + a_3 \cdot \varepsilon_{bu})^2 - 4 \cdot a_2 \cdot (E_b \cdot \frac{\varepsilon_{bu}}{2} - R_b \cdot \frac{\varepsilon_{bu}}{2} \cdot a_3 - E_b \cdot \varepsilon_{bu})}}{2 \cdot a_2}. \quad (3.41)$$

Для определения коэффициентов a_2, a_3 преобразуем выражения (3.40), (3.41)

$$\begin{aligned} &(2 \cdot R_b \cdot a_2 + 1 + a_3 \cdot \varepsilon_b)^2 = \\ &= (1 + a_3 \cdot \varepsilon_b)^2 - 2 \cdot E_b \cdot \varepsilon_b \cdot a_2 + 2 \cdot R_b \cdot \varepsilon_b \cdot a_2 \cdot a_3 + 4 \cdot E_b \cdot \varepsilon_b \cdot a_2 \end{aligned} \quad (3.42)$$

$$\begin{aligned} &(2 \cdot R_{bu} \cdot a_2 + 1 + a_3 \cdot \varepsilon_{bu})^2 = \\ &= (1 + a_3 \cdot \varepsilon_{bu})^2 - 2 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{bu} \cdot a_2 + 2 \cdot R_b \cdot \varepsilon_{bu} \cdot a_2 \cdot a_3 + 4 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{bu} \cdot a_2 \end{aligned} \quad (3.43)$$

Решив уравнения (3.42), (3.43) найдем неизвестные коэффициенты a_2, a_3

$$\begin{aligned} & 4 \cdot R_b^2 \cdot a_2^2 + (1 + a_3 \cdot \varepsilon_b)^2 + 4 \cdot R_b \cdot a_2 \cdot (1 + a_3 \cdot \varepsilon_b) = \\ & = (1 + a_3 \cdot \varepsilon_b)^2 - 2 \cdot E_b \cdot \varepsilon_b \cdot a_2 + 2 \cdot R_b \cdot \varepsilon_b \cdot a_2 \cdot a_3 + 4 \cdot E_b \cdot \varepsilon_b \cdot a_2; \end{aligned} \quad (3.44)$$

$$\begin{aligned} & 4 \cdot R_{bu}^2 \cdot a_2^2 + (1 + a_3 \cdot \varepsilon_{bu})^2 + 4 \cdot R_{bu} \cdot a_2 (1 + a_3 \cdot \varepsilon_{bu}) = \\ & = (1 + a_3 \cdot \varepsilon_{bu})^2 - 2 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{bu} \cdot a_2 + 2 \cdot R_b \cdot \varepsilon_{bu} \cdot a_2 \cdot a_3 + 4 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{bu} \cdot a_2 \end{aligned} \quad (3.45)$$

Преобразовав выражения (3.44) и (3.45), получим

$$4 \cdot R_b^2 \cdot a_2 + 2 \cdot R_b \cdot \varepsilon_b \cdot a_3 + 4 \cdot R_b - 2 \cdot E_b \cdot \varepsilon_b = 0; \quad (3.46)$$

$$4 \cdot R_{bu}^2 \cdot a_2 + 2 \cdot (2 \cdot R_{bu} \cdot \varepsilon_{bu} - R_b \cdot \varepsilon_{bu}) \cdot a_3 + 4 \cdot R_{bu} + 2 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{bu} - 4 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{bu} = 0. \quad (3.47)$$

Разделив уравнение (3.46) на $4 \cdot R_b^2$ и (3.47) на $4 \cdot R_{bu}^2$, получим

$$a_2 + \frac{\varepsilon_b}{2 \cdot R_b} \cdot a_3 + \frac{1}{R_b} - \frac{E_b}{2 \cdot R_b^2} \cdot \varepsilon_b = 0; \quad (3.48)$$

$$a_2 + \left(\frac{\varepsilon_{bu}}{R_{bu}} - \frac{R_{bu}}{2 \cdot R_{bu}^2} \cdot \varepsilon_{bu} \right) \cdot a_3 + \frac{1}{R_{bu}} + \frac{E_b}{2 \cdot R_{bu}^2} \cdot \varepsilon_{bu} - \frac{E_b}{R_{bu}^2} \cdot \varepsilon_{bu} = 0. \quad (3.49)$$

Выразив a_2 из выражения (3.48), и подставив его в выражение (3.33), получим

$$\left(\frac{\varepsilon_{bu}}{R_{bu}} - \frac{R_b}{2 \cdot R_{bu}^2} \frac{\varepsilon_{bu}^2}{\varepsilon_b} - \frac{\varepsilon_b}{2 \cdot R_b} \right) \cdot a_3 + \frac{1}{R_{bu}} + \frac{E_b}{2 \cdot R_{bu}^2} \frac{\varepsilon_{bu}^2}{\varepsilon_b} - \frac{E_b}{R_{bu}^2} \cdot \varepsilon_{bu} - \frac{1}{R_b} + \frac{E_b}{2 \cdot R_b^2} \cdot \varepsilon_b = 0 \quad (3.50)$$

Решив уравнение (3.50) относительно a_3 , получим

$$a_3 = \left(\frac{E_b}{R_{bu}^2} \varepsilon_{bu} - \frac{E_b}{2 \cdot R_b^2} \varepsilon_b + \frac{1}{R_b} - \frac{1}{R_{bu}} - \frac{E_b}{2 \cdot R_{bu}^2} \frac{\varepsilon_{bu}^2}{\varepsilon_b} \right) \left(\frac{\varepsilon_{bu}}{R_{bu}} - \frac{R_b}{2 \cdot R_{bu}^2} \frac{\varepsilon_{bu}^2}{\varepsilon_b} - \frac{\varepsilon_b}{2 \cdot R_b} \right)^{-1}; \quad (3.51)$$

$$a_2 = \frac{E_b}{2 \cdot R_b^2} \cdot \varepsilon_b - \frac{1}{R_b} - \frac{\varepsilon_b}{2 \cdot R_b} \cdot a_3. \quad (3.52)$$

Как показано в работе [142] использование для аппроксимации диаграммы деформирования бетона кривой 2-го порядка при построении расчетной зависимости «кривизна-момент» показывает хорошую сходимость с экспериментальными данными для различных классов бетона (расхождение не более 10%).

3.4.4. Относительная жесткость системы «ОФС»

Относительная жесткость системы «сооружение-основание» является одной из основных характеристик системы, которая в различной форме написания встречается у многих авторов, занимавшихся исследованиями совместной работы конструкций и основания.

У Крылова А.Н. это упругая характеристика L имеющая размерность длины:

$$L = \sqrt[4]{4 \cdot EI / C_z}, \quad (3.53)$$

где EI – приведенная изгибная жесткость здания;

C_z – среднее значение коэффициента жесткости основания.

Критерием оценки жесткости балки на упругом основании по Горбунову-Посадову М.И. [20] является показатель гибкости

$$t = 10 \cdot \frac{E \cdot l^3}{E_n \cdot h^3}, \quad (3.54)$$

где E и E_n – модули деформации грунта основания и конструкции соответственно;

l и h – длина и толщина конструкции.

В зависимости от показателя гибкости балки подразделяются:

- при $t < 1$ балка может считаться абсолютно жесткой;
- при $1 \leq t \leq 10$ балка считается имеющей конечную жесткость;
- при $t > 10$ балка может считаться бесконечно длинной.

По Клепикову С.Н. система «балка-основание» характеризуется приведенной длиной

$$\lambda = L \cdot \sqrt[4]{C_z / 4 \cdot EI}, \quad (3.55)$$

где L – длина балки.

В зависимости от численного значения приведенной длины балки подразделяются:

- при $\lambda < 1$ балка жесткая;
- при $1 < \lambda < 6$ балка короткая;
- при $\lambda > 6$ балка длинная.

Балки жесткие можно отнести к жестким фундаментам. Балки короткие и длинные относятся к фундаментам конечной жесткости.

По Гарагашу Б.А. [2] показатель относительной изгибной жесткости системы "здание-основание" имеет вид

$$\delta_u = \frac{C_z \cdot L^4}{EI} \quad (3.59)$$

Несмотря на разнообразие форм записи, данный показатель позволяет классифицировать здание по жесткости как элемент системы. При этом по предложению Гарагаша Б.А. [85] в зависимости от формы написания он может называться:

- относительной жесткостью системы «сооружение – основание», если жесткость сооружения находится в числителе, а основания в знаменателе;
- относительной жесткостью системы «основание – сооружение», если жесткость основания находится в числителе, а сооружения в знаменателе.

По мнению автора, так как больший интерес представляет показатель, характеризующий жесткость здания по отношению к основанию, предпочтительней использовать форму написания с жесткостью сооружения в числителе.

При этом, так как в данной работе рассматривается работа системы в сложных инженерно-геологических условиях, при определении требуемого показателя относительной жесткости системы, по мнению автора, следует учитывать неравномерность деформаций (изменения жесткости) основания, в том числе и от распределительной способности основания. В противном случае при постоянной жесткости основания (модель Винклера), постоянной распределенной нагрузке по длине балки и отсутствии неравномерных деформаций, не зависящих от нагрузки, данный показатель никак не влияет на НДС балки. То есть, при полностью равномерных вертикальных деформациях основания, независимо от их величины, НДС здания и его конструкций не зависит от соотношения жесткости элементов системы «основание – сооружение» и соответственно совместный расчет системы «ОФС» не требуется.

Как уже указывалось в п. 3.4.3.1 жесткость здания оказывает влияние на разницу между потенциально возможными и фактическими неравномерными деформациями основания.

Для оценки относительной изгибной жесткости здания неравномерные деформации основания на определенном участке длиной l можно представить в виде кривизны ρ либо радиуса кривизны R , которые в свою очередь разделяются на потенциальные, фактические и предельные:

- R_p и R_f – соответственно потенциальный и фактический радиус кривизны основания здания (балки) на участке длиной l ;
- R_u – предельный (допустимый) радиус кривизны основания для данного конструктивного решения здания.

В этом случае:

- при $\rho_p = 0$ ($R_p \rightarrow \infty$) здание можно рассматривать как абсолютно жесткое по отношению к основанию, поэтому дальнейшее рассмотрение относится к случаям с $\rho_p \neq 0$, то есть потенциальному искривлению здания, вызванному неравномерными деформациями основания.
- при $R_f / R_p \rightarrow \infty$ здание можно рассматривать как абсолютно жесткое;
- при $R_f / R_p \rightarrow 1$ здание можно рассматривать как абсолютно гибкое.

В зависимости от отношения фактической и потенциальной кривизны к предельной (допустимой) кривизне для данного конструктивного решения здания можно определить требуется ли корректировка жесткостных характеристик элементов системы:

- при $R_u / R_p \leq 1$ либо $R_f / R_u \approx 1$ относительная изгибная жесткость системы «сооружение – основание» является достаточной и не требует корректировки;
- при $R_u / R_p > 1$ и $R_f / R_u \gg 2$ относительная изгибная жесткость системы «сооружение – основание» является избыточной и целесообразно ее снижение;
- при $R_u / R_p > 1$ либо $R_f / R_u < 1$ необходимо предусматривать мероприятия по обеспечению эксплуатационной пригодности здания, направленные, например, на повышение относительной изгибной жесткости системы «сооружение –

основание» за счет изменения любого из влияющих параметров системы. При этом в первую очередь целесообразно менять длину l .

Требуемый показатель относительной изгибной жесткости системы «сооружение – основание» в сложных инженерно-геологических условиях по предложению автора можно определить по формуле:

$$\lambda' = \lambda \cdot \frac{R_u}{R_p} = \frac{EI}{C_z \cdot l^4} \cdot \frac{R_u}{R_p}, \quad (3.60)$$

где λ – текущее значение показателя относительной изгибной жесткости системы.

Потенциальная кривизна основания может быть вызвана:

- вынужденными перемещениями основания;
- неравномерной сжимаемостью и загруженностью основания.

Определение потенциальной кривизны выполняется без учета жесткости здания в соответствии с разделом 2.

Определение фактической кривизны выполняется путем совместного расчета системы «ОФС». Возможно приблизительное определение фактической кривизны по упрощенным формулам, учитывающим относительную жесткость системы «ОФС». Например:

$$R_f = R_p \cdot \left(1 + \frac{EI}{C_z \cdot l^4} \right). \quad (3.61)$$

Предельный (допустимый) радиус кривизны R_u для зданий различного конструктивного решения может определяться либо по данным натурных наблюдений, либо приблизительно по методике, изложенной в п. 3.4.3.6.

Также возможно его приблизительное определение исходя из величины предельной (допустимой) неравномерной осадки для данного конструктивного решения здания:

$$R_u = \frac{(L/2)^2}{2 \cdot (L/2) \cdot (\Delta s/L)_u} = \frac{L}{4 \cdot (\Delta s/L)_u}. \quad (3.62)$$

3.4.4.1. Изменение жесткости системы «ОФС» в процессе возведения, эксплуатации и реконструкции

В процессе возведения и эксплуатации зданий и сооружений НДС их несущих конструкций изменяется (рис. 3.11) [85].

По мере возведения здания его изгибная и сдвиговая жесткости постепенно увеличиваются вплоть до величины, соответствующей полностью сформированному проектному сечению. Жесткость основания при этом наоборот снижается, так как с ростом нагрузки на основание растут и его деформации.

Затем после завершения строительства, когда жесткостные характеристики здания приобретают постоянное значение, для грунтов с ярко выраженными реологическими свойствами, а также находящимися в состоянии незавершенной фильтрационной консолидации существует период стабилизации осадок, во время которого жесткость основания продолжает снижаться. В зависимости от вида грунта этот период может либо практически отсутствовать (песчаные грунты), либо быть по длительности сопоставимым со сроком эксплуатации здания (слабые водонасыщенные грунты).

После завершения периода стабилизации осадок при отсутствии особых природно-климатических и техногенных воздействий жесткость основания можно считать относительно стабильной величиной.

По мере эксплуатации здания за счет физического износа и накопления различных повреждений жесткостные характеристики здания снижаются, что может привести к перераспределению усилий в системе. При этом, несмотря на то, что обобщенное усилие в здании уменьшается, снижение площади сечения конструктивных элементов вызывает локальные увеличения и концентрации напряжений, ведущие к дальнейшему нарастанию повреждений вплоть до потери эксплуатационной пригодности и в некоторых случаях аварийному состоянию.

Возникновение повреждений в несущих конструкциях снижает жесткость здания. При этом потери жесткости могут быть настолько большими, что здание может перейти в категорию гибких, либо в результате образования стихийных деформационных швов из магистральных трещин разделится на несколько частей,

обладающих более высокой относительной жесткостью. В результате здание легче приспосабливается к большим неравномерностям деформирования основания.

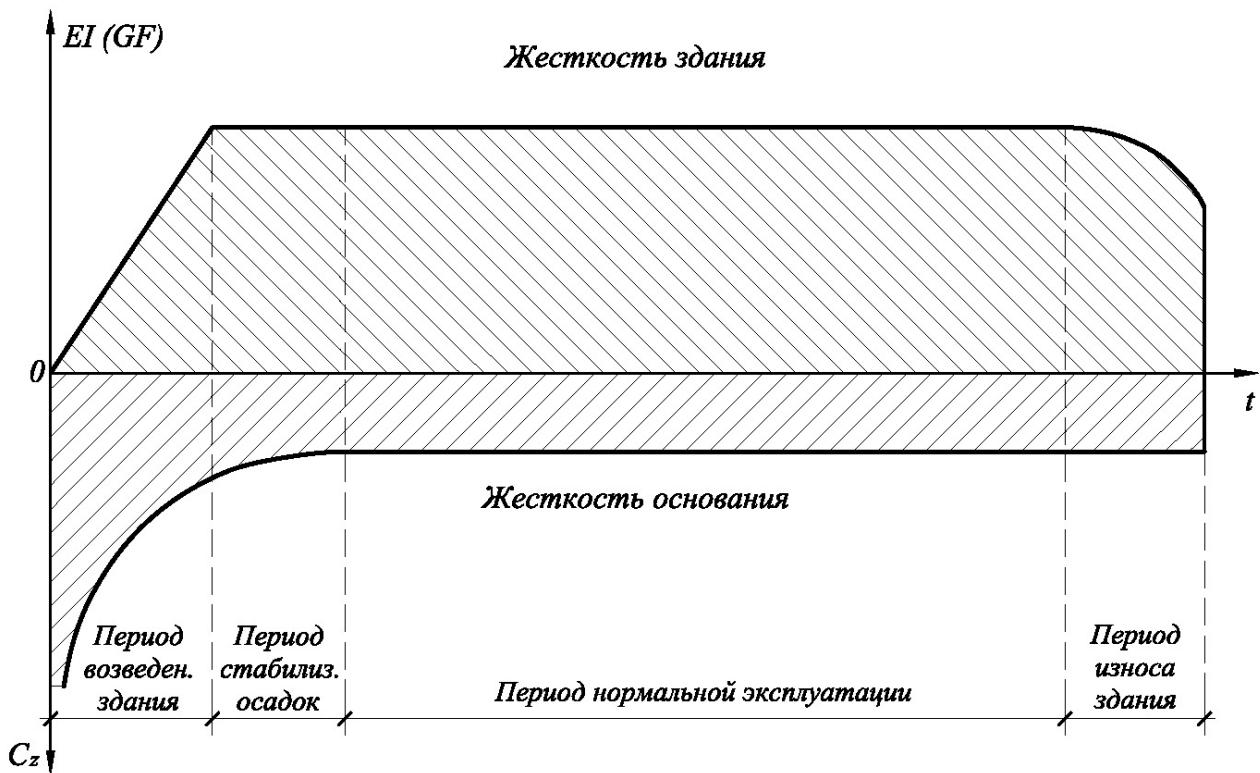


Рис. 3.11 График изменения жесткости здания и основания в процессе возведения и эксплуатации [85]

При эксплуатации здания в течении длительного периода грунты основания, как правило, уплотняются, в результате чего улучшаются их прочностные и деформационные характеристики. В случае если основание фундаментов имеет определенный запас прочности и деформируемости появляется возможность выполнить реконструкцию здания увеличением его этажности.

Надстройка здания приводит к увеличению сдвиговой и особенно изгибной жесткости здания, а соответствующее увеличение давления на основание может привести к снижению жесткости основания (рис. 3.12). При этом если давление на основание после реконструкции превысит расчетное сопротивление снижение жесткости основания может оказаться довольно существенным. В результате относительная жесткость системы меняется и при значительной величине

надстройки здание может перейти в категорию бесконечно жестких [85]. В этом случае неравномерные деформации основания представляют опасность для здания в основном только величиной крена.

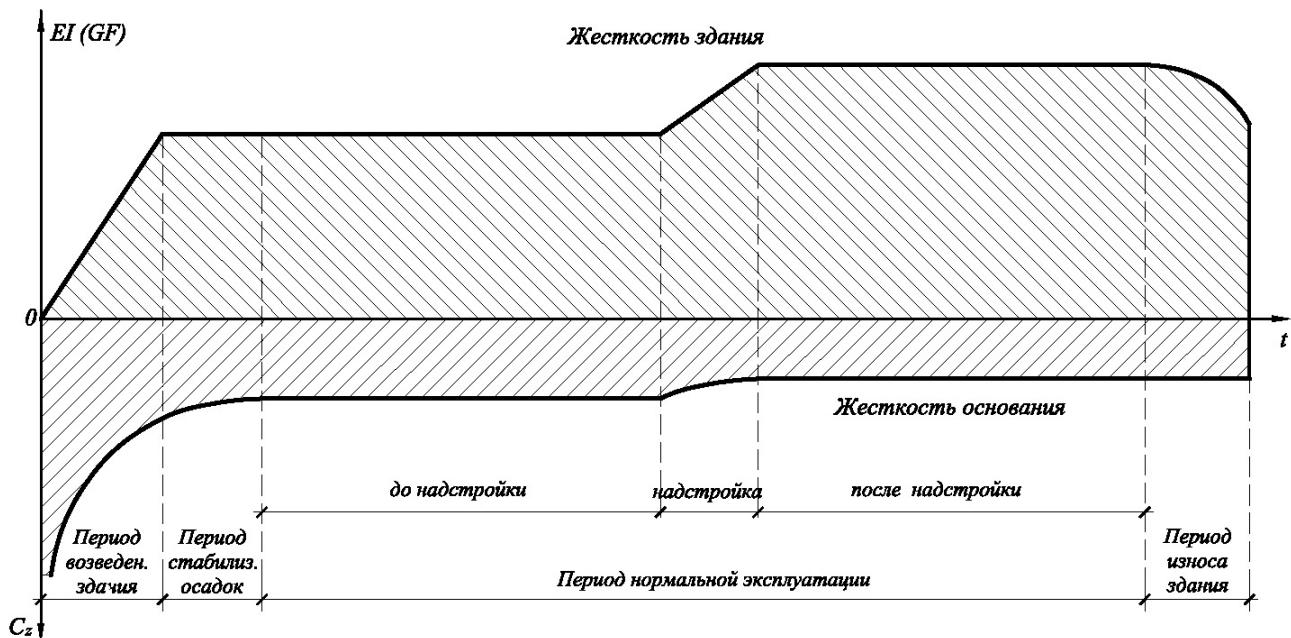


Рис. 3.12 График изменения жесткости здания и основания в процессе возведения и надстройки в период эксплуатации

3.4.4.2. Регулирование НДС конструкций здания путем изменения жесткостных характеристик элементов системы «ОФС»

В сложных инженерно-геологических условиях снижение дополнительных усилий в конструкциях здания, вызванных неравномерными деформациями основания, можно достичь как повышением, так и понижением жесткости основания.

При этом, как правило, при неравномерных деформациях основания, зависящих от нагрузки на основание, целесообразным является повышение жесткости основания, а при вынужденных перемещениях, не зависящих от нагрузки на основание наоборот.

Повысить уровень надежности и долговечности зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях можно путем целенаправленного изменения жесткостных характеристик элементов системы «ОФС»:

- для понижения относительной жесткости системы;
- для повышения относительной жесткости системы.

При этом могут применяться как мероприятия, направленные на изменение жесткости одного из элементов системы «Основание – Фундамент – Сооружение», так и комплексные мероприятия, направленные на одновременное изменение жесткости двух или более элементов системы.

3.4.4.2.1. Мероприятия, направленные на изменение жесткости основания:

Применение конструкций фундаментов, трансформирующих эпюру контактных напряжений с целью повысить либо понизить жесткость основания.

Повышение жесткости основания:

- закреплением грунтов полной [439] либо частичной силикатизацией [430, 440, 441], цементацией [442, 443], битумизацией, смолизацией, термообжигом [215, 216] и т.п.;
- уплотнением путем создания внутренних давлений в грунтовом массиве, превышающих прочность грунта [444, 445, 446, 447], раскатыванием скважин [185], электросмотическим осушением и т.п. [210, 216];
- горизонтальным армированием грунтоцементными элементами по буроносительной технологии [448];
- инъектированием геополимеров [449, 450];
- увеличением площади подошвы фундаментов при неизменной на них нагрузке.

Снижение жесткости основания по подошве и по боковой поверхности можно осуществить различными способами, например:

- горизонтальным выбуриванием грунта основания [451];
- технической мелиорацией (целенаправленным замачиванием) [209];
- увеличением давления на основание до значений, превышающих предел линейной деформируемости и соответственно определением деформаций основания на перегруженных участках с учетом нелинейной работы грунта [18, 416, 415, 417];

- применением специальных видов фундаментов с концентраторами напряжений в основании [435, 452], приводящим к увеличению величины осадок (врезаемости фундамента в грунт), но при этом снижающим их неравномерность;
- применением легкодеформируемых вставок, размещаемых по подошве или боковой поверхности фундаментов [453], устройством подготовки под фундамент переменной жесткости [275], применением сильноожимаемых обратных засыпок.

3.4.4.2.2. Мероприятия, направленные на изменение жесткости фундамента:

Повышение жесткости фундаментных конструкций:

- применением коробчатых или сплошных фундаментных плит большой толщины с целью снизить неравномерность осадок и соответственно усилия и напряжения в надземных конструкциях. При этом жесткость фундаментных плит рекомендуется подбирать из условия обеспечения максимально допустимой по нормам величины неравномерных осадок, так как излишнее ужесточение этого критерия приводит к необоснованному перерасходу материалов [454];
- увеличением сечения фундаментов путем устройства металлических или железобетонных обойм, поясов и т.п.;
- устройством конструкции усиления, совмещенной с отмосткой [455, 456].

Снижение жесткости фундаментных конструкций путем устройства горизонтальных швов скольжения.

3.4.4.2.3. Мероприятия, направленные на изменение жесткости здания:

- повышение жесткости надземных конструкций и узлов их сопряжения путем увеличения размеров их поперечных сечений, увеличением деформационных и прочностных характеристик материалов, увеличением армирования или применением предварительного напряжения, устройства дополнительных конструктивных элементов (поэтажные пояса и т.п), снижением расчетной длины конструктивных элементов и обеспечением их совместной работы и т.д.;
- разрезка длинного здания деформационными швами на короткие жесткие отсеки;
- снижение жесткости надземных конструкций путем снижения размеров их поперечных сечений, увеличения их расчетной длины (пролетов), снижением

деформационных и прочностных характеристик материалов, применением податливых узлов сопряжения конструктивных элементов по длине здания, увеличением зазоров между соседними конструкциями.

3.4.4.2.4. Комплексные мероприятия:

- переустройство столбчатых фундаментов в ленточные или ленточных фундаментов в плитные в процессе возведения или реконструкции ЗиС [457];
- применение ленточно-оболочечных фундаментов [173, 458];
- применение конструктивных элементов, позволяющих регулировать НДС как конструкций здания, так и основания.

3.5. Моделирование воздействий на здание

3.5.1. От неравномерных деформаций основания, вызванных просадкой грунта

Характер влияния неравномерных деформаций основания при замачивании просадочных грунтов на здание зависит от типа грунтовых условий, вида и местоположения источника замачивания, нагрузки, водопроницаемости грунтовой толщи и других факторов. Учитывая то, что возможное местоположение источника замачивания зачастую проявляется стохастическим образом, при расчете сооружений на воздействие просадки помимо схем замачивания, обусловленных расположением водонесущих коммуникаций, рассматриваются еще как минимум две расчетные схемы, имеющие наиболее неблагоприятный характер для сооружения [18]:

- симметричная – источник замачивания и соответственно максимальная просадка по центру здания (рис. 3.13);
- асимметричная – источник замачивания и соответственно максимальная просадка под углом (торцом) здания (рис. 3.14).

При этом источник замачивания может быть: точечным; линейным или площадным.

Автором рекомендуется рассматривать также схему, в которой местоположение источника замачивания совпадает с местом максимальной осадки основания от основного сочетания нагрузок и воздействий. В этом случае

неравномерность деформаций основания от основного сочетания будет усугублена просадочными деформациями. В ряде случаев, для зданий простой формы в плане с регулярным (симметричным) расположением несущих конструкций, относительно равномерно загруженных, такая схема будет совпадать с вышеперечисленными схемами [410].

Влияние неравномерных деформаций основания на конструкции зданий при просадке грунта при замачивании принимаются в виде:

- изменения контактной жесткости основания на замоченных участках в результате просадочных деформаций и дополнительных деформаций непросадочных слоев грунта от внешней нагрузки на основание (для условий, в которых возникают указанные деформации) по вышеуказанным неблагоприятным расчетным схемам (рис. 3.13 и 3.14);

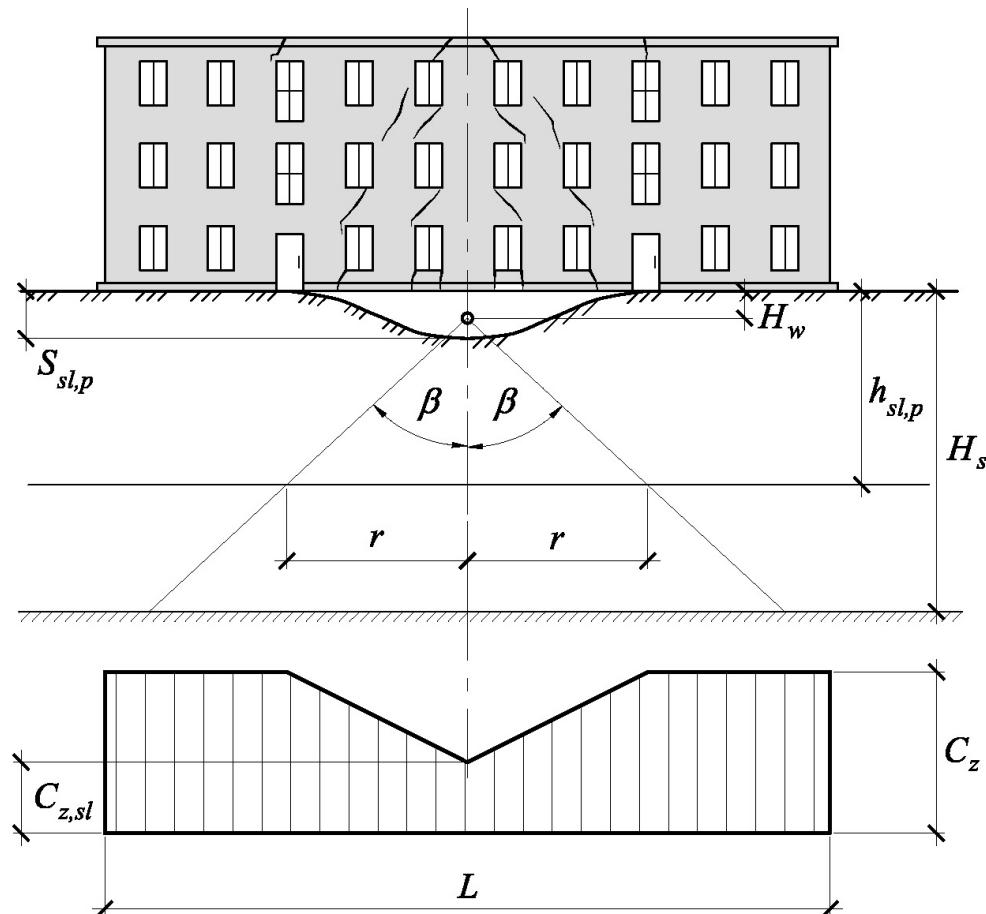


Рис. 3.13 Схемы вертикальных перемещений и изменения жесткости основания при замачивании под серединой сооружения и просадке грунтов от внешней нагрузки

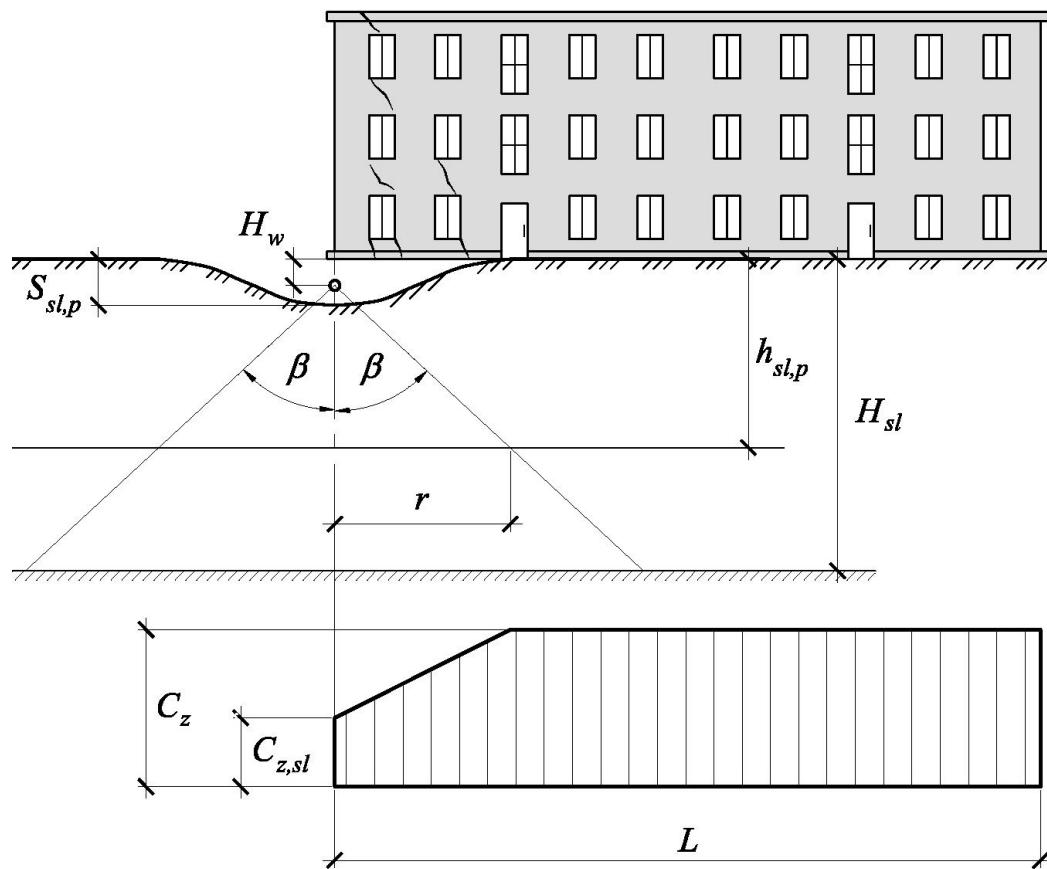


Рис. 3.14 Схемы вертикальных перемещений и изменения жесткости основания при замачивании под торцом сооружения и просадке грунтов от внешней нагрузки

- вертикальных и горизонтальных вынужденных перемещений контактной поверхности основания вследствие просадочных деформаций и дополнительных деформаций непросадочных подстилающих слоев грунта от собственного веса грунта (для грунтовых условий II типа по просадочности) (рис. 3.15 и 3.16).
- дополнительных вертикальных нагрузок на заглубленные конструкции зданий, возникающих за счет сил трения, проседающих от собственного веса грунтов (для грунтовых условий II типа по просадочности).

Минимальный коэффициент жесткости основания $C_{z,sl}$ определяется по формуле (3.7) по вертикали, проходящей через источник замачивания.

Схемы изменения жесткости основания при местном его замачивании могут приниматься:

- по линейному закону от минимального $C_{z,sl}$ до максимального C_z значений коэффициентов жесткости (рис. 3.13, 3.14);
- нелинейной аппроксимацией упрощенными формулами от минимального до максимального значения коэффициента жесткости;
- определением коэффициентов жесткости в массиве расчетных точек основания, расположенных в пределах обводненной зоны, в соответствии с алгоритмом, изложенным в п. 2.3.1.6.

В грунтовых условиях **II типа** по просадочности влияние просадочной воронки, вызванной просадкой от собственного веса грунта, (рис. 2.5) учитывается вынужденными перемещениями основания фундаментов по вышеуказанным неблагоприятным схемам (симметричной и асимметричной).

При расположении просадочной воронки по симметричной схеме по центру здания возможно возникновение двух вариантов:

- a) просадочная воронка не имеет плоского дна (при $B_w \leq H_{sl}$), а ее размеры не превышают размеров здания, т.е. $L \geq 2 \cdot r_w$ (рис. 3.15а). В этом случае на здание воздействуют: кривизна вогнутости с относительными горизонтальными деформациями сжатия $-\varepsilon$ в средней части просадочной воронки и кривизна выпуклости с относительными горизонтальными деформациями растяжения $+\varepsilon$ на краях просадочной воронки;
- б) просадочная воронка имеет плоское дно (при $B_w > H_{sl}$), а ее размеры превышают размеры здания, т.е. $L < 2 \cdot r_w + b_w$ (рис. 3.15б). В этом случае здание подвергается воздействию кривизны вогнутости и относительным горизонтальным деформациям сжатия $-\varepsilon$.

При расположении просадочной воронки по асимметричной схеме под торцом или углом здания (рис. 3.16) торцевая часть здания подвергается воздействию кривизны выпуклости с относительными горизонтальными деформациями растяжения $+\varepsilon$.

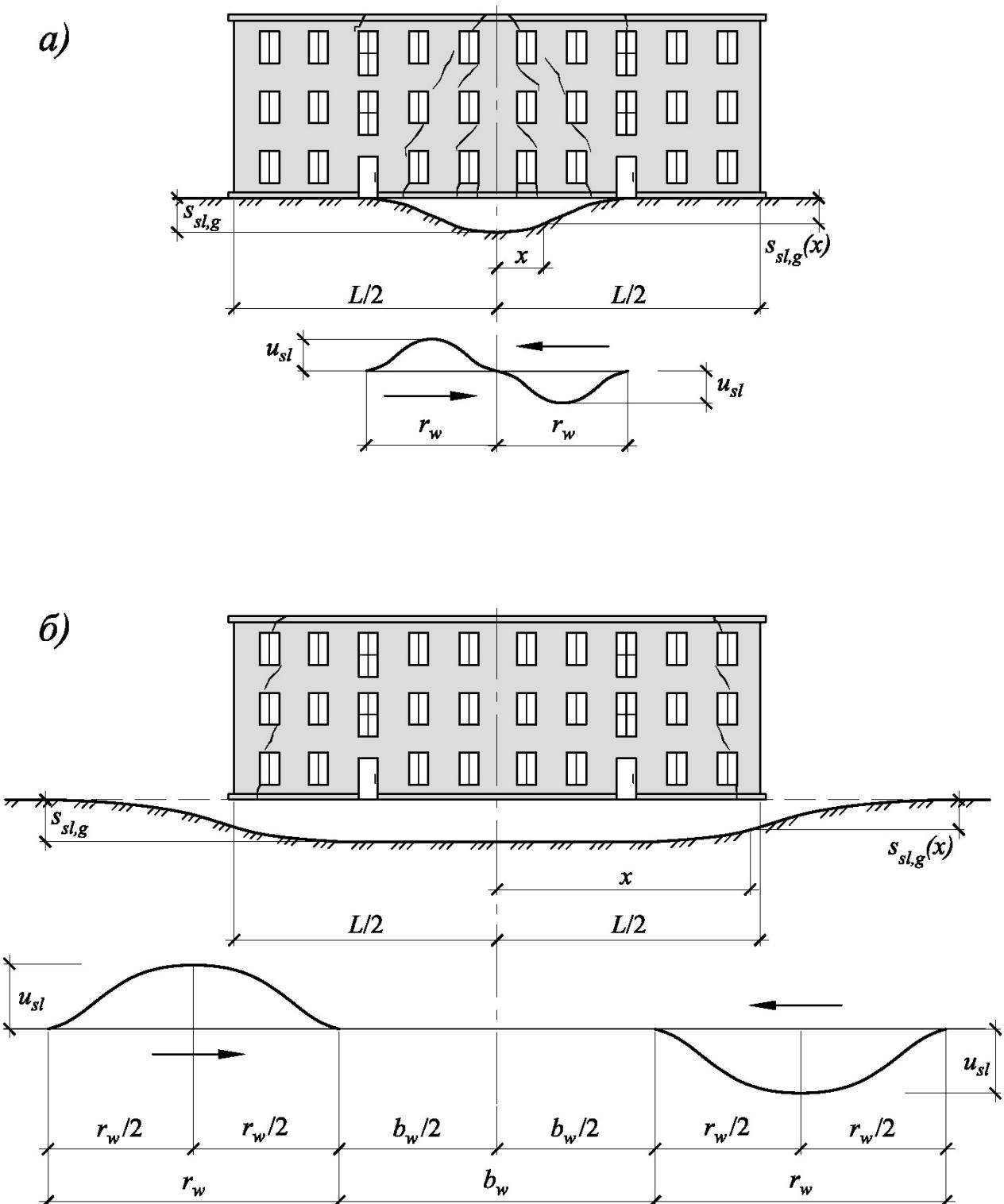


Рис. 3.15 Схемы вертикальных и горизонтальных перемещений земной поверхности при просадке грунтов от собственного веса при расположении просадочной воронки под серединой здания: а – при $B_w \leq H_{sl}$ и $L \geq 2 \cdot r_w$; б – при $B_w \geq H_{sl}$ и $L < 2 \cdot r_w + b_w$

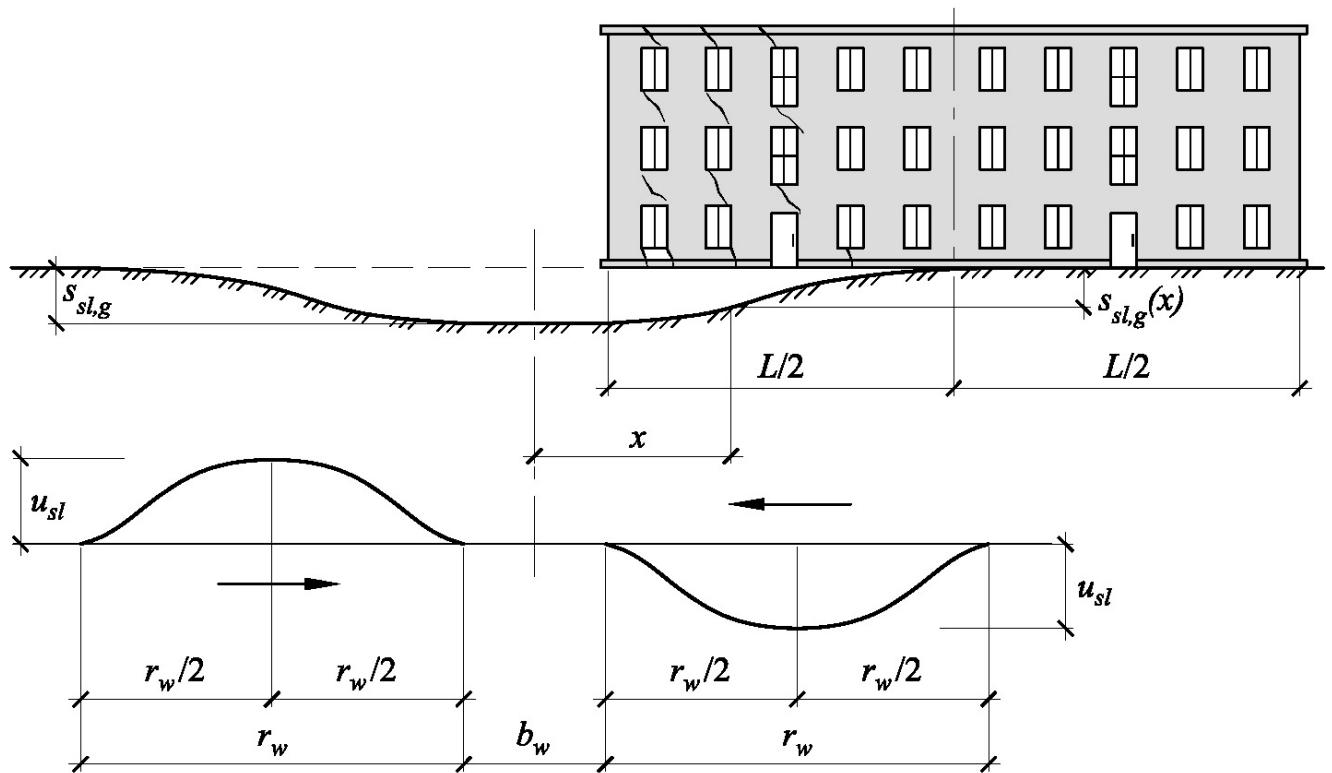


Рис. 3.16 Схемы вертикальных и горизонтальных перемещений земной поверхности при просадке грунтов от собственного веса при расположении просадочной воронки под торцом здания при $B_w \geq H_{sl}$

Для механических моделей грунта просадочные деформации от собственного веса грунта могут учитываться:

- объемными деформациями обводненного грунтового массива;
- дополнительными эквивалентными нагрузками в обводненной зоне;
- вынужденными перемещениями основания в уровне нижней границы сжимаемой толщи (НГСТ).

3.5.2. От неравномерных деформаций основания, вызванных набуханием грунта

Деформации основания, вызванные набуханием и усадкой грунтов, зависят от давления на основание, толщины слоя набухаемого грунта, формы и площади замачивания, вида и состава грунта, температуры и химических свойств жидкости, замачивающей основание.

Воздействия от набухания и усадки грунта учитывают по схеме вынужденных перемещений основания. При этом расчеты конструкций ЗиС на воздействие набухания и на воздействие усадки грунта производятся раздельно.

Как и в случае с просадочными грунтами при расчете сооружений на деформации набухания и усадки рассматриваются схемы, имеющие наиболее неблагоприятный характер для сооружения, среди которых как минимум две:

- выгиб ЗиС – подъем основания в центре здания или усадка основания в результате высыхания набухшего грунта по торцам или углам здания;
- прогиб ЗиС – подъем основания по торцам или углам здания или усадка основания в результате высыхания набухшего грунта в центре здания.

При этом, как правило, наиболее неблагоприятными неравномерными деформациями является куполообразная форма подъема основания (бутор набухания), вызванная точечными источниками замачивания.

3.5.2.1. Определение параметров бугра набухания

Параметры бугра набухания существенно зависят от мощности набухающих грунтов, формы и площади замачивания.

В простейшем случае изменение вынужденных перемещений основания в пределах бугра набухания допускается принимать линейным [18] (рис. 3.17а). Подобная форма бугра набухания характерна при наиболее неблагоприятном точечном замачивании.

При замачивании большой площади в центре бугра набухания возможно образование плоского участка с максимальной величиной поднятия основания, размеры которого сопоставимы с размерами площади замачивания (рис. 3.17в). Ширина бугра набухания B_{sw} зависит от ширины замачивания B_w , и расстояния растекания воды в пределах зоны набухания H_{sw} . За пределами плоского участка бугра набухания, который несколько меньше, чем B_w , находятся криволинейные участки, кривизна которых изменяется, как правило, в пределах $0,022 - 0,025 \text{ м}^{-1}$ ($R = 40 - 45 \text{ м}$) [256]. Для аппроксимации криволинейных участков по предложению ряда авторов используется квадратная парабола [248, 256].

По предложению автора данной работы поверхность набухания можно построить по значениям подъема поверхности, определенным в различных точках с учетом неоднородности геологического строения грунтового массива,

обводненной зоны и полей напряжений, как от собственного веса грунта, так и от внешней нагрузки (см. п. 2.3.3) [459, 410, 460].

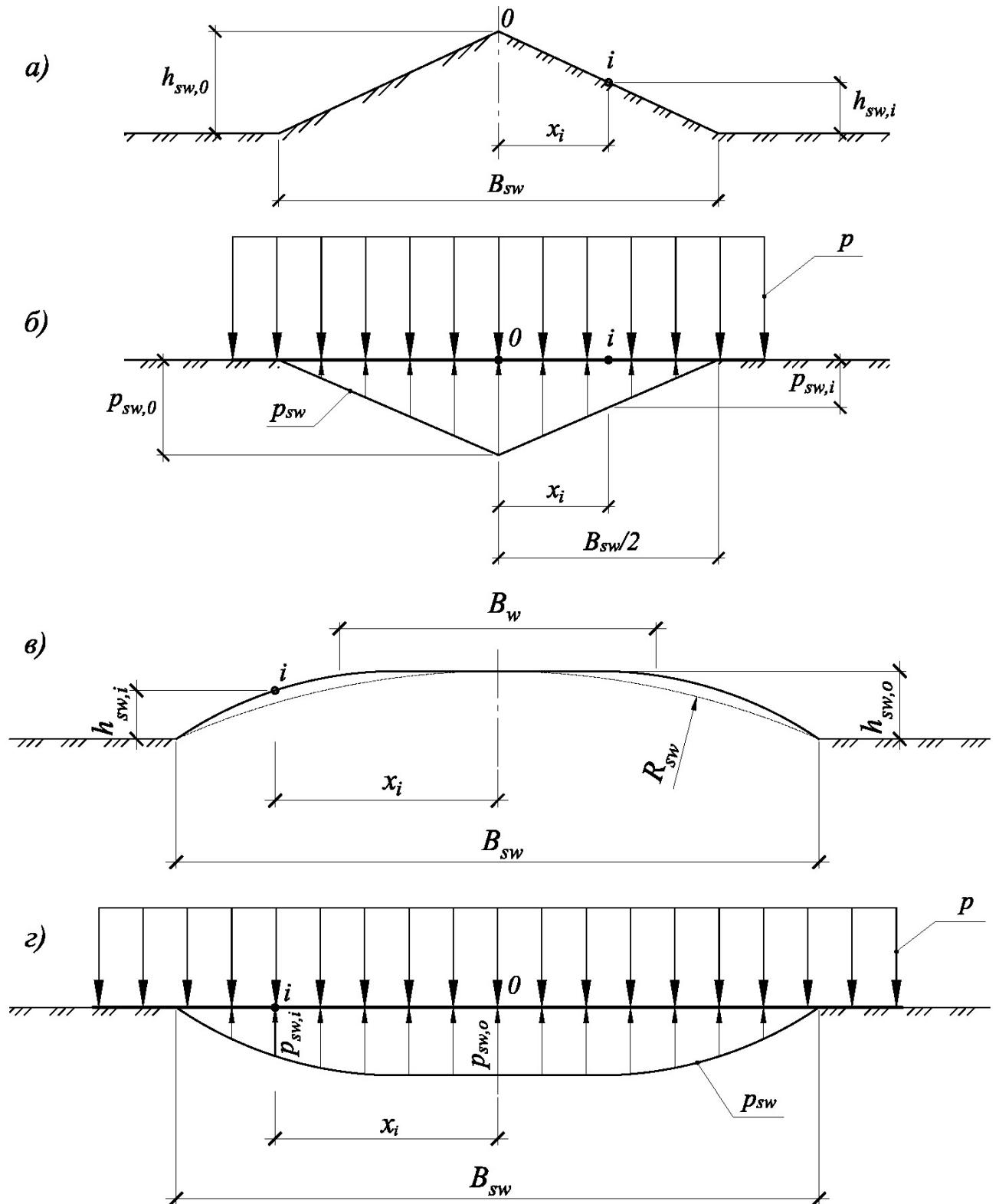


Рис. 3.17 а, в – подъем грунта при набухании незагруженной поверхности;
б, г – расчетная схема эквивалентной нагрузки при набухании грунта и $p > p_{sw,0}$

При $p > p_{sw}$ и отсутствии зоны набухания в нижних слоях вынужденные перемещения, вызванные набуханием грунта, могут отсутствовать, однако при этом для развитых в плане фундаментов (ленточных, плитных) возможно перераспределение контактных давлений по подошве и, как следствие, изменение усилий в конструкциях фундаментов. В связи с этим в данной ситуации воздействие от набухания грунта на фундамент можно представить в виде эквивалентной нагрузки, действующей со стороны основания (рис. 3.17б, в).

Величина дополнительной “эквивалентной нагрузки”, действующей на подошву фундамента в i -той точке со стороны основания, определяется по формуле:

$$p_{sw,i} = p_{sw,o} \cdot \frac{h_{sw,i}}{h_{sw,o}}, \quad (3.63)$$

где $h_{sw,o}$ – максимальный подъем основания при свободном набухании грунта, м;

$p_{sw,o}$ – эквивалентная нагрузка в центре зоны замачивания.

3.5.2.2. Определение радиуса кривизны поверхности набухания R_{sw}

При известной ширине бугра набухания и величине максимального подъема основания можно определить приблизительный радиус кривизны поверхности набухания (рис. 3.17в) по формуле:

$$R_{sw} = \frac{B_{sw}^2}{8 \cdot h_{sw,o}}. \quad (3.64)$$

В этом случае вынужденные перемещения от набухания грунта в пределах бугра набухания допускается принимать по формуле:

$$h_{sw,i} = h_{sw,o} - \frac{x_i^2}{2 \cdot R_{sw}}, \quad (3.65)$$

где x_i – расстояние от центра бугра набухания до i -той точки, м.

3.5.3. От неравномерных деформаций водонасыщенных биогенных грунтов

Воздействие на здание неравномерно сжимаемых во времени оснований, сложенных биогенными грунтами или илами, учитывается по схеме переменного

коэффициента жесткости основания, который определяется с учетом теории фильтрационной консолидации грунтов. При этом рассматриваются следующие расчетные схемы деформируемого основания:

- минимальное значение коэффициента жесткости основания в центре сооружения, максимальное значение по краям (прогиб);
- максимальное значение в центре, минимальное значение по краям (выгиб);
- максимальное значение по одному торцу, минимальное значение под противоположным торцом (крен).

3.5.4. От неравномерных деформаций основания, вызванных провальным карстом

Моделирование провального карста может осуществляться как контактной моделью основания с обнулением жесткости основания в месте образования провала, так и механической моделью основания в пространственной или осесимметричной постановке с формированием в грунтовом массиве соответствующих карстовых полостей.

3.5.4.1. Схемы наиболее неблагоприятного проявления провального карста

При строительстве и эксплуатации зданий на карстоопасных территориях без мероприятий, препятствующих развитию карстовых процессов, под любой частью здания возможно образование карстовой воронки диаметром d . В условиях провального карста образование воронки приводит к полной потере контакта между подошвой фундамента и основанием на определенном участке, ограниченном диаметром провала. Расположение воронки оказывает существенное влияние на НДС конструкций здания и соответственно при расчете здания и его конструктивных элементов возникает необходимость определения наиболее неблагоприятного (расчетного) расположения воронок [18].

В связи с неопределенностью исходных данных определение расчетных положений карстовых воронок под зданием основано на следующих положениях:

- расчетным считается расположение воронки, при котором в конструкциях здания возникают наибольшие по величине усилия (изгибающие моменты и поперечные силы). При этом возможно существование нескольких расчетных

расположений воронки, соответствующих возникновению наибольших усилий в разных конструктивных элементах;

- для определения расчетного положения воронки допускается использование упрощенных расчетных схем в виде линейных, плоских или пространственных систем (рис. 1.6) с приведенными жесткостными характеристиками;
- для снижения количества рассматриваемых вариантов в качестве возможных расчетных мест расположения воронок рассматриваются места, в которых в площадь карстовой воронки попадают наиболее загруженные участки стен или фундаментов [18]. Пример расположения возможных расчетных мест расположений карстовых воронок на примере бескаркасного здания приведен на рис. 3.18.

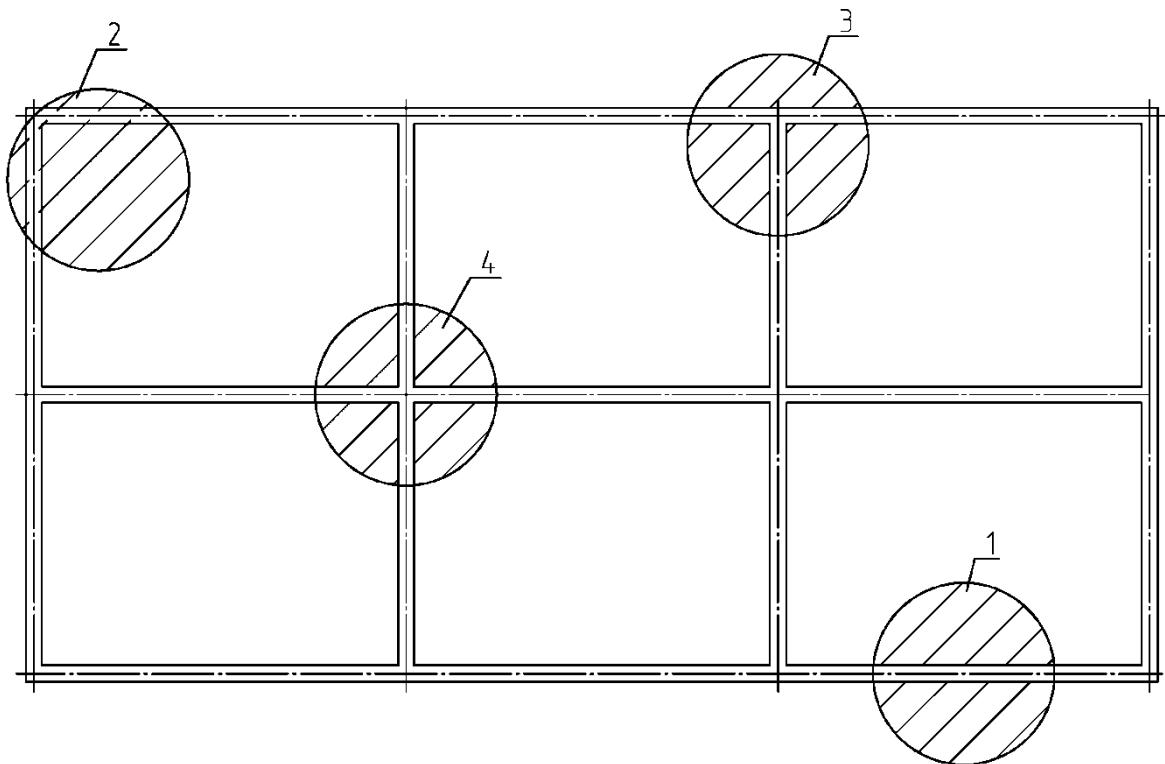
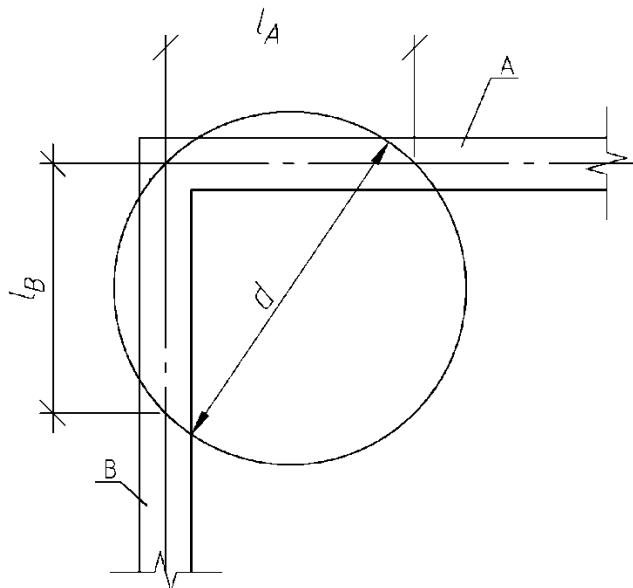


Рис. 3.18 Расположение возможных расчетных карстовых воронок в плане здания: 1 – на прямолинейной части стены, 2 – в угловом пересечении стен, 3 – на Т-образном пересечении стен, 4 – на крестообразном пересечении стен

Для показанных на рис. 3.18 участков наиболее неблагоприятным расположением воронки будет являться:

- для прямолинейного участка – симметричное расположение воронки относительно оси стены, когда длина зависшего участка стены равна диаметру воронки;
- для углового участка при расположении угловой точки на окружности воронки (рис. 3.19а);
- для Т-образного участка наибольшие пролеты зависших участков стен возникают при значениях $0,5d \leq l_A \leq d$ (рис. 3.19б);
- для крестообразного участка при расположении пересечения стен в центре воронки.

а)



б)

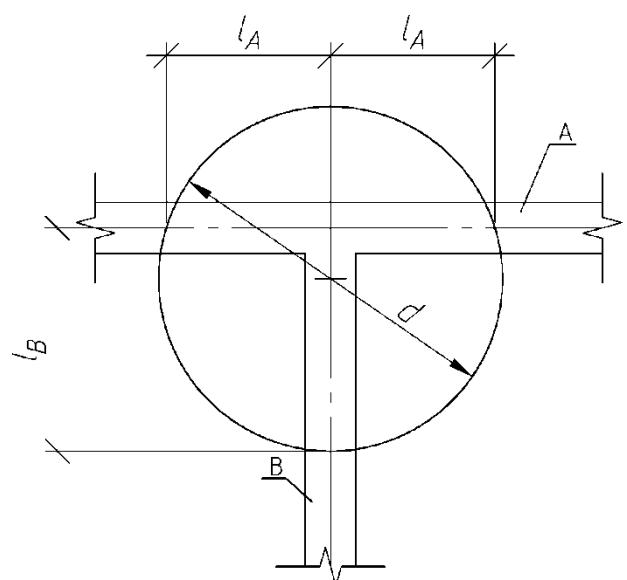


Рис. 3.19 а – угловой участок здания; б – Т-образный участок здания

При значительных диаметрах карстовых воронок возможно расположение воронки под несколькими точками пересечения стен. В этом случае в качестве расчетного положения принимается такое, при котором в площадь воронки попадают максимально нагруженные участки стен (фундаментов).

3.5.5. От неравномерных деформаций основания, вызванных подработкой
Дополнительные усилия в элементах каркаса от воздействия подработки могут существенно превышать усилия от основного сочетания нагрузок и приводить к

разрушениям и потере устойчивости, как отдельных конструкций, так и здания в целом.

Различают следующие сочетания деформаций земной поверхности, входящие в особые сочетания нагрузок:

- 1) $+R, +\varepsilon, \pm i$ здание на краю мульды сдвижения (рис. 3.20а);
- 2) $-R, -\varepsilon, \pm i$ здание в центральной части мульды сдвижения (рис. 3.20б);
- 3) $h, \varepsilon_{cootv.}, i_{cootv.}$ возникновение уступа под зданием.

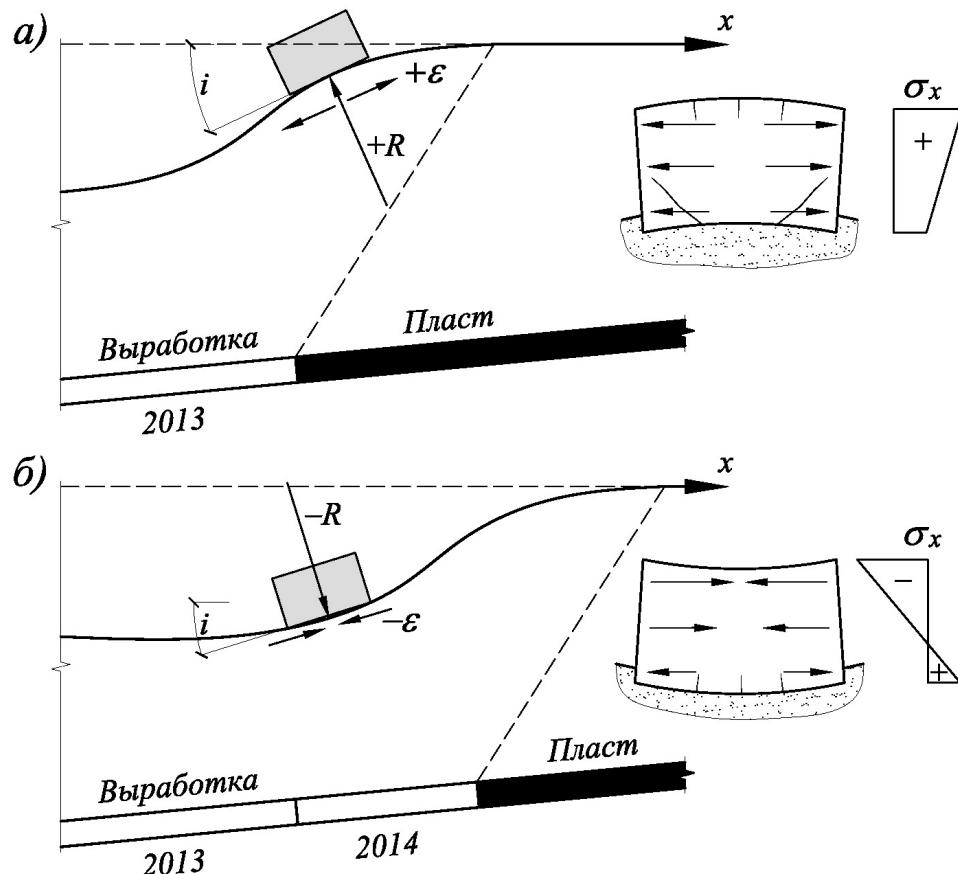


Рис. 3.20 Горизонтальные напряжения в стенах: а – здание на краю мульды сдвижения; б – здание в центральной части мульды сдвижения

В сложных инженерно-геологических условиях реализация неравномерных вертикальных перемещений основания, не зависящих от внешней нагрузки, может создавать как прогиб, так и выгиб здания. При этом в обычных инженерно-геологических условиях учет распределительной способности грунта и разуплотнения грунта в котловане приводит к тому, что при относительно однородном и равномерно загруженном основании здание имеет тенденцию к

прогибу. То есть в определенных условиях реализация дополнительных неравномерных перемещений может, как увеличить прогиб здания, так и наоборот.

Существенную роль играет соотношение между этими дополнительными вынужденными перемещениями и деформациями уплотнения грунта от действия внешней нагрузки. Если величина деформаций уплотнения превышает величину вынужденных перемещений или их форма деформирования совпадает, то контакт фундаментов с основанием не нарушается. В противном случае по длине фундамента могут возникнуть зоны нарушения контакта с основанием:

- консолирование торца здания;
- зависание средней части здания.

В подобных случаях при расчете здания, взаимодействующего с основанием, необходим учет односторонних связей.

На подрабатываемых территориях также возможна ситуация, когда сначала при попадании здания на край мульды происходит консольное зависание торца здания, а затем по мере продвижения края мульды сдвижения восстановление нарушенного контакта.

Деформации земной поверхности от подработки в расчетной схеме системы «ОФС» задаются:

- при моделировании основания контактной моделью в соответствии с п. 3.1.1.2.2 (3.1.1.3) вынужденными угловыми и линейными (горизонтальными и вертикальными) перемещениями опорных сечений дополнительных буферных элементов, моделирующих основание, либо эквивалентными фиктивными нагрузками на эти элементы. При этом угловые перемещения задаются только для стержневых буферных элементов, заменяющих основание отдельных (столбчатых) фундаментов. Горизонтальные перемещения задаются только для отдельных (столбчатых) фундаментов, не связанных фундаментными связями-распорками. Для столбчатых фундаментов, связанных между собой связями-распорками, в направлении связей-распорок, для ленточных фундаментов в продольном направлении и плитных фундаментов в обоих направлениях

горизонтальные деформации земной поверхности моделируются приложением дополнительных нагрузок, вызванных силами трения по подошве и боковой поверхности фундамента, а также давлением сдвигающегося грунта на соответствующие нормальные поверхности фундамента (рис. 3.21, 3.22). Дополнительные нагрузки ограничиваются предельными значениями, полученными из соответствующего расчета основания по прочности, и прикладываются к верхнему сечению стержневых элементов, моделирующих основание;

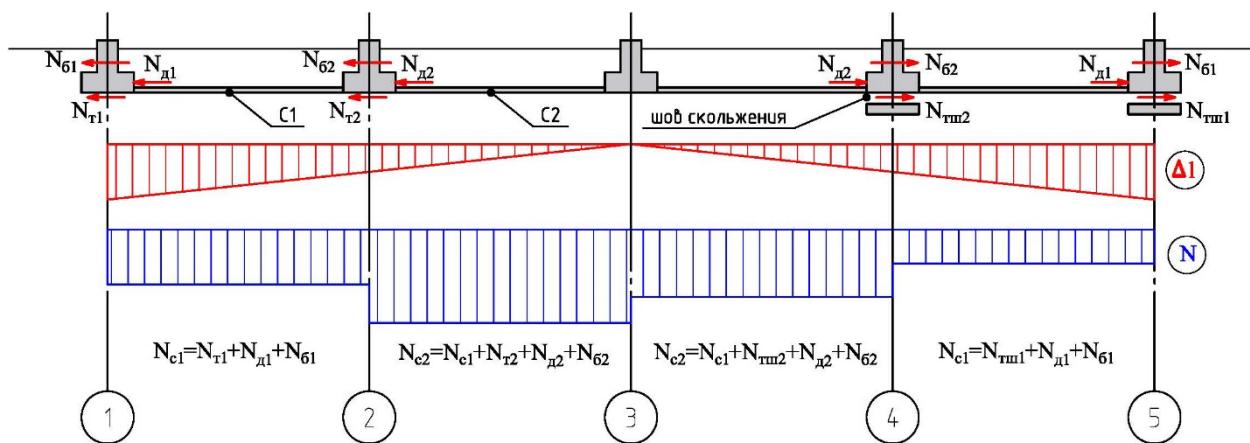


Рис. 3.21 Принципиальная схема нагрузок на фундаменты от горизонтальных деформаций земной поверхности ε : Δl – график горизонтальных перемещений основания; N – график продольных сил в фундаментных связях-распорках; $c1$, $c2$ – фундаментные связи-распорки; N_{ti} , N_{di} , N_{bi} - соответственно сдвигающие силы по подошве, нормальные давления на лобовые поверхности и сдвигающие силы по боковым поверхностям фундамента; N_{ci} – продольные силы в фундаментных связях-распорках

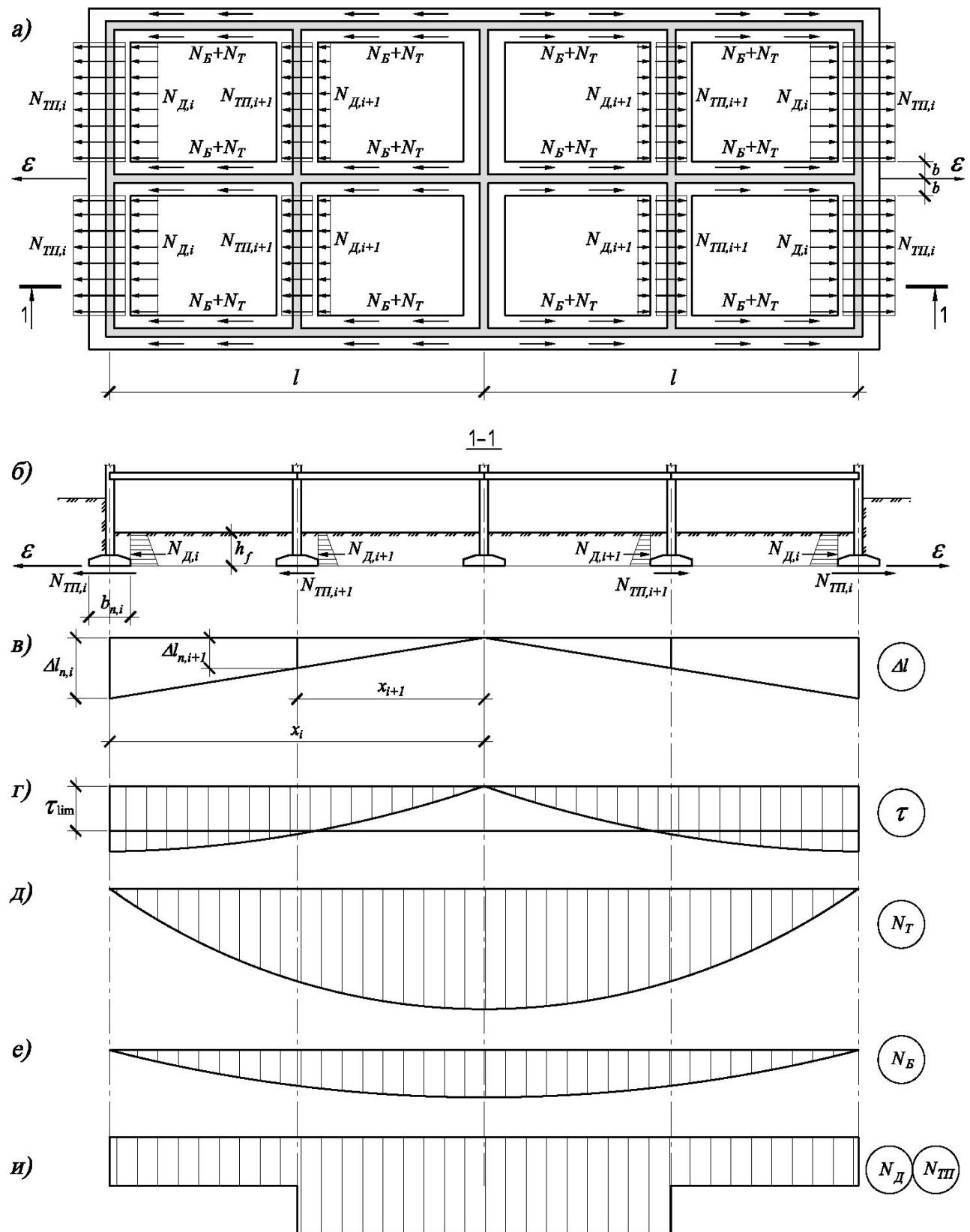


Рис. 3.22 Схема нагрузок на ленточный фундамент от действия горизонтальных деформаций земной поверхности: а – на плане фундаментов; б – на продольном разрезе; в – эпюра горизонтальных перемещений; г – эпюра касательных напряжений; д, е, и – эпюры продольных сил в фундаменте от сил

трения по его подошве, от сил трения по его боковой поверхности, от нормального давления и сил трения по подошве примыкающих фундаментов

- при моделировании основания механической упругопластической моделью в виде сплошного грунтового массива на глубину сжимаемой толщи вынужденными вертикальными и горизонтальными перемещениями. При этом вертикальные перемещения прикладываются к нижней поверхности грунтового массива, а горизонтальные перемещения к боковым поверхностям грунтового массива;

- при моделировании основания механической упругопластической моделью в виде сплошного грунтового массива на глубину до кровли выработки вынужденными вертикальными перемещениями, эквивалентными смещению кровли выработки. При этом размер грунтового массива в плане должен существенно превышать размеры выработки, чтобы исключить влияние граничных условий на его НДС.

Способы моделирования деформаций земной поверхности от подработки в зависимости от модели грунтового основания и конструкции фундамента сведены в табл. приложения Б.

3.5.6. При исправлении кренов и неравномерных осадок

В сложных условиях, относящихся к группе А (см. табл. 1.1), применением только конструктивных мер защиты эксплуатационную пригодность ЗиС обеспечить практически невозможно. В связи с этим необходимо применять комплекс мер защиты, в котором могут быть предусмотрены мероприятия по исправлению кренов и неравномерных деформаций основания. В этом случае конструкции ЗиС необходимо рассчитывать также и на усилия, возникающие в процессе выполнения работ по выравниванию ЗиС.

Существует огромное количество различных мероприятий по выравниванию ЗиС [181, 182, 176, 449, 178, 179], но, несмотря на все их разнообразие по принципу воздействия на здание их можно разделить на два направления (рис. 3.23).



Рис. 3.23 Классификация мероприятий по выравниванию зданий и сооружений

Оба направления имеют свои области рационального применения. Например, для выравнивания зданий на свайных фундаментах целесообразней использовать методы подъема, тогда как для зданий, возведенных на естественных или искусственных основаниях, с точки зрения автора более рациональными являются методы опускания менее осевшей части здания.

Способы моделирование воздействий на здание от мероприятий по выравниванию зданий соответственно также можно разделить на две группы.

Воздействия на здание от мероприятий по выравниванию, основанных на методе подъема, могут моделироваться:

- приложением эквивалентных сил, давлений или вынужденных перемещений к соответствующим участкам фундаментов;
- изменением длины линейных конструктивных элементов за счет приложения взаимоуравновешивающихся сил либо температурных деформаций;

– изменением объема массивных конструктивных элементов, моделируемых объемными КЭ.

Воздействия на здание от мероприятий по выравниванию, основанных на методе опускания, могут моделироваться:

- изменением жесткости основания, при применении контактных моделей;
- изменением длины линейных конструктивных элементов за счет приложения взаимоуравновешивающихся сил либо температурных деформаций;
- устройством соответствующих полостей в упругопластическом основании, моделируемом объемными или плоскими КЭ. Следует отметить, что при близком расположении полостей может наблюдаться лавинообразное оседание грунта в связи с потерей несущей способности целиков грунта между скважинами. Для предотвращения этого явления рекомендуется шаг скважин принимать в следующем диапазоне.

Максимальный шаг из условия:

$$U \leq d \cdot \left(\frac{p}{c \cdot ctg \varphi \cdot (\tg^2(45^\circ + \varphi / 2) - 1) - \gamma \cdot z} + 1 \right), \quad (3.66)$$

где U – расстояние между осями скважин; d – диаметр скважин; p – давление по подошве фундамента; γ – удельный вес грунта; c и φ – прочностные характеристики грунта; z – глубина расположения скважин от подошвы фундамента.

Минимальный шаг из условия:

$$U \geq d \cdot \left(\frac{p}{c \cdot [(1 + ctg \varphi) \cdot \tg^2(45^\circ + \varphi / 2) - ctg \varphi] - \gamma \cdot z} + 1 \right). \quad (3.67)$$

При таком интервале шага скважин, ослабляющих основание при исправлении крена здания, не происходит резкой потери несущей способности целиков грунта между скважинами, но при этом в них развиваются пластические деформации, способствующие полному закрытию скважин с течением времени.

3.6. Учет истории нагружения

При выполнении поверочных расчетов ЗиС при их реконструкции или технической диагностике необходимо учитывать существующие на расчетный момент времени деформации здания, накопленные как в процессе строительства, так и в процессе эксплуатации.

Моделирование предыдущих деформаций возможно тремя способами [156, 1]:

- корректирование геометрической схемы расчётной модели по данным натурного обследования;
- сохранение деформированной схемы расчётной модели, полученной в результате статического расчета системы «ОФС», как исходных данных для следующего этапа расчёта;
- преобразование перемещений узлов модели, полученных при расчёте системы «ОФС», в эквивалентные напряжения, реализованное в некоторых программных комплексах, и выполнением дальнейших расчетов с использованием нагрузления, которое учитывает предысторию силового и деформационного загружения системы.

3.7. Выводы

1. Обобщены и систематизированы различные способы моделирования элементов системы «ОФС» и деформационных воздействий на систему со стороны основания в зависимости от модели грунтового основания, конструктивного решения элементов системы и особенностей СИГГУ.

2. Определены условия, при которых в расчетных схемах ЗиС на просадочных грунтах нецелесообразен учет возможных просадок от собственного веса грунта. Для бескаркасных зданий в грунтовых условиях I типа по просадочности учет неравномерных деформаций основания, вызванных просадками от собственного веса грунта, целесообразен только при $H_{sl} \leq 2 \cdot h_{sl,p}$ либо при просадках от внешней нагрузки близких к 0.

3. Предложен алгоритм определения воздействий в виде вынужденных перемещений основания или дополнительных эквивалентных нагрузок на расчетную схему здания по значениям подъема поверхности от набухания грунта

в разных точках основания с учетом неоднородности геологического строения грунтового массива, обводненной зоны и полей напряжений, как от собственного веса грунта, так и от внешней нагрузки.

4. Предложен алгоритм определения жесткости изгибаемых железобетонных элементов, реализованный в авторском ПО DesCon SC.

5. Систематизированы способы моделирования деформаций земной поверхности от подработки в зависимости от модели грунтового основания и конструкции фундамента.

6. Даны предложения по определению показателя относительной изгибной жесткости системы «ОФС» с учетом неравномерных деформаций основания. Рассмотрены способы его изменения с целью снижения усилий и напряжений в элементах системы «ОФС».

7. Предложены формулы для определения интервалов шага скважин, ослабляющих основание при исправлении крена здания, позволяющие подобрать шаг скважин, при котором не происходит резкой потери несущей способности целиков грунта между скважинами, но при этом в них развиваются пластические деформации, способствующие полному закрытию скважин с течением времени.

РАЗДЕЛ 4. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ НАТУРНЫХ ОБСЛЕДОВАНИЙ И МОНИТОРИНГА ЗДАНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЮЩИХСЯ В СИГГУ

При непосредственном участии автора были выполнены натурные обследования более 1000 зданий, эксплуатирующихся в СИГГУ. Для их технической диагностики и мониторинга применялись следующие методы:

- изучение параметров и характеристик элементов системы «ОФС» и при необходимости их уточнение проведением дополнительных обмерочных и изыскательских работ. Уточнение фактических и прогнозируемых нагрузок и воздействий;
- анализ инженерно и горно-геологических условий площадки с выявлением потенциально возможных схем и величин неравномерных деформаций основания;
- анализ конструктивных особенностей здания с выявлением конструктивных элементов, узлов их сопряжения и сечений, наиболее чувствительных к неравномерным деформациям основания;
- визуальные обследования с анализом схемы трещинообразования в конструкциях и деформированной схемы здания, по которым определялась наиболее вероятная схема фактически реализовавшихся неравномерных деформаций основания;
- измерение динамики развития повреждений инструментально либо путем периодической фотофиксации;
- инструментальное измерение динамики продольных и поперечных деформаций кирпичных простенков;
- измерение динамики вертикальных деформаций основания геодезическим нивелированием, приближенным к I классу точности;
- измерение динамики угловых перемещений (кренов) конструкций при помощи индуктивных датчиков УИД;
- поверочные расчеты, позволяющие оценить соответствие потенциально возможных схем и величин неравномерных деформаций основания фактически реализовавшимся.

4.1. Объекты, эксплуатирующиеся на просадочных грунтах

Всего на просадочных грунтах с участием автора было обследовано более 40 зданий, из них наиболее интересными объектами являются

4.1.1. Средняя школа №3 в Жовтневом районе г. Мариуполя

4.1.1.1. Краткая конструктивная характеристика объекта

Здание школы выполнено по типовому проекту 2Р-02-1/64, привязанному к конкретным инженерно-геологическим условиям, Ждановским отделением Донецкого филиала института Гипрограф в 1966 году. Год постройки – 1968.

Здание представляет собой комплекс Н-образной формы (рис. 4.1), имеющий габаритные размеры в плане 82×42 м и состоящий из основного трехэтажного учебного корпуса (размеры в плане 82×15,1 м) и вспомогательного двухэтажного корпуса (размеры в плане 57,8×12 м), соединенных двухэтажным переходом (размеры в плане 14,8×9 м).

Конструктивная схема здания – бескаркасная с несущими продольными наружными и внутренними стенами.

Фундаменты под стены здания ленточные из сборных железобетонных плит высотой 300 мм (рис. 4.2). Ширина фундаментных плит составляет: 800 мм под продольные наружные стены; 800 мм под поперечные наружные и внутренние стены; 1200 мм под продольную внутреннюю стену по оси Д. Фундаментные стены здания – из сборных бетонных блоков высотой 600 мм и шириной 500 мм на цементно-песчаном растворе.

Относительная отметка заложения подошвы фундаментов по длине здания изменяется от – 2,10 до – 4,50 в соответствии с уклоном рельефа местности. При этом глубина заложения ленточного фундамента под наружные стены здания изменяется в диапазоне от 1,5 м до 3,2 м от поверхности планировки.

Стены цокольного этажа из красного керамического полнотелого кирпича марки 100 на известковом растворе. Наружные стены 1 – 3 этажей из силикатного кирпича марки 50 на известковом растворе марки 4 толщиной 510 мм (без учета штукатурки). Внутренние несущие стены из керамического кирпича марки 100 на известковом растворе марки 4 толщиной 380 мм (без учета штукатурки).

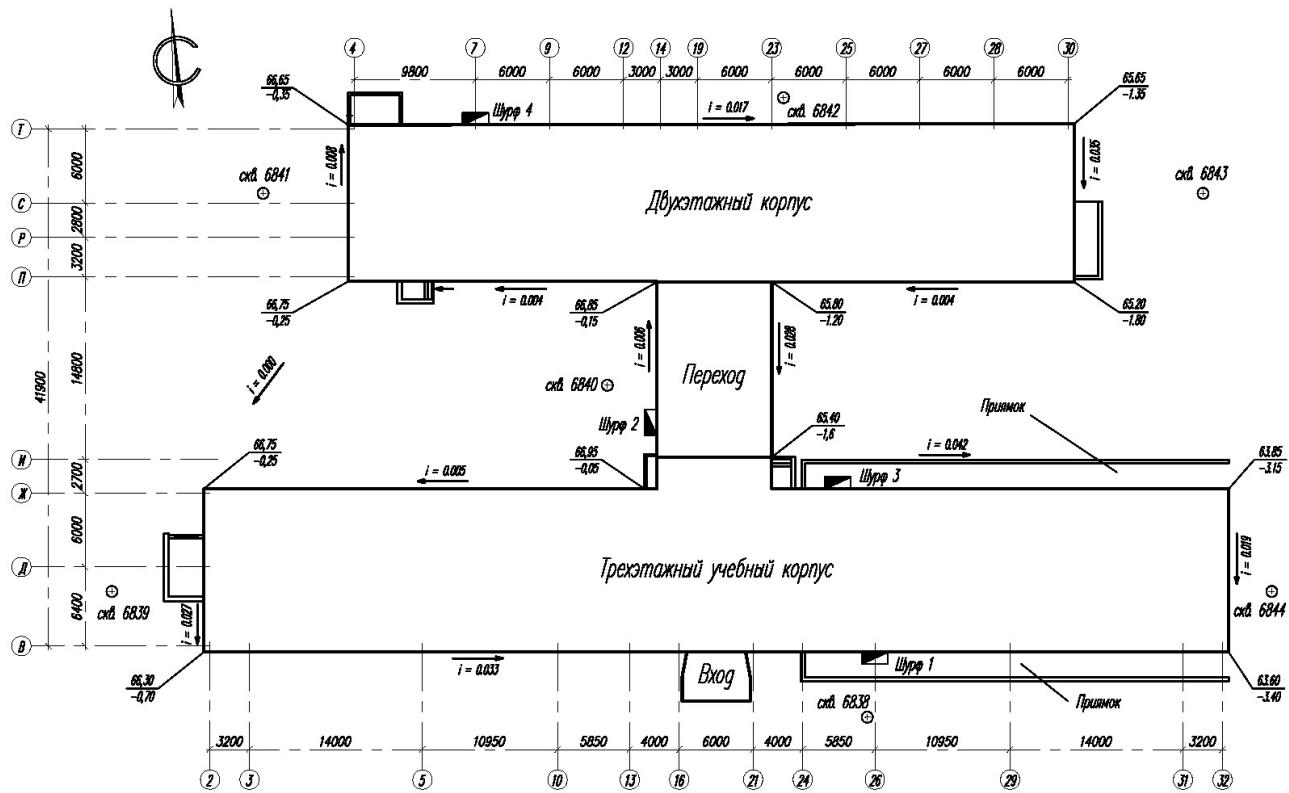


Рис. 4.1 Общий вид здания школы №3 в г. Мариуполе

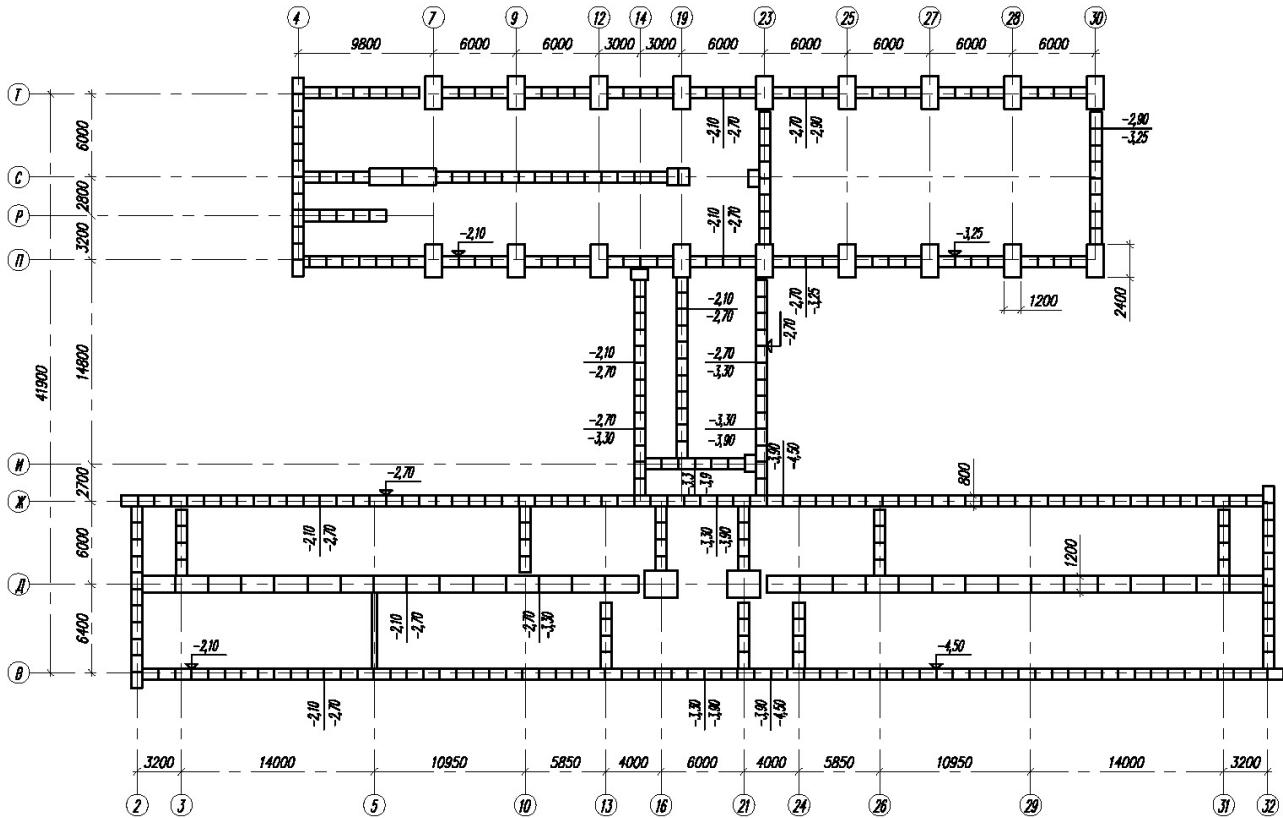


Рис. 4.2 План фундаментов школы №3 в г. Мариуполе

Несущие конструкции перекрытий и покрытия трехэтажного учебного корпуса – сборные железобетонные круглопустотные плиты длиной 3 и 6 м.

Перемычки над оконными и дверными проемами – сборные, железобетонные. Кровля – совмещенная, рулонная. Крыша – плоская с внутренним водостоком. Конструктивные меры защиты здания СШ №3 от влияния неравномерных деформаций основания проектом не предусмотрены и в натуре не реализованы.

По степени чувствительности к неравномерным осадкам здание СШ №3 принадлежит к «высокочувствительным», что обусловлено:

- бескаркасной конструктивной схемой;
- сложной конфигурацией здания в плане в сочетании с большой протяженностью и наличием разновысотных и, соответственно, разнонагруженных частей здания, изначально создающей предпосылки для возникновения неравномерных деформаций основания;
- низкой изгибной жесткостью и, соответственно, высокой деформативностью продольных стен здания, обусловленной их высокой проёмностью (площадь проемов по главному фасаду составляет около 50% от общей площади фасада);
- невысокими прочностными характеристиками стеклового материала;
- отсутствием конструктивных мероприятий по защите здания от неравномерных деформаций основания, таких как деформационные швы, поэтажные железобетонные пояски и т.д.

4.1.1.2. Инженерно-геологические условия объекта

Рельеф площадки с уклоном на юго-восток. Абсолютные отметки земной поверхности возле здания колеблются в пределах 67,0 – 63,6 м.

Уклон природного рельефа в пределах застройки составляет:

- со стороны главного (южного) фасада в осях 2 – 32 $i = 0,033$;
- со стороны (северного) фасада в осях 30 – 4 $i = 0,017$;
- в поперечном направлении от 0,012 до 0,048.

Естественным основанием фундаментов школы служат суглинки ИГЭ-3 и ИГЭ-4, в сжимаемой толще залегают грунты ИГЭ-4 и ИГЭ-5. Инженерно-геологическое строение участка в продольном направлении здания показано на рис. 4.3 (расположение скважин в плане – см. рис. 4.1).

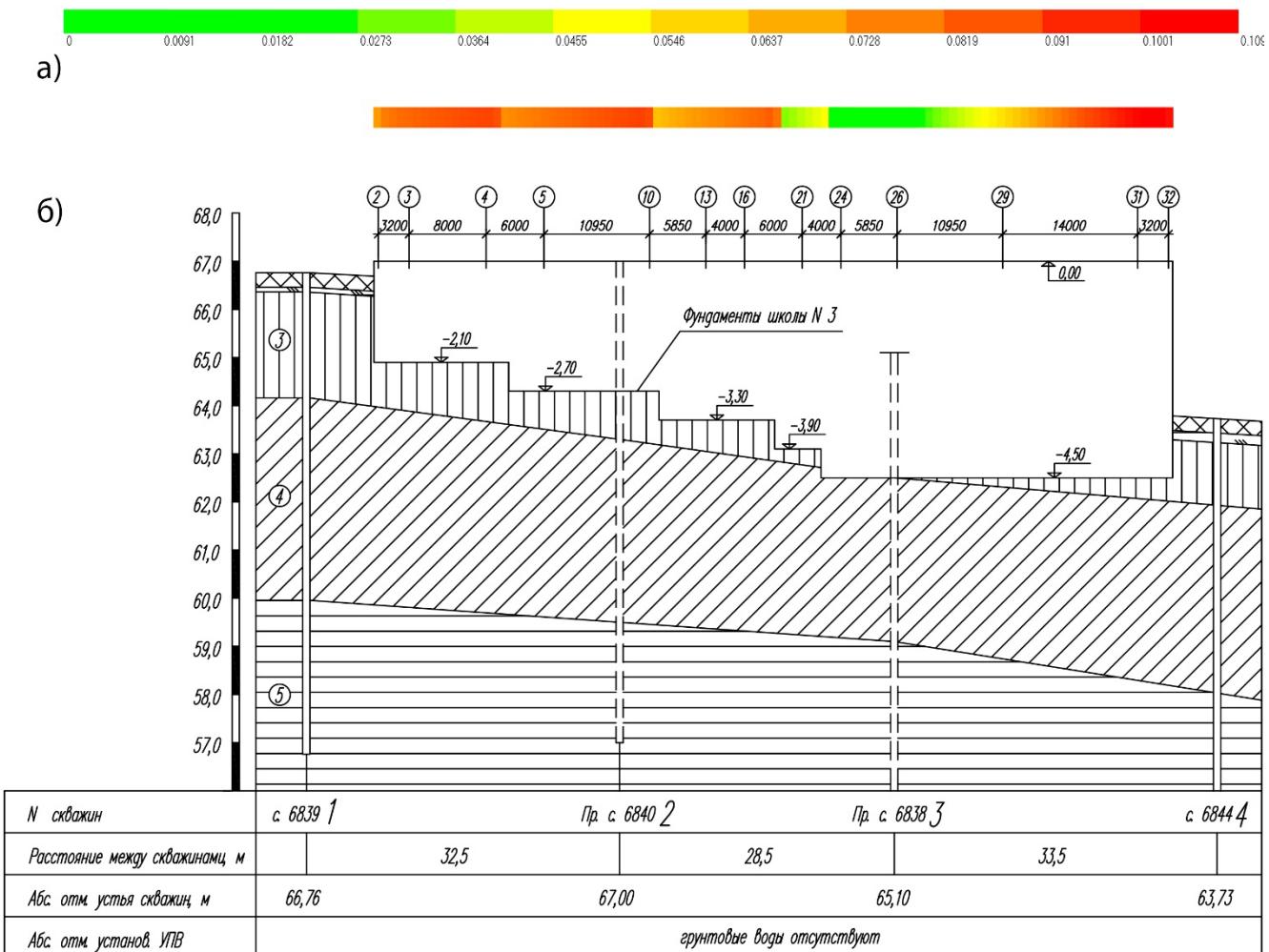


Рис. 4.3 б – инженерно-геологический разрез вдоль главного фасада школы;
а – изополя вертикальных деформаций основания по длине фундамента

Сверху от поверхности земли залегают насыпной слой и почвенно-растительный слой общей мощностью от 0,4 до 1,2 м. Ниже, считая сверху вниз, залегают:

ИГЭ-3 – суглинки желто-серые, макропористые, слабопросадочные, с гнездами карбонатов, полутвердые, вскрытый мощностью до 2,2 м;

ИГЭ-4 – суглинки желто-бурые, коричневато-бурые, твердые с включением мучнистых карбонатов, практически непросадочные, вскрытый мощностью в диапазоне 3,4 – 4,2 м;

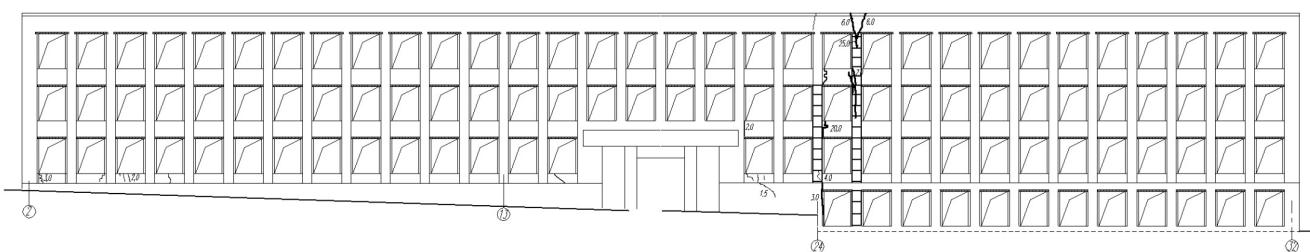
ИГЭ-5 – глины бурые, твердые, с примазками гидроокислов M_n , к основанию слоя желтоватые с включениями кристаллического гипса, пройденной мощностью до забоя скважин 2,5 – 4,0 м.

Тип грунтовых условий площадки по просадочности – первый, так как просадка от собственного веса при замачивании грунта не произойдет в связи с тем, что напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} в пределах всей просадочной толщи не превышают начального просадочного давления p_{sl} .

Мощность просадочных суглинков, залегающих непосредственно под подошвой фундаментов, изменяется в диапазоне от 0 до 1,35 м. При этом глубиной заложения фундаментов, соответствующей базовому проекту привязки, обеспечивается полное прохождение просадочной толщи на участке между осями «В» – «Ж» и «24» – «26» (см. рис. 4.3). Учитывая то, что указанные участки находятся практически по центру здания, даже незначительная реализация просадочных свойств основания, расположенного по обе стороны от них, способствует возникновению существенной концентрации растягивающих усилий в вышерасположенных стенах и, как следствие, может привести к образованию разлома здания на этих участках.

4.1.1.3. Результаты натурного обследования

В результате натурного освидетельствования стен и простенков здания СШ №3 обнаружены многочисленные трещины, имеющие ярко выраженную осадочную природу происхождения. Ширина раскрытия основной массы трещин изменяется в диапазоне от 0,05 до 10 мм, отдельные трещины имеют ширину раскрытия от 10 до 25 мм. Схема расположения трещин по главному фасаду и зафиксированная их ширина раскрытия на момент обследования приведены на рис. 4.4.



- по осям «В» и «Ж» на участке между осями «24» – «26»;
- по осям «14» и «22» на участке между осями «Ж» – «И»;
- по осям «П» и «Т» на участке между осями «4» – «7».

Трещины проходят по растворным швам и камню вертикально и наклонно с образованием в сочетании с более мелкими трещинами прерывистых линий, распространяющихся по всей высоте здания. Простенки, по которым проходят подобные трещины, усилены металлическими обоймами, однако визуальный осмотр конструкций усиления показал, что работы по устройству обойм в некоторых случаях выполнены некачественно, в результате чего усиление не выполняет своих функций.

Трещины с шириной раскрытия от 3 до 10 мм имеют вертикальную или наклонную ориентацию, проходят преимущественно по растворным швам с образованием уступовидных сплошных линий и расположены в основном в местах примыкания двухэтажного перехода к главному и вспомогательному корпусу, на стенах лестничных клеток, а также на наружных и внутренних продольных стенах трехэтажного учебного корпуса между осями «21» – «26». При этом необходимо отметить, что трещины в стенах учебного корпуса на участке в осях «21» – «26» начинаются в уровне плит покрытия третьего этажа в окрестности оси «24» и проходят по всей высоте здания, реализуясь в швах между плитами перекрытий, разветвляясь на внутренней продольной стене и смещаюсь по мере развития в сторону центральной лестничной клетки. Отдельные ответвления выходят на лестничную клетку в уровне перекрытий над первым этажом.

Трещины с раскрытием менее 3 мм расположены как в уже указанных местах, так и в наружных и внутренних продольных и поперечных стенах двухэтажного вспомогательного корпуса.

Волосные трещины с шириной раскрытия до 0,2 мм наблюдаются на оштукатуренных (внутренних) поверхностях стен практически во всех частях здания, однако наиболее четкая картина из трещин этого типа просматривается на третьем этаже восточного крыла учебного корпуса, где эти трещины имеют

наклонную ориентацию, нисходящую к центру здания, и расположены на внутренней поверхности в верхней части всех простенков.

Характерным повреждением для конструкций перекрытия и покрытия, не снижающим его прочности и устойчивости, является раскрытие горизонтальных швов между плитами, наблюдающееся преимущественно в покрытии трехэтажного учебного корпуса, а также в перекрытиях всех этажей на участках между осями «21» – «26» и «31» – «32». При этом ширина раскрытия этих швов составляет 0,5 – 1 мм, однако за счет образующихся местами выпадений раствора создается впечатление более значительных повреждений. Полная ширина раскрытых швов, накопленная за весь период эксплуатации, достигает в отдельных случаях 10 – 12 мм.

4.1.1.4. Анализ результатов натурного обследования

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

- разлом учебного корпуса между осями «24» и «26» (рис. 4.4) объясняется наличием точки концентрации усилий, в которой происходит смена направления неравномерных осадок основания. Смещение разлома во внутренней стене в сторону центральной лестничной клетки происходит за счет наличия на первом этаже большого проема и является закономерным следствием разрушения элементов «по слабому сечению». Выполненное усиление двух простенков главного фасада металлической обоймой с объединением их в уровне оконных перемычек в единую систему, при условии дальнейшего нарастания неравномерных деформаций основания по уже установившейся схеме, может вызвать образование еще одного разлома, проходящего по неусиленному сечению;

- раскрытие швов между плитами покрытия учебного корпуса свидетельствуют о наличии продольных деформаций растяжения, возрастающих по высоте здания. Образовавшийся разлом в здании локализовал эти повреждения, приурочив их максимальное раскрытие к месту прохождения разлома. Учитывая то, что разлом по внутренней стене выходит на центральную лестничную площадку, покрытие и основные несущие конструкции которой

опираются на поперечные стены, дальнейшее нарастание деформаций растяжения может вызвать существенное снижение опорной площади плит покрытия с вероятностью их обрушения;

- повышенная концентрация трещин в стенах лестничных блоков, местах сопряжения перехода с корпусами и стенах вспомогательного корпуса между осями «4»-«7» обусловлена неравномерными осадками, возникающими в результате комплексного влияния следующих факторов: резкими перепадами в погонных нагрузках, действующих по длине ленточного фундамента; локальными просадками основания.

Зашита здания от просадочных деформаций основания в соответствии с проектом осуществляется путем недопущения увлажнения основания фундаментов, что в сложившихся условиях эксплуатации является ненадежным и трудно осуществимым методом. Исходя из практического опыта эксплуатации зданий и сооружений в аналогичных условиях, можно сделать вывод о дальнейшем последовательном и неотвратимом увеличении влажности грунтового массива под пятном здания в результате нарушения его естественной аэрации и периодическими подпитками поверхностными водами. С учетом того, что давления, действующие по подошве большинства фундаментов, превышают начальное просадочное давление, уместно предположить дальнейшее развитие просадочных деформаций грунта во времени вплоть до полной реализации его просадочных свойств.

Реализованное в натуре усиление отдельных простенков наружных стен металлической обоймой, безусловно, повысило надежность усиленных конструкций, однако не устранило объективных причин деформирования опорного остова здания. Реализация силикатизации грунтов ИГЭ-3 в соответствии с проектом усиления в случае качественного выполнения работ позволила бы исключить неравномерные деформации основания, вызванные просадками грунта, однако по ряду объективных причин работы по улучшению основания фундаментов не были выполнены.

4.1.1.5. Результаты поверочных расчетов и численных исследований

В связи с наличием в основании фундаментов слоя просадочных суглинков мощностью под подошвой фундамента до 1,35 м выполнены расчеты по определению величин возможных просадок основания при различных схемах его замачивания в плане здания. В расчетах были использованы начальные и остаточные просадочные характеристики основания. Учитывая незначительную мощность просадочного слоя под подошвой фундамента, а также невысокий уровень давлений по подошве (p_{cp} изменяется в пределах до 230 кПа) полученные значения максимально возможных просадок невелики и составляют:

- для начальных просадочных характеристик - до 48 мм;
- для остаточных просадочных характеристик - до 22 мм.

Неравномерность осадок, возникающая по длине здания от просадок основания, с учетом фактических инженерно-геологических условий даже при относительно равномерном замачивании грунта составляет:

- для начальных просадочных характеристик - 0,002;
- для остаточных просадочных характеристик - 0,001.

Полученные величины не превышают предельно допустимых значений по нормам [3, 187] для многоэтажных бескаркасных зданий, однако по зарубежным нормам для непрерывных кирпичных стен в зависимости от их изгибной жесткости предельная неравномерность осадок составляет от 0,0005 до 0,001.

Зафиксированные в процессе обследования здания трещины в стенах учебного корпуса между осями «21»-«26» из геометрических эквивалентов деформирования могли произойти при неравномерной осадке основания равной 0,0009 по обе стороны от точки концентрации усилий. Полученная величина практически соответствует неравномерности осадок, которая могла реализоваться за время эксплуатации здания. Как уже указывалось выше высокая чувствительность здания к неравномерным осадкам обусловлена низкой изгибной жесткостью продольных стен, в результате чего практически отсутствует выравнивающий эффект за счет перераспределения давлений по подошве фундамента, низкими прочностными характеристиками стенового материала и

узкими простенками ($b=650-670$ мм) с низким коэффициентом рассеивания трещин по ширине. На основании этого можно сделать вывод о том, что стабилизация осадок основания, сложенного просадочными грунтами, не достигнута. При дальнейшем замачивании просадочных грунтов основания возможно увеличение уже реализовавшихся неравномерных осадок почти в два раза, при этом увеличение повреждений здания в этом случае будет еще больше за счет прогрессирующего снижения жесткостных характеристик остова здания.

По результатам расчета осадок и просадок фундаментов в ПО Descon были получены величины вертикальных деформаций основания фундаментов и соответствующие им схемы изменения коэффициентов жесткости основания.

В ПК ЛИРА-САПР 2013 был выполнен совместный расчет системы «ОФС», часть результатов которого представлены на рис.4.5-4.6.

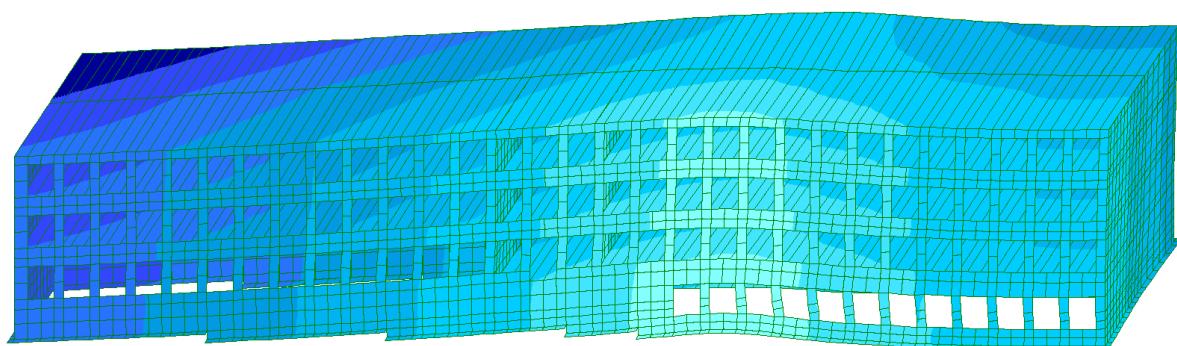


Рис. 4.5 Изополя вертикальных перемещений при равномерном замачивании

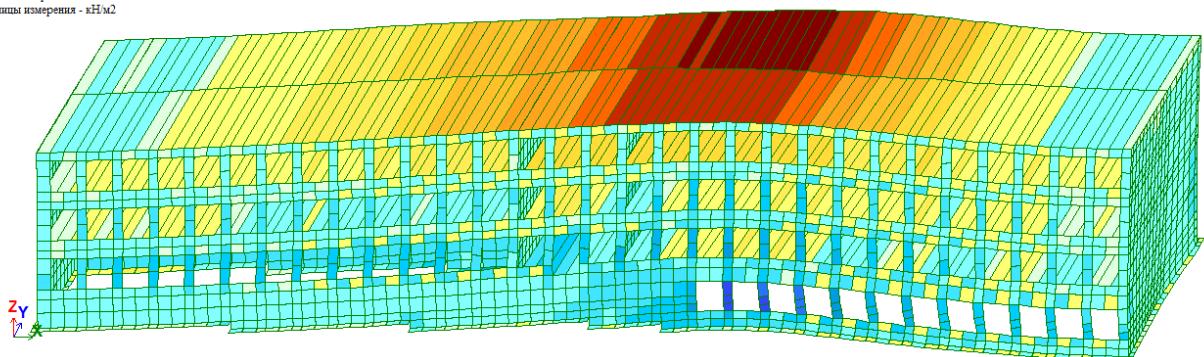
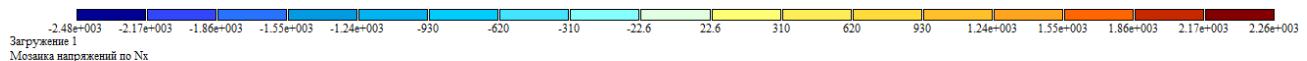


Рис. 4.6 Изополя горизонтальных напряжений в конструкциях 3-х этажного корпуса школы №3 при равномерном замачивании просадочных грунтов

Полученные результаты напряжений в стенах здания соответствуют схеме трещинообразования, выявленного при его натурном обследовании.

4.1.2. Здание Мариупольского Драмтеатра, расположенное по адресу: г. Мариуполь, Театральная площадь, № 1

Здание Драмтеатра в г. Мариуполе на 800 зрителей возведено в 1960 году по проекту, разработанному для Полтавского драмтеатра, несколько переработанному и привязанному к инженерно-геологическим условиям г. Мариуполя институтом Гипроград в 1956-57 гг.

4.1.2.1. Объемно-планировочное решение объекта

Здание драмтеатра трехэтажное (высота этажа $\approx 3,1$ м) прямоугольной формы с длинной осью в направлении СЗ-ЮВ. Габаритные размеры здания $37,5 \times 70,2$ м. Здание разновысотное с максимальной относительной высотной отметкой +20,000 м (ориентировочно). За относительную отметку $\pm 0,000$ принят уровень чистого пола сцены с абсолютной отметкой 71,40. Здание имеет цокольный этаж (подвал) под всей площадью здания (исключение составляет целик грунтового массива под зрительным залом). Относительная отметка чистого пола цокольного этажа изменяется в диапазоне от -3,100 м до -6,500 м. Из цокольного этажа имеется проход в подземное помещение бойлерной, расположенное за пределами здания. Также в здании имеется технический этаж (чердак), расположенный над сценической частью в осях «Е»-«О» между осями «1»-«20».

В здании имеется шесть лестничных клеток. Из них только две боковые лестницы, расположенные в осях «Е»-«Ж» между осями «1»-«4» и «17»-«20», имеют непосредственный выход наружу.

В центральной части здания имеется круглый зрительный зал высотой на три этажа. Зал наклонный, переходящий в амфитеатр, соединяющийся с полом фойе второго этажа. Зал имеет пять выходных дверей, из которых две на боковые лестницы с непосредственным выходом наружу. По периметру зала на высоте 2^{-го} и 3^{-го} этажа расположены балконы с ложами и амфитеатром. По контуру зрительного зала имеется кольцевой коридор, соединяющий зрительный зал с вестибюлями и лестницами.

4.1.2.2. Конструктивная характеристика объекта

Конструктивная схема здания – смешанная с несущими продольными и поперечными стенами, а также рядами колонн, расположенных в коридоре, обрамляющем зрительный зал, и в вестибюле на первом этаже. Устойчивость опорного остова здания обеспечивается пересечениями взаимно перпендикулярных стен, блоками лестничных клеток и дисками перекрытий. По контуру сценической части (в осях «Е»-«И» между осями «4»-«17») и лестничных клеток, расположенных в осях «Е»-«Ж» между осями «1»-«4» и «17»-«20», в стенах на отметке +7,000 устроен монолитный железобетонный пояс сечением 380×220 мм (h) из бетона М150 армированного 10Ø12 А-III.

Фундаменты под стены здания ленточные бутобетонные с шириной изменяющейся в диапазоне от 0,6 м до 1,15 м. Ленточные фундаменты под стены сценической коробки железобетонные с шириной 1,8-2,4 м. Столбчатые фундаменты под колонны железобетонные (марка бетона М140). Согласно проекту ширина подошвы фундаментов назначалась исходя из обеспечения давлений на основание не более 3 кгс/см² (300 кПа). Относительная отметка заложения подошвы фундаментов изменяется от -5,150 до -7,500. При этом минимальная глубина заложения ленточных фундаментов под стены здания от пола цокольного этажа составляет 0,6 м (с учетом бетонных полов цокольного этажа минимальная приведенная глубина заложения фундаментов составляет 0,62 м).

Наружные и внутренние стены из шлакового кирпича М100 (размер камня 390×190×90) на растворе М25. Несущие столбы и простенки между проемами из кирпича М100 на растворе М50. Толщина наружных стен цокольного этажа 800 мм, а вышележащих 600 мм (без учета облицовки).

Фронтон главного фасада выполнен в виде монолитной железобетонной рамы замкнутого контура (бетон М200), опирающейся на колонны и пилястры портика перед главным входом в здание. Покрытие над главным входом (в осях «А»-«В» между осей «7»-«14») кессонное из железобетона, опирающееся тремя сторонами на наружные стены портика, а четвертой стороной на железобетонную раму

фронтона. Стыки балок кессонного покрытия и железобетонной рамы фронтона омоноличены.

Цоколь здания облицован розовым гранитом. Фасады до относительной отметки +10,600 облицованы инкерманским известняком, а выше отметки +10,600 оштукатурены с расшивкой швов под облицовочную плитку.

Перемычки над оконными и дверными проемами — сборные, железобетонные.

Лестничные площадки, косоуры и ступени сборные железобетонные.

Перекрытие над цокольным этажом выполнено преимущественно в виде монолитной железобетонной плиты, опирающейся как на стены здания, так и на монолитные железобетонные балки. Встречаются участки перекрытия выполненного из сборных железобетонных плит различных типоразмеров.

Междуетажные перекрытия из монолитного и сборного железобетона.

Покрытие лестничных клеток из сборных железобетонных плит.

Зрительный зал и сценическая коробка перекрываются металлическими фермами под железную кровлю. Металлические фермы в зрительном зале — трапециoidalные с утепленным подвесным несгораемым потолком, подвешенным стальными тяжами к металлоконструкциям ферм через систему балок и прогонов. Утеплитель покрытия над зрительным залом из минераловатных матов уложен непосредственно на подвесной потолок. Металлические фермы над сценической частью театра установлены по большому пролету, что вызвано условиями эксплуатации помещения.

Крыша здания скатная с организованным водоотводом. Кровля выполнена из листовой оцинкованной стали по разреженной обрешетке из брусьев сечением 50×50 мм и досок δ=50 мм. Над сценической (более высотной) частью кровля выполнена по мелкоразмерным сборным железобетонным плитам размером 1500×500 мм, опирающимся на систему металлических балок, примыкающих к верхним поясам стальных ферм.

4.1.2.3. Инженерно-геологические условия площадки здания

Площадка здания драмтеатра расположена в Жовтневом районе г. Мариуполя. Абсолютные отметки земной поверхности возле здания колеблются в пределах 68,0 – 70,5 м. Уклон поверхности с северо-запада на юго-восток. Общий уклон природного рельефа в пределах застройки не превышает 0,02...0,025.

Инженерно-геологическое строение участка на разведанную глубину представлено тремя слоями грунта (инженерно-геологическими элементами).

Сверху от поверхности природного рельефа залегают почвенно-растительный и насыпной слои грунта (ИГЭ-1) общей мощностью 2 – 2,4 м. Ниже, считая сверху вниз, залегают:

ИГЭ-2 - суглинки желтовато-серые макропористые с включением мучнистых карбонатов, от твердой до тугопластичной консистенции, вскрытой мощностью в диапазоне 1,6-3,1 м. Залегают практически горизонтально, при этом подошва слоя в соответствии с инженерно-геологическими разрезами находится на относительной отметке -6,100...-6,500. Переменная мощность слоя ИГЭ-2 вызвана уклоном природного рельефа;

ИГЭ-3 – суглинки от коричневых до красновато-коричневых плотные твердые, пройденной мощностью до забоя скважин в диапазоне 4,8–6 м.

Естественным основанием фундаментов являются слои ИГЭ-2 и ИГЭ-3. Слой ИГЭ-2 находится преимущественно в основании фундаментов, расположенных в осях "А"- "Д", при этом мощность ИГЭ-2 под подошвой фундаментов в некоторых местах достигает 0,9 м.

Необходимо отметить, что грунт ИГЭ-2 по результатам изысканий 2003 года склонен к просадке при давлениях превышающих 197 кПа, в то время как при изысканиях, выполненных в 60-е годы, просадочные явления в районе данного участка выявлены не были (очевидно, из-за высокого начального просадочного давления $p_{sl} = 197$ кПа). При этом, в качестве расчетного сопротивления основания фундаментов использовались значения 2,5-3 кгс/см² (250-300 кПа), то есть очевидно, что давления, действующие по подошве фундаментов, превышают начальное просадочное давление.

Как при изысканиях, выполненных в 60-е годы, так и при изысканиях в 2003 году на разведенную глубину (10 м) грунтовые воды не встречены.

4.1.2.4. Результаты натурных обследований

В связи с наличием в стенах здания трещин, имеющих ярко выраженную осадочную природу происхождения, было произведено вскрытие фундаментов здания шурфами с целью определения их состояния, соответствия проектным решениям и исследования грунтов основания в зоне вскрытия фундаментов. Расположение шурfov приурочено к местам наиболее интенсивного трещинообразования. По результатам проведенного вскрытия можно сделать вывод о том, что существующие фундаментные конструкции в разных местах в различной степени, но, тем не менее, несколько отличаются от принятых проектных решений. При этом следует отметить, что практически все указанные отличия направлены в сторону улучшения условий работы фундамента (увеличение расчетного сопротивления основания, снижение давления по подошве, уменьшение деформаций основания).

Конструкции фундаментов по всем шурфам на момент вскрытия находились в удовлетворительном состоянии.

Результаты лабораторных испытаний образцов грунта, отобранных из шурfov, показали что:

- в основании фундаментов встречаются как грунт ИГЭ-2, находящийся в полутвердом состоянии, так и грунт ИГЭ-3, находящийся в твердом состоянии;
- влажность грунтов основания фундаментов под продольные наружные стены существенно выше, чем под поперечными стенами за счет нарушения естественной аэрации основания и периодическими подпитками поверхностными водами, поступающими через оконные приямки.

В результате натурного обследования стен и простенков здания обнаружены трещины, имеющие ярко выраженную осадочную природу происхождения.

Ширина раскрытия основной массы трещин не превышает 3 мм, отдельные трещины имеют ширину раскрытия до 10 мм. Трещины с шириной раскрытия до 3 мм имеют преимущественно вертикальную ориентацию с образованием в

сочетании с более мелкими трещинами прерывистых линий, распространяющихся практически по всей высоте здания, и расположены в основном на внутренней поверхности стен лестничных клеток, находящихся рядом с осями «Ж» и «И», а также во внутренних стенах окружающих сценическую часть. Трещины наклонной ориентации (нисходящие к центру здания) в основном сконцентрированы в стенах лестничных клеток, расположенных возле оси «Г». Трещины с шириной раскрытия более 3 мм расположены преимущественно на наружных поверхностях стен, при этом основная масса трещин вертикальной ориентации находится в окрестности лестничных клеток, расположенных рядом с осями «Ж» и «И», а наклонной ориентации в окрестности лестничных клеток, расположенных возле оси «Г» (сквозные переходящие в швы перекрытия третьего этажа), и по обе стороны портика главного фасада. Практически все указанные трещины имеют направление развития сверху вниз от верхнего обреза стен.



Рис. 4.7 Главный фасад с повреждениями на момент обследования
(трещины на фотографии подретушированы, ширина раскрытия трещин до 7 мм)

В результате натурных обследований железобетонных плит перекрытия и покрытия значительных повреждений не обнаружено. Следует отметить трещины в швах между плитами покрытий лестничных клеток, а также в перекрытии фойе 3 этажа (в осях 14 – 18 и в осях 3 – 7 на расстоянии около 2 м от оси Г).

Отмостка, выполненная вдоль продольных стен здания, имеет незначительные повреждения. С северной стороны здания вдоль отмостки наблюдаются небольшие по глубине промоины в сторону пониженных участков рельефа. Оконные приямки, выполненные вдоль продольных стен здания, способствуют скоплению в них атмосферных осадков и дальнейшему проникновению дождевых и талых вод через "пазухи" котлована к основанию фундаментов.

В подвале под сценой при устройстве подпольного канала во вновь оборудованном помещении теристорной был обрублен участок канализации от трапика в полу к канализационному выпуску. В связи с этим на поверхности пола собирается и застаивается вода, которая постепенно просачивается в грунт. В стене теристорной образовалась вертикальная трещина.

При натурном обследовании отмечены деформации полов в помещении цокольного этажа под сценой, а также в примыкающем к нему помещении теристорной.

4.1.2.5. Анализ фактического состояния несущих конструкций и основания фундаментов

С целью установления эксплуатационной пригодности конструкций, как на момент обследования, так и с учетом планирующейся реконструкции, были выполнены анализ характера трещинообразования в несущих конструкциях и поверочные расчеты, позволившие с достаточной степенью точности судить о напряженно-деформированном состоянии остова здания и необходимости выполнения мероприятий по усилению строительных конструкций при проведении планируемой реконструкции.

Анализ характера трещинообразования в стенах здания позволяет сделать следующие выводы:

- наличие вертикальных трещин, начинающихся у верхнего обреза стен и затухающих в уровне третьего этажа, свидетельствует о растяжении верхней части стен в результате выгиба здания, происходящего вследствие неравномерных осадок основания по длине здания;

- повышенная концентрация трещин в стенах лестничных блоков, обусловлена комплексным влиянием следующих факторов: ослаблением жесткостных характеристик стен за счет отсутствия междуэтажных перекрытий на лестничных клетках; перепадами в глубине заложения подошвы фундаментов и погонных нагрузках; локальными просадками основания;

- вертикальные трещины во внутренних стенах сценической части в уровне цокольного этажа, свидетельствующие о незначительном прогибе указанных стен, очевидно, являются следствием утечек из водонесущих коммуникаций, происходящих в центре сценической части. В результате увеличения влажности грунтов основания происходит снижение их деформационных характеристик, что в сочетании с повышенным уровнем напряжений в грунтовом массиве под центром ленточного фундамента (рассматриваемого как балка на упругом основании), вызывает прогиб стен;

- учитывая то, что накопленные за весь период эксплуатации трещины в стенах имеют четко выраженную картину, характеризующую напряженно-деформированное состояние остова здания, уместно предположить, что дальнейшие тенденции деформирования стен (трещинообразования) останутся неизменными.

Результаты поверочных расчетов основания ленточных фундаментов показали, следующее:

- расчетное сопротивление основания R для ИГЭ-2 изменяется в диапазоне 225-240 кПа, что несколько меньше чем принятые в проекте величины. Однако, учитывая длительный период эксплуатации здания (43 года) можно утверждать, что вследствие уплотнения грунта под подошвой фундаментов его прочностные характеристики и соответственно расчетное сопротивление увеличились. То есть

вероятнее всего, что во всех сечениях условие $P \leq R$ выполняется и осадки фундаментов можно определять, пользуясь линейно деформируемыми схемами;

- полная осадка, определенная для фундаментов с ИГЭ-2 в основании (с учетом просадки), не превышает 5,5 см. Учитывая незначительную мощность просадочного слоя под подошвой фундамента, а также высокое значение начального просадочного давления ($p_{sl} = 197$ кПа) полученные значения максимально возможных просадок невелики и не превышают 2,4 см;

- расчетное сопротивление основания R для ИГЭ-3 изменяется в диапазоне 341-444 кПа, то есть выше, чем принятое в проекте;

- полная осадка, определенная для фундаментов с ИГЭ-3 в основании, не превышает 2 см;

- полученные осадки во всех сечениях не превышают предельно допустимой величины для данного типа зданий ($S_u = 10$ см);

- неравномерность осадок по длине ленточных фундаментов, с учетом фактических инженерно-геологических условий переменной глубины заложения и уровня их загруженности, достигает $\Delta s/l = 0,0015$ т.е. меньше, чем предельно допустимая $[\Delta s/l]_u = 0,002$. Однако, исходя из практического опыта эксплуатации многоэтажных бескаркасных зданий, трещины в непрерывных кирпичных стенах в зависимости от их изгибной жесткости могут возникать уже при неравномерности осадок от 0,0005 до 0,001. Поэтому, учитывая возможность увеличения деформаций основания, представленного грунтом ИГЭ-2, за счет просадок при локальном замачивании атмосферными водами и, соответственно, дополнительного увеличения неравномерности осадок можно утверждать, что основной причиной возникновения трещин являются неравномерные осадки по длине ленточных фундаментов. Учитывая длительную эксплуатацию здания (более 40 лет), а также незначительные по величине прогнозируемые осадки можно предположить, что стабилизация осадок практически достигнута и, при условии устранения причин увлажнения грунтов основания, мероприятия по улучшению строительных свойств основания либо усилению фундаментов не требуются.

Приостановление дальнейшего развития процесса трещинообразования в стенах здания целесообразно выполнить путем повышения жесткостных и прочностных характеристик стен из расчета восприятия ими усилий, возникающих от воздействия неравномерных деформаций основания.

Повреждения железобетонных плит перекрытий третьего этажа и покрытия лестничных клеток в виде раскрытия швов являются продолжением трещин, переходящих со стен на перекрытия (покрытие), и соответственно причина их возникновения – неравномерные деформации основания. Учитывая то, что опорная зона перекрытий и покрытия не нарушена, опасность их обрушения отсутствует.

Повреждения отмостки и водонесущих коммуникаций являются причиной увлажнения грунтов основания фундаментов, инициирующей возникновение неравномерных деформаций основания фундаментов.

4.1.3. Жилой дом № 82 по ул. Жукова в МР «Восточный» г. Мариуполя

Строительство жилого 10-ти этажного кирпичного дома было начато в 1992 году, прекращено в 1994 году и возобновлено в 2006 году. Консервация здания в целом, и отдельных конструкций в частности, не осуществлялась. В результате воздействия неблагоприятных атмосферных факторов кирпичная кладка, железобетонные и металлические конструкции получили ряд повреждений, сказывающихся преимущественно на их долговечности.

Здание возводилось в непосредственной близости к панельному 9-ти этажному жилому дому №66 по ул. Жукова. Здания сблокированы угол в угол с шириной зазора между их углами 100 мм.

В результате взаимного влияния фундаментов панельного и кирпичного зданий, а также локального обводнения грунтового массива из-за отсутствия отмостки и организованного отвода атмосферных осадков в месте соприкосновения зданий, здания получили повышенный диагональный крен навстречу друг другу (рис. 4.8). От взаимного давления соприкасающихся конструкций зданий произошло деформирование облицовки лоджий, смятие и разрушение материала стен панельного и кирпичного зданий.



Рис. 4.8 Общий вид соприкасающихся зданий

4.1.3.1. Краткая характеристика объектов наблюдений

Характерной особенностью жилых домов по ул. Маршала Жукова – панельного № 66 и кирпичного № 82 – является нахождение их на структурно неустойчивых грунтах основания, слагаемых просадочными и набухающими глинистыми грунтами.

В основании жилых домов находится слабопросадочный грунт (ИГЭ-3) мощностью 4,0...4,3 м, который подстилается слоем твердых суглинков (ИГЭ-4), мощностью 5,4...6,2 м.

Ниже твердых суглинков залегают красновато - бурые глины, обладающие средненабухающими свойствами. Мощность глин, проходимая скважинами, составляет 2,7...2,9 м.

На период изысканий на разведенную глубину грунтовые воды не встречены. По схеме природных условий площадка относится к II типу по степени потенциальной подтопляемости. На кровле ИГЭ-5 возможно образование техногенного водоносного горизонта, а на контакте суглинков ИГЭ-3 и ИГЭ-4 возможно образование «Верховодки».

Строительство 10-ти этажного здания привело к созданию барражного эффекта и постепенному обводнению грунтового массива в месте соприкосновения зданий.

10-ти этажный жилой дом № 82 в плане имеет прямоугольную форму с габаритными размерами $14,8 \times 76,2$ м. Высота здания 32,8 м от поверхности земли до верха парапета. Здание с техническим подпольем и техническим этажом.

В здании три лестничные клетки и три лифтовые шахты.

Конструктивная схема – бескаркасная с продольными несущими стенами.

Пространственная устойчивость здания достигается за счет жесткого сопряжения стен в углах, связей трения между кирпичной кладкой стен и жесткими дисками перекрытий, блоков лестничных клеток и лифтовых шахт.

Стены технических подполий (подвалов) выполнены из бетонных стенных блоков на цементно-песчаном растворе марки М100.

В связи с высокой вероятностью взаимного влияния двух зданий друг на друга были выполнены поверочные расчеты, устанавливающие степень взаимного влияния.

Результаты поверочных расчетов показали следующее:

- прирост осадки фундаментов угловой части здания с учетом взаимного влияния и локального обводнения не превышает 3 см;
- по абсолютному значению вертикальные перемещения фундаментов не превышают допустимых значений, однако суммарный крен части здания в диагональном направлении составляет $\approx 0,0022-0,0025$. Полученная величина крена незначительно превышает допустимое значение и существенно не сказалась бы на эксплуатационных характеристиках здания, если бы зазор между зданиями был больше. Принимая во внимание высоту здания, горизонтальные перемещения

его угла в диагональном направлении могут достигать величины $\approx 70\text{-}80$ мм. При этом необходимо учитывать, что аналогичные перемещения, но в обратном направлении, может получить эксплуатирующееся панельное здания. Соответственно суммарное сближение двух зданий может достигнуть величины 140-160 мм при величине зазора между ними 100 мм.

4.1.3.2. Результаты мониторинга за кренами жилых домов

После выполнения конструктивных мероприятий по увеличению зазора между зданиями и водозащитных мероприятий, предотвращающих дальнейшее обводнение грунтового массива, на конструкциях зданий были размещены датчики УИД с автоматической системой наблюдений (рис. 4.9).

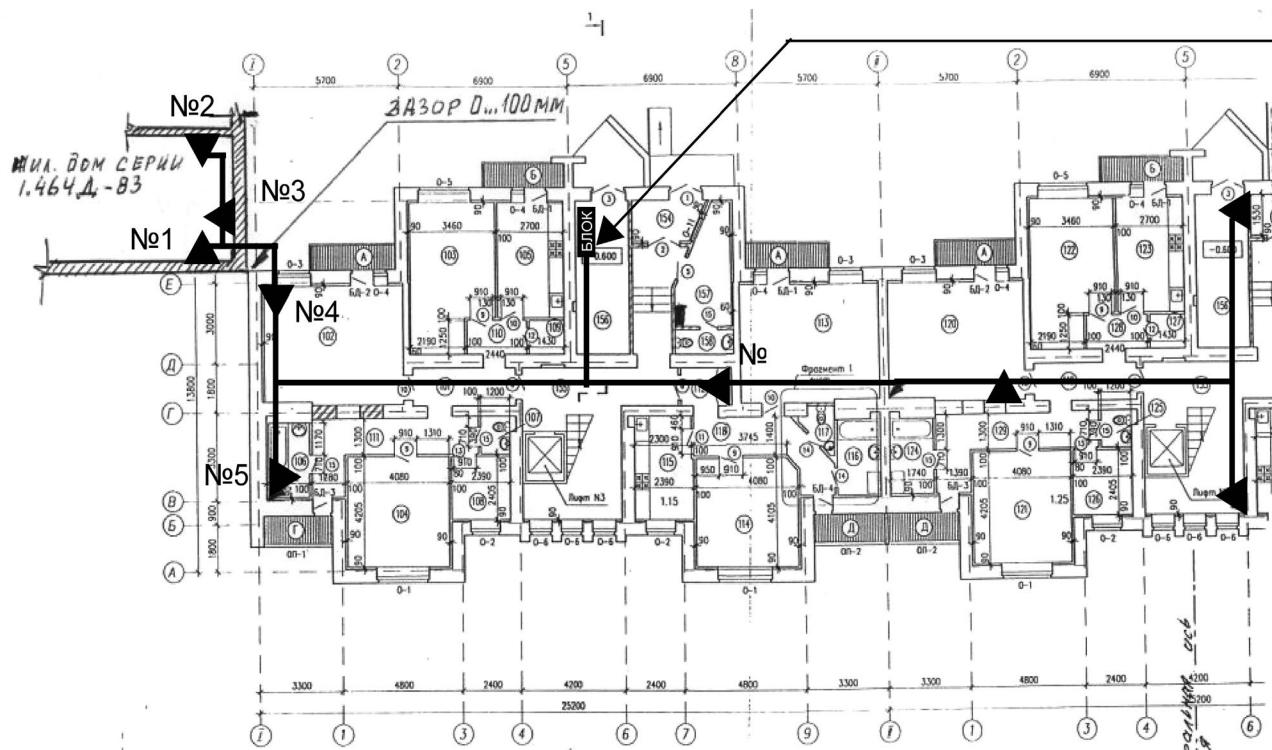


Рис. 4.9 Схема размещения датчиков УИД на плане типового этажа

За период наблюдений с 16 июня по 12 ноября 2006 г. выполнено и обработано 21 цикл измерений кренов зданий. По результатам исследований получены направления смещения маятников УИД (рис. 4.10), графики скорости смещений в мм/сутки на протяжении всего периода наблюдений, а также величины кренов датчиков.

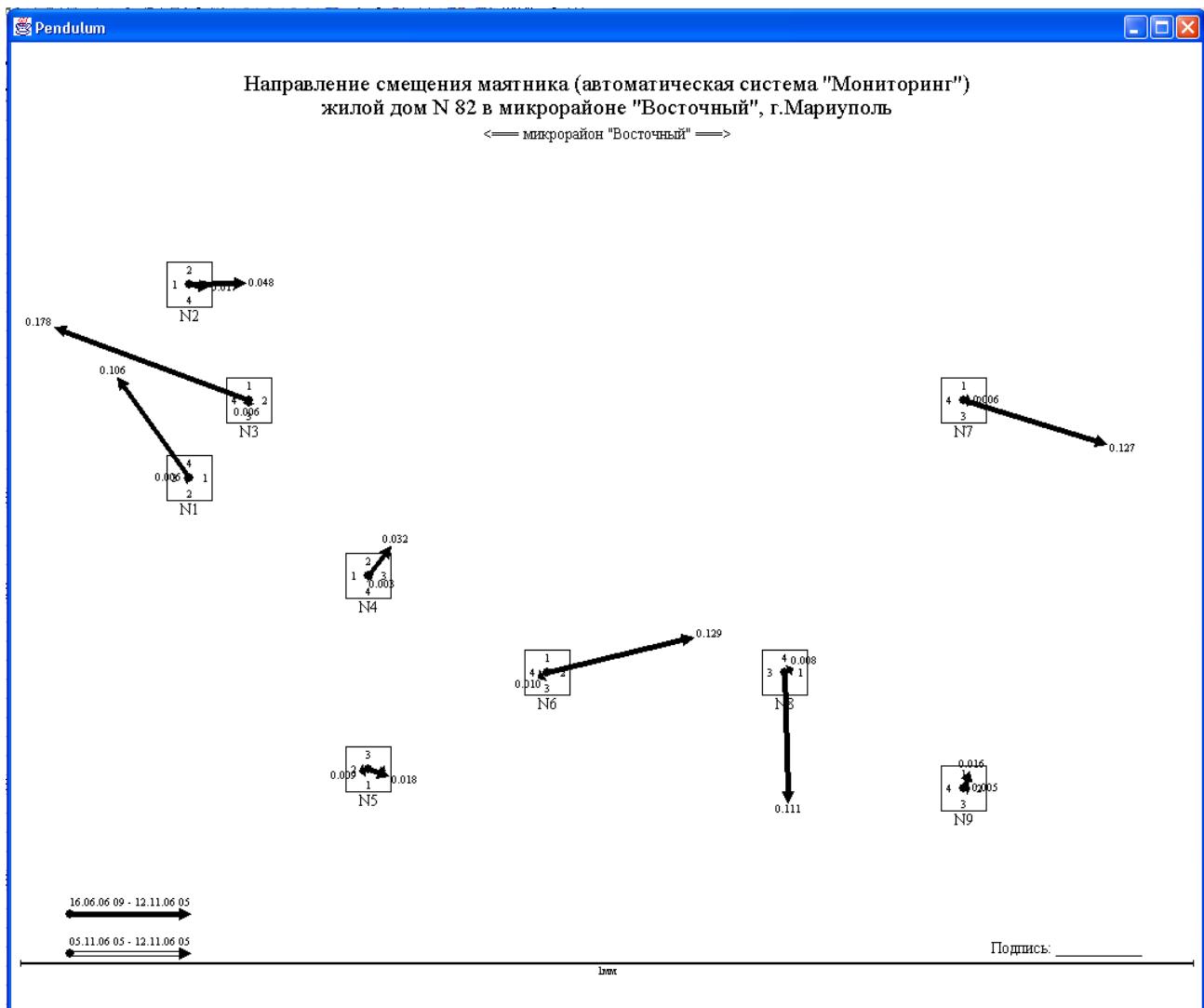


Рис. 4.10 Направление смещения маятников автоматической системы «Мониторинг» за весь период наблюдений

На основании изучения и анализа величин информационных сигналов за летний (относительно сухой) и осенний (также относительно сухой) периоды года можно выделить следующие результаты наблюдений:

– за период ведения наблюдений у всех установленных датчиков происходили изменения величины, направления и скорости смещения маятников. При этом направления смещений в различные периоды времени практически у всех датчиков имели знакопеременный характер. Знакопеременная составляющая смещений находится в диапазоне 0,03 – 0,04 мм, что в свою очередь составляет от 20 до 60 % от общего смещения отдельных датчиков. Относительно устойчивый суммарный вектор смещения наблюдается только у датчиков № 1, 2, 3, установленных на доме №66;

– скорость смещений практически по всем датчикам имеет пиковые значения, корреспондирующиеся между собой по времени. Наибольшие скорости смещений характерны для датчиков №6, 7 и 8, установленных на строящемся здании, однако, учитывая изменчивость направления вектора смещений по этим датчикам, соответствующую пиковым значениям скорости, можно утверждать, что скорость процесса деформирования в одном направлении по этим датчикам приблизительно соответствует скорости по остальным датчикам. Наибольшая скорость смещений при устойчивом направлении вектора соответствует датчику №3 на начальных этапах измерения в июне-июле 2006 г. Дальнейшая скорость смещений этого датчика не превышает 0,004 мм/сут, что также приблизительно соответствует скорости по остальным датчикам;

– величины кренов, зафиксированные за весь период наблюдений, преимущественно не превышают 0,0005 за исключением датчиков №3, 6, 7 и 8. Здесь следует отметить, что для датчиков №6, 7 и 8 направление кренов менялось. Необходимо также отметить, что зафиксированные датчиками значения кренов отражают не только общий крен здания, но и деформированное состояние отдельных конструкций, на которых установлены датчики;

– анализ полученных кренов показывает, что происходит незначительное закручивание секции №1 жилого дома №82 против часовой стрелки, что обусловлено, очевидно, различной податливостью основания и соответственно перераспределением нагрузок на фундаменты. В дальнейшем перераспределение нагрузок за счет жесткости здания и изменения общего уровня нагружения основания по отношению к нагружению в зоне взаимного влияния двух зданий, возможно, приведет к некоторому выравниванию полученных ранее неравномерных деформаций основания. Следует также отметить затухающий характер кренов, фиксируемых датчиками №1, 2 и 3, установленными на эксплуатируемом жилом доме №66. При этом направление кренов за период наблюдений происходит в сторону противоположную строящемуся зданию. Кроны, фиксируемые датчиками №6, 7 и 8, расположенными на жилом доме №82, носят незатухающий характер, но при этом имеют переменную направленность и

не превышают допустимых значений. По всей вероятности развитие этих деформаций будет продолжаться до полного загружения строящегося здания эксплуатационными нагрузками. С учетом установившегося на данном этапе направления кренов зданий можно констатировать, что вероятнее всего соприкосновения зданий при сохранении в природном состоянии грунтов основания смежных зданий не произойдет.

4.1.4. Жилой дом №6 по улице Корниенко в г. Зугрэс

Жилой дом №6 по улице Корниенко в г. Зугрэс возведен в 1975 году по типовому проекту серии 87 и привязан к местным условиям Макеевским филиалом института "Донецкпроект". Уже через год после начала эксплуатации были замечены первые деформации здания. При этом в процессе эксплуатации происходили частые замачивания основания атмосферными осадками, а также регулярными крупными утечками из водонесущих коммуникаций, которые привели к ухудшению прочностных и деформационных характеристик грунтового массива.

При этом дополнительными инженерно-геологическими изысканиями в 1988 году выявлено отсутствие грунтовых вод по всем буровым скважинам до глубины 18,7 м от земной поверхности. Полученные показатели физико-механических характеристик свидетельствуют о некотором упрочнении грунтового массива по сравнению с ранее выполненными изысканиями. Относительная просадочность слоя ИГЭ-3 при давлении 0,3 МПа от величины $\epsilon_{sl}=0,033$ снизилась до значения $\epsilon_{sl}=0,019$. Коэффициент пористости природного сложения от величины $e=0,874$ уменьшился до значения $e=0,75$. Естественная влажность от величины $W=19\%$ снизилась до значения 17%. Плотность грунта от величины $\rho=1,73 \text{ т}/\text{м}^3$ выросла до значения $\rho=1,8 \text{ т}/\text{м}^3$. Модуль общей деформации грунта при естественной влажности от величины $E_o=11,4 \text{ МПа}$ изменился в большую сторону до значения $E_o=15,0 \text{ МПа}$. При этом в водонасыщенном состоянии модуль общей деформации грунта имеет очень низкое значение $E_o=6,0 \text{ МПа}$. Мощность просадочных палево-желтых суглинков относительно невелика и колеблется в пределах 0,5–2,5 м.

Расположенные ниже (внешне сходные со слоем ИГЭ-3) также палево-желтые суглинки слоя ИГЭ-4 с резко изменяющейся мощностью в пределах 0,2–6,2 м определены как непросадочные. Глубже расположены дресвяно-щебенистые грунты слоя ИГЭ-5 с суглинистым и глинистым заполнителем и трещиноватые темно-серые аргиллиты слоя ИГЭ-6. Особенностью грунтового массива на части территории, во-первых, является резкое падение кровли коренных пород под разными углами в пределах 20–34⁰ к горизонту в северном и в северо-северо-западном направлении в сторону Зуевского водохранилища, а во-вторых, повсеместное наличие поверхностного насыпного слоя мощностью в пределах 1,5–8,8 м с высокой водопроницаемостью.

Помимо сложных геологических условий также имеются сложности с надземными и подземными строительными конструкциями, которые не соответствуют проекту привязки и технической документации по строительству в сторону ухудшения прочностных показателей материалов.

В связи с развитием в конструкциях значительных трещин и проявлением неравномерных осадок фундаментов с креном в сторону Зуевского водохранилища первая блок-секция жилого дома №6 была демонтирована через 10 лет после возведения. В 1989 году было выполнено усиление второй и третьей блок-секции жилого дома №6 состоявшее из усиления простенков первого этажа металлическими обоймами и вывешивания части фундаментов со стороны Зуевского водохранилища на буронабивные сваи Ø600 мм и длиной 8,0–18,0 м.

Выполненное усиление позволило существенно снизить скорость деформирования здания, но не устранило его полностью. При этом выполненное частично вывешивание фундаментов на сваи привело к перераспределению усилий в надземных конструкциях, в результате чего кирпичные простенки 2 и 3 этажей в месте резкого изменения жесткости основания (на границе между усиленным и неусиленным участком основания) оказались перегруженными. Силовые трещины в указанных простенках по количеству, длине и ширине раскрытия свидетельствуют, что кирпичная кладка находится в третьей стадии и воспринимает нагрузку ≈90% от разрушающей [461].

С 1998 года по 2000 год осуществлялся мониторинг деформаций здания, включающий в себя геодезическое нивелирование, приближенное к I классу точности.

По результатам мониторинга можно сделать следующие выводы:

1. Жилой дом №6 по ул. Корниенко продолжает деформироваться с достаточно большой скоростью по сравнению с осадками для обычных условий строительства. Ежегодный прирост неравномерных осадок составляет $\approx 5 \cdot 10^{-5}$. Ежегодный прирост средней интегральной величины осадки составляет $\approx 2,4$ мм.
2. После частичного усиления фундаментов буронабивными сваями общая скорость деформирования резко сократилась. При этом направление крена несколько развернулось к северо-северо-востоку (рис. 4.11).
3. Конструкции кирпичных простенков второго и третьего этажа дворового фасада находятся в аварийном состоянии и нуждаются в срочном усилении.



Рис. 4.11 Направление кренов жилого дома №6 по ул. Корниенко в г. Зугрэс: красный – до усиления фундаментов, зеленый – после усиления фундаментов

4.2. Объекты, эксплуатирующиеся на элювиальных грунтах

4.2.1. Корпус реанимационного отделения ЦГБ г. Дебальцево

Здание центральной городской больницы возведено в 1967 году. Корпус реанимационного отделения был пристроен к основному зданию больницы в 1989 году.

4.2.1.1. Объемно-планировочное и конструктивное решение объекта

Корпус реанимационного отделения представляет собой трехэтажное здание прямоугольной формы в плане с габаритными размерами $\approx 15,6 \times 30,6$ м, соединенное переходом с основным зданием больницы. Высота здания $\approx 10,5$ м. Имеется подвал с высотой от $\approx 1,4$ м (возле наружных продольных стен) до $\approx 2,1$ м (возле внутренних продольных стен). В подвале расположены водонесущие коммуникации.

Конструктивная схема объекта – бескаркасная с продольными несущими стенами. Устойчивость здания обеспечивается пересечениями взаимно перпендикулярных стен и дисками железобетонных перекрытий. Фундаменты под стены – ленточные, выполненные из сборных железобетонных плит и бетонных блоков ФБС. Глубина заложения фундаментов под наружные продольные стены от поверхности планировки $\approx 1,1-1,2$ м при этом заглубление фундаментов ниже пола подвала отсутствует, что является нарушением требований норм. Глубина заложения фундаментов под внутренние продольные стены от поверхности планировки $\approx 2,3-2,4$ м при этом заглубление фундаментов ниже пола подвала составляет $\approx 0,5$ м (рис. 4.12).

Стены из силикатного кирпича толщиной 510 мм (без учета штукатурки).

Междуетажные перекрытия – из сборных железобетонных многопустотных плит пролетом 6 м.

Перемычки над оконными и дверными проемами – сборные брусковые железобетонные.

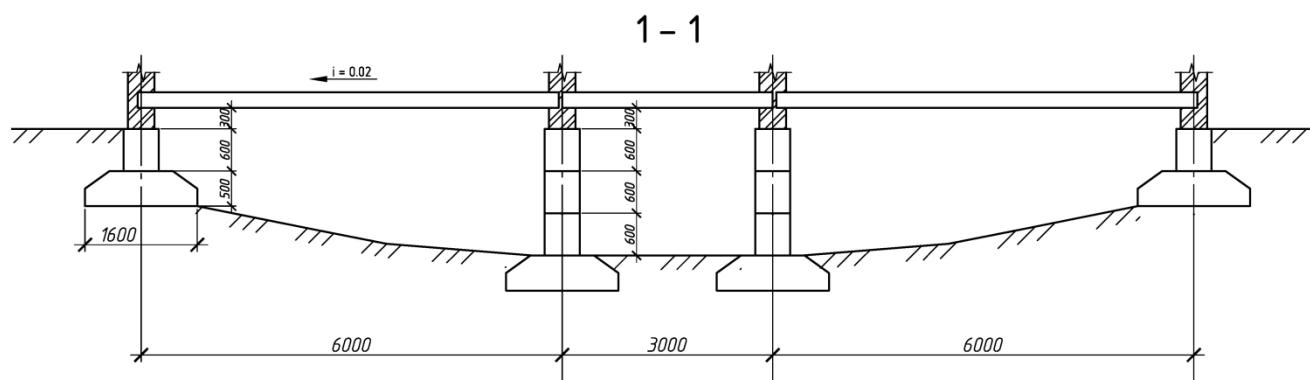


Рис. 4.12 Разрез 1-1 по фундаментам

4.2.1.2. Результаты натурного обследования строительных конструкций

Натурное обследование строительных конструкций и основания объекта выполнено 30.11.2017 г. и состояло из визуального осмотра и установления степени повреждений, полученных конструкциями.

При обследовании объекта выявлены следующие дефекты и повреждения:

- заглубление фундаментов под продольные наружные стены ниже пола подвала отсутствует, что является нарушением требований норм. При этом пол подвала имеет в поперечном направлении уклон $\approx 0,12$ в сторону внутренних стен (см. рис. 4.12), что дополнительно снижает устойчивость грунтового основания под фундаментом наружных стен;
- уклоны вертикальной планировки способствуют скоплению поверхностных атмосферных вод вдоль стен объекта;
- отмостка по периметру объекта отсутствует, что способствует инфильтрации скапливающихся поверхностных вод в основание фундаментов наружных стен;
- зимой 2015 года в результате боевых действий основание фундаментов подвергалось динамическим воздействиям, что в свою очередь приводило к кратковременному снижению несущей способности основания, особенно находящемуся в водонасыщенном состоянии;
- в торцевой стене над входом в подвал в месте сопряжения с продольной внутренней стеной имеется сквозная вертикальная трещина, развивающаяся сверху вниз от карниза и до уровня перекрытия над первым этажом. Ширина раскрытия трещины 25-30 мм (рис. 4.13, 4.14). В этой же стене в месте сопряжения с продольной наружной стеной имеется заделанная цементно-песчаным раствором наклонная (под углом $\approx 45^\circ$) трещина на всю высоту первого этажа. Ширина раскрытия трещины до заделки ориентировочно составляла до 10 мм. Имеются и другие короткие наклонные трещины с шириной раскрытия до 4-5 мм. Наклон и развитие системы трещинообразования свидетельствует о более высоких осадках фундаментов продольной наружной стены (рис. 4.13);

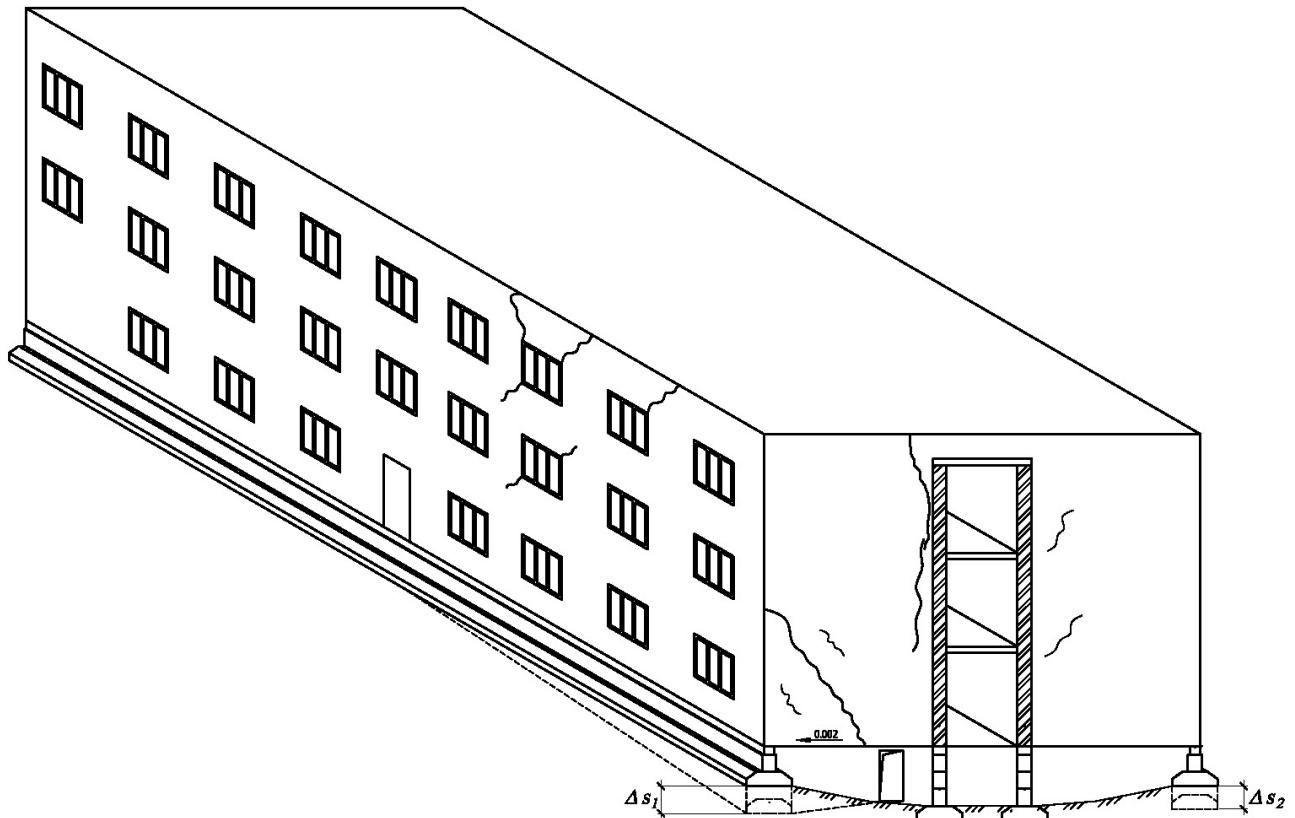


Рис. 4.13 Схема трещинообразования и неравномерных осадок



Рис. 4.14 Трещины в торцевой стене над входом в подвал

- в продольной наружной стене на участке длиной ≈ 12 м от вышеуказанной торцевой стены наблюдается система наклонных трещин длиной до 1,5 м и шириной раскрытия до 10 мм (рис. 4.15). Характер развития трещин сверху вниз по сечениям, ослабленным оконными и дверными проемами. Наклон и развитие трещин свидетельствует о более высоких осадках угла объекта в месте сопряжения наружных продольной и торцевой стен;
- в поперечных перегородках, расположенных на участке длиной ≈ 12 м от вышеуказанной торцевой стены, имеются вертикальные трещины в месте сопряжения с наружной продольной стеной и наклонные трещины (под углом $\approx 45^\circ$), свидетельствующие о более высоких осадках фундаментов продольной наружной стены. Учитывая ширину раскрытия трещин с момента последнего ремонта в 2017 году средняя скорость раскрытия трещин составляет ориентировочно 0,2 мм/мес.;
- уклон полов в поперечном направлении, измеренный в помещении, расположенном над входом в подвал, составляет $\approx 0,02$ то есть неравномерность осадок фундаментов продольной и наружной стены на этом участке почти в 10 раз превышает предельно допустимое значение.



Рис. 4.15 Трещины в продольной наружной стене

4.2.1.3. Заключение

Причиной возникновения трещин в стенах и перегородках объекта, очевидно, являются более высокие осадки фундаментов наружных продольных стен, особенно в месте сопряжения наружных продольной и торцевой стен над входом в подвал. На этом участке деформации основания как по абсолютной, так и по относительной величине превышают предельно допустимые значения.

Высокие осадки наружных продольных стен обусловлены развитием в основании фундаментов сдвиговых деформаций в сторону подвала, вследствие сочетания следующих неблагоприятных факторов:

- залеганием в основании фундаментов элювиальных грунтов (элювий песчаника), имеющих большую степень выветрелости для фундаментов с меньшей глубиной заложения;
- опирание фундаментов непосредственно на пол подвала, который выполнен с уклоном в сторону внутренних продольных стен. При недостаточных прочностных характеристиках грунтов основания, даже при сравнительно невысоком уровне давлений по подошве фундамента (ориентировочно до 130 кПа) такая схема опирания может привести к потере устойчивости основания фундамента с выпором грунта в сторону подвала;
- снижении прочностных и деформационных характеристик грунта при их водонасыщении поверхностными водами, свободно проникающими в основание из-за отсутствия отмостки;
- эпизодическими динамическими воздействиями в результате проведения боевых действий в 2014-2015 годах;
- дополнительным пригрузом основания торцевыми стенами;
- снижением изгибной и сдвиговой жесткости продольной стены по оси «А» за счет устройства дверного проема;
- снижением изгибной и сдвиговой жесткости торцевой стены за счет устройства дополнительного проема в фундаментной части (вход в подвал) и увеличенных проемов между внутренними продольными стенами (переход в основное здание).

4.3. Объекты, эксплуатирующиеся на подрабатываемых территориях

4.3.1. Здания Донбасской национальной академии строительства и архитектуры

Площадка, на которой расположены здания ДонНАСА (г. Макеевка), многократно подрабатывалась шахтой «Социалистический Донбасс» начиная с 1970 года по 2002 год. Суммарная мощность отработанных пластов h_8 и h_{10} , расположенных на глубине от 847 м до 1095 м, составляет от 2,1 м до 2,4 м.

На площадке находятся: пятиэтажный главный корпус, протяженностью 160 м, состоящий из 6 блоков, разделенных деформационными швами; дворец культуры; четыре учебных корпуса; столовая; два лабораторных корпуса; пять общежитий; две котельные; дымовая труба высотой 32 м и другие сооружения.

Начиная с 1976 года специалистами кафедры инженерная геодезия ДонНАСА проводились систематические инструментальные наблюдения за процессом деформирования земной поверхности [308]. По мере строительства новых объектов на площадке ДонНАСА количество реперов наблюдательной станции увеличивалось.

По результатам геодезических наблюдений выявлены длительности активных стадий процесса сдвига и уточнены фактические деформации земной поверхности.

Линии равных оседаний при подработке корпусов ДонНАСА с 1976 по 1981 гг. и с 1976 по 2012 гг. показаны на рис. 4.16, 4.17.

Величины деформаций и повреждений в конструкциях зданий на площадке, возникающие в различные периоды их эксплуатации, в целом соответствуют неравномерным деформациям основания, вызванным подработкой на рассматриваемый период времени.

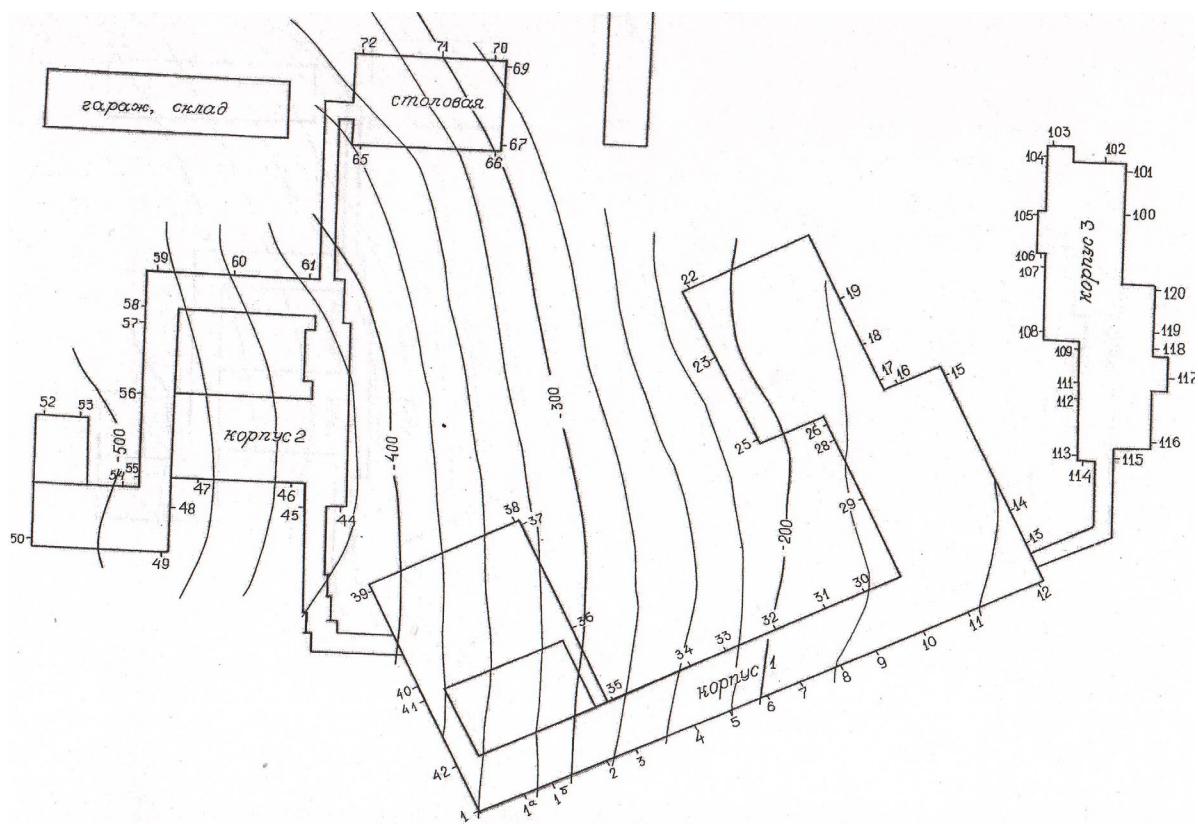


Рис. 4.16 Линии равных оседаний при подработке корпусов ДонНАСА с 1976 по 1981 гг.

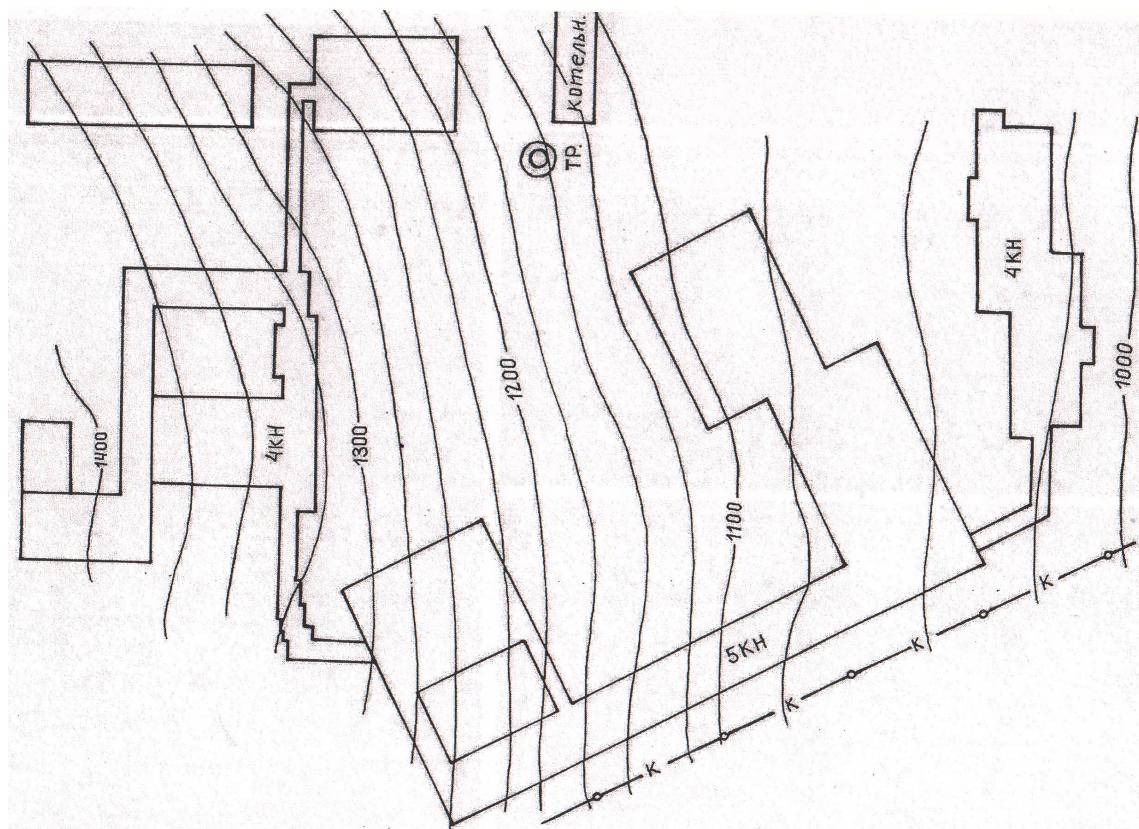


Рис. 4.17 Линии равных оседаний при подработке корпусов ДонНАСА с 1976 по 2012 гг.

4.3.2. Здание поликлиники ИНВХ им. В.К. Гусака в г. Донецке

Здание поликлиники построено в 1930 году. До 2007 капитальные ремонты здания не проводились. Выполнялись только локально ремонтно-восстановительные работы. В 80х – 90х годах прошлого столетия было выполнено выборочное усиление оконных проемов здания путем устройства новых металлических перемычек и устройства замкнутых металлических рам. Усиление оконных проемов с помощью металлических рам выполнено на углах здания на пересечении осей «А/1» и «А/14». Эти рамы соединены между собой горизонтальными металлическими элементами.

4.3.2.1. Инженерно-геологические и горно-геологические условия площадки

В геологическом строении участка до глубины 10,0 м принимают участие делювиальные суглинки (ИГЭ-2, 3 и 4), которые перекрыты современными техногенными отложениями (ИГЭ-1).

Грунты ИГЭ-1 представлены насыпными грунтами (чернозем, суглинок, глины, строительный и бытовой мусор с корнями растений и органическими остатками). Мощность слоя составляет от 0,8 до 2,5 м.

Грунты ИГЭ-2 представлены суглинками палево-бурыми, твердыми, с включениями карбонатов. При замачивании грунты ИГЭ-2 проявляют просадочные свойства. Начальное просадочное давление составляет 0,127 МПа. Тип грунтовых условий по просадочности – первый. Мощность слоя под пятном здания составляет от 0,00 м до 3,90 м. Зона распространения грунтов ИГЭ-2 – под правой частью здания и главной частью здания, т.е. северо-восточная часть здания.

Грунты ИГЭ-3 – представлены суглинками коричнево-бурыми, полутвердыми с включениями карбонатов. Мощность слоя составляет от 0,00 м до 4,30 м.

Грунты ИГЭ-4 представлены суглинками краснобурыми, твердыми с включениями карбонатов. Мощность слоя пройденными скважинами не определена. Кровля слоя залегает на расстоянии от 4,00 м до 7,00 м от поверхности земли.

Подземные воды при проведении изысканий обнаружены на глубине 6,0-7,5 м от поверхности существующего рельефа. Амплитуда сезонных колебаний уровня подземных вод составляет 2,0 м.

Территория участка является потенциально-подтопляемой.

Водовмещающими грунтами являются эолово-делювиальные суглинки ИГЭ-3 и ИГЭ-4. Водоупор пройденными скважинами не зафиксирован.

Питание водоносного горизонта осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков и утечек из водонесущих коммуникаций.

По результатам вскрытия фундаментов шурфами подошва фундаментов залегает на глубине 1,60...2,60 м от дневной поверхности грунта, то есть несущими слоями являются ИГЭ-2 и ИГЭ-3.

Территория, на которой расположен объект обследования, неоднократно подрабатывалась шахтой им. Горького с 1961 по 1982 г.г. При этом деформации земной поверхности составили:

- оседание η_{\max}801 мм;
- кривизна ρ_{\max} $0,4 \times 10^{-4}$;
- горизонтальные деформации δ_{\max} $2,3 \times 10^{-3}$.

Площадка относится к IV группе подрабатываемых территорий.

После 2025 года возможна отработка пластов h_{2-1} и h_3 суммарной мощностью до 1,5 м, расположенных на глубине 710-730 м. Залегание угольных пластов пологое, угол падения пластов 15° .

4.3.2.2. Объемно-планировочное решение объекта

Здание двухэтажное с цокольным этажом имеет сложную форму с максимальными габаритными размерами в плане $\sim 70,83 \times 81,2$ м. Помещения в цокольном этаже имеются только под частью здания (рис. 4.18). Деформационные и температурные швы отсутствуют. Высота здания от уровня планировки до верхнего обреза стен составляет ≈ 10 м. Общий вид здания поликлиники до реконструкции представлен на рис. 4.19.

Крыша объекта чердачная четырехскатная. Этажи здания поликлиники сообщаются между собой при помощи четырех лестничных блоков.

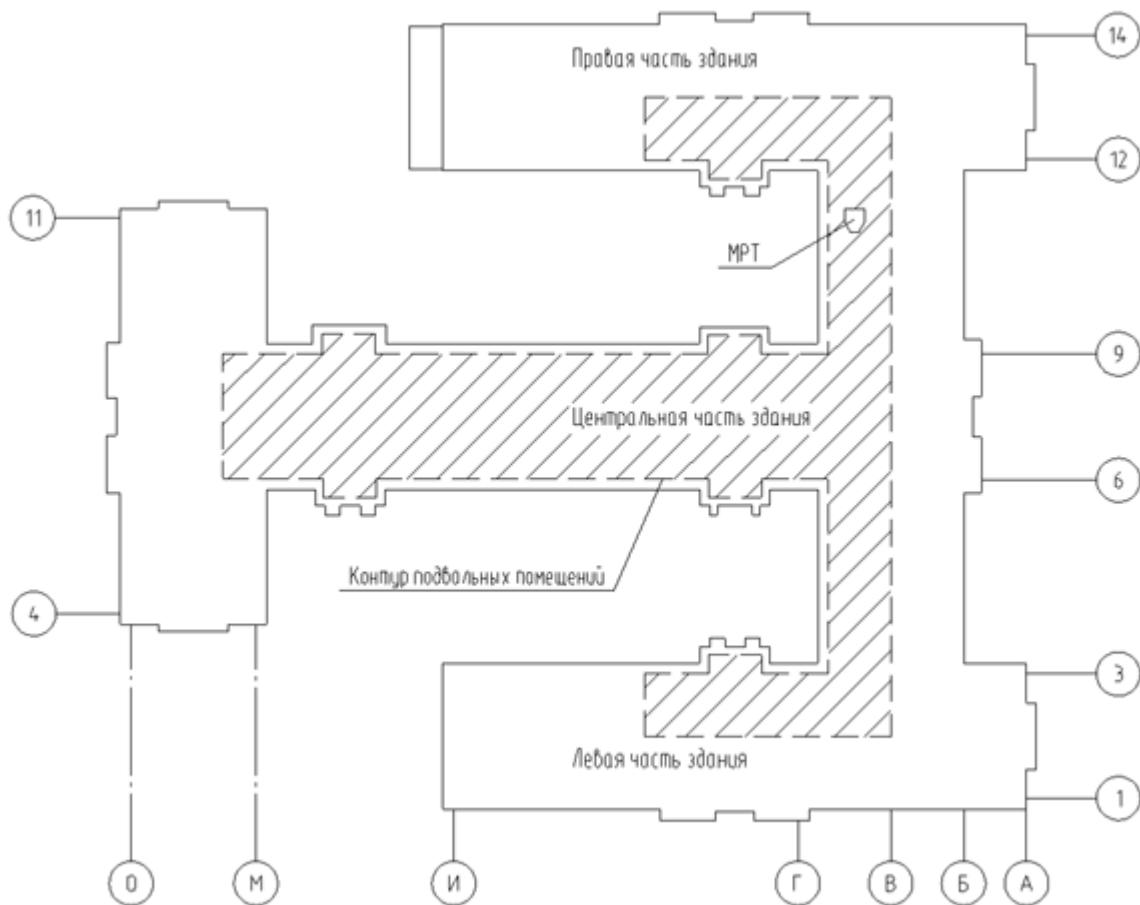


Рис. 4.18 Схематический план здания поликлиники ИНВХ им. В.К. Гусака



Рис. 4.19 Общий вид здания поликлиники (до реконструкции) со стороны главного фасада (в осях «1»-«14»)

4.3.2.3. Конструктивная характеристика объекта

Здание поликлиники построено в основном по бескаркасной схеме с несущими продольными и поперечными стенами. В центральной части объекта между осями «6-9», в пределах цокольного этажа между осями «Е-Ж», а также на первом и втором этажах между осями «Б-В/Г» конструктивная схема здания смешанная. Ребристое монолитное железобетонное перекрытие на этих участках здания опирается как на колонны, расположенные внутри здания, так и на наружные кирпичные стены.

Устойчивость здания в продольном и поперечном направлениях обеспечивается продольными и поперечными стенами, их взаимным жестким сопряжением, железобетонными перекрытиями и лестничными блоками.

Фундаменты ленточные из бутовой кладки на известково-цементном растворе. Ширина подошвы фундаментов: под несущие стены от 0,74 м до \approx 1,2 м; под самонесущие стены 0,44 м.

Глубина заложения фундаментов:

- от уровня пола цокольного этажа изменяется преимущественно в диапазоне 0,66 - 0,83 м. В отдельных местах глубина заложения фундамента от пола цокольного этажа составляет 1,72 м;
- от уровня планировочной поверхности изменяется преимущественно в диапазоне 1,4-1,6 м. В отдельных местах глубина заложения от уровня планировки составляет 2,54 м (рис. 4.20).

Стены выполнены из кирпичной кладки на известково-цементном растворе марки 25...50. Кирпич силикатный марки 100. Толщина наружных стен изменяется от 640 до 740 мм. Толщина внутренних стен – от 380 до 700 мм.

Перемычки. Над оконными проемами – плоские клинчатые из кирпича. Над дверными проемами – монолитные железобетонные балки с жесткой арматурой из прокатных металлических профилей.

Лестничные марши и площадки выполнены из монолитного железобетона по обетонированным металлическим балкам и косоурам.

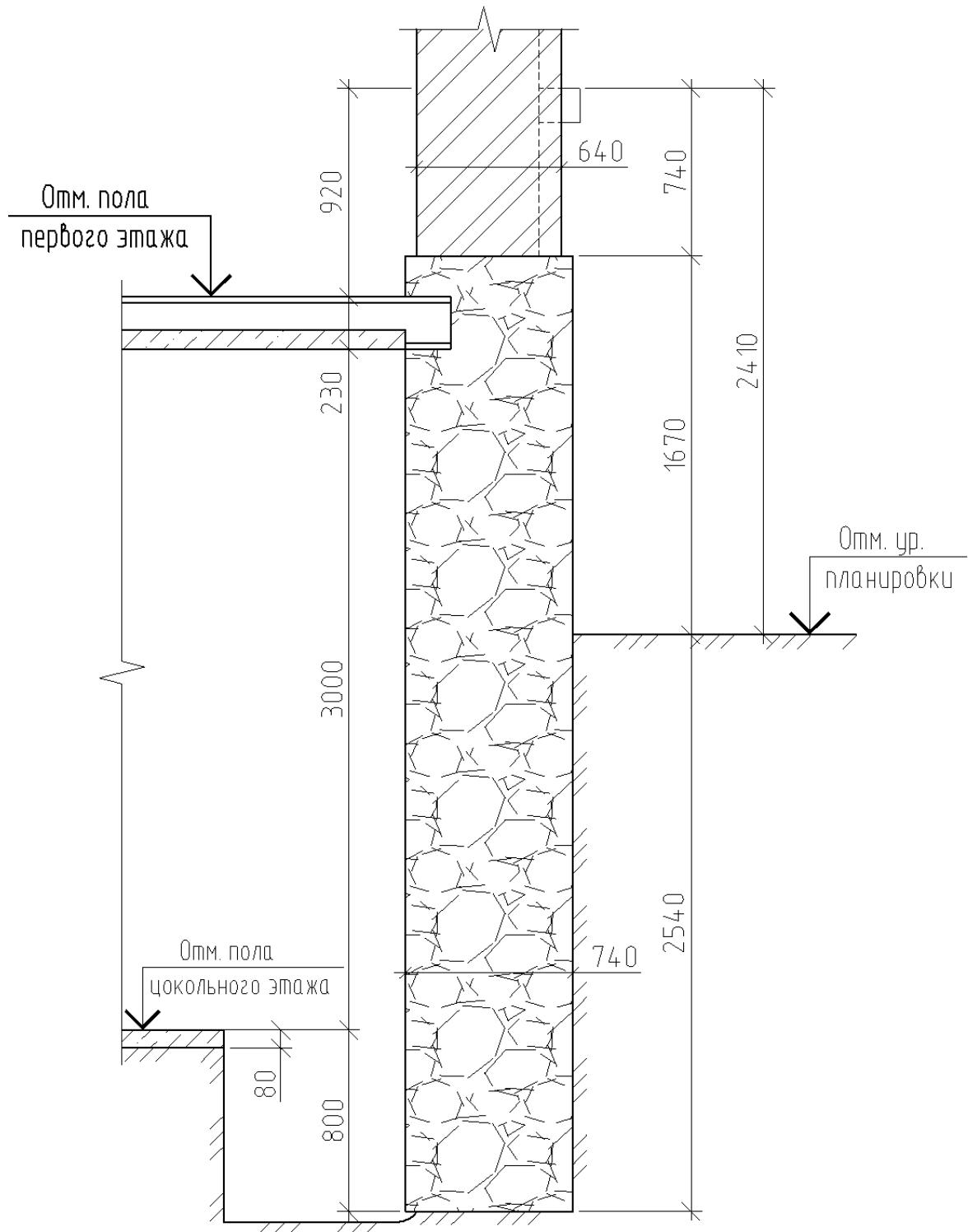


Рис. 4.20 Сечение фундамента по оси «Г»

Перекрытия над цокольным, первым и вторым этажами выполнены из монолитного железобетона толщиной 270 мм по металлическим прокатным балкам двутаврового сечения, опирающимся на продольные стены.

По степени чувствительности к неравномерным осадкам объект принадлежит к третьей группе – «Высокочувствительные».

4.3.2.4. Результаты натурного обследования строительных конструкций здания

Отмостка вокруг здания отсутствует либо практически полностью разрушена. Атмосферные и талые воды свободно инфильтруются в основание фундаментов.

В процессе обследования наружных и внутренних стен здания поликлиники выявлены многочисленные дефекты, которые представлены чаще всего:

- вертикальными и наклонными трещинами с шириной раскрытия от 0,5 до 6,0 мм;
- замачиванием и разложением кирпичной кладки на глубину до 150 мм, вследствие отсутствия организованного отвода атмосферных осадков с кровли;
- растрескиванием или частичным обрушением перемычек;
- полным или частичным обрушением карнизных участков стен и т.д.

Часть фасадов здания поликлиники с указанием мест и степени повреждений кладки, карнизов и перемычек приведены на рис. 4.21 – 4.24.

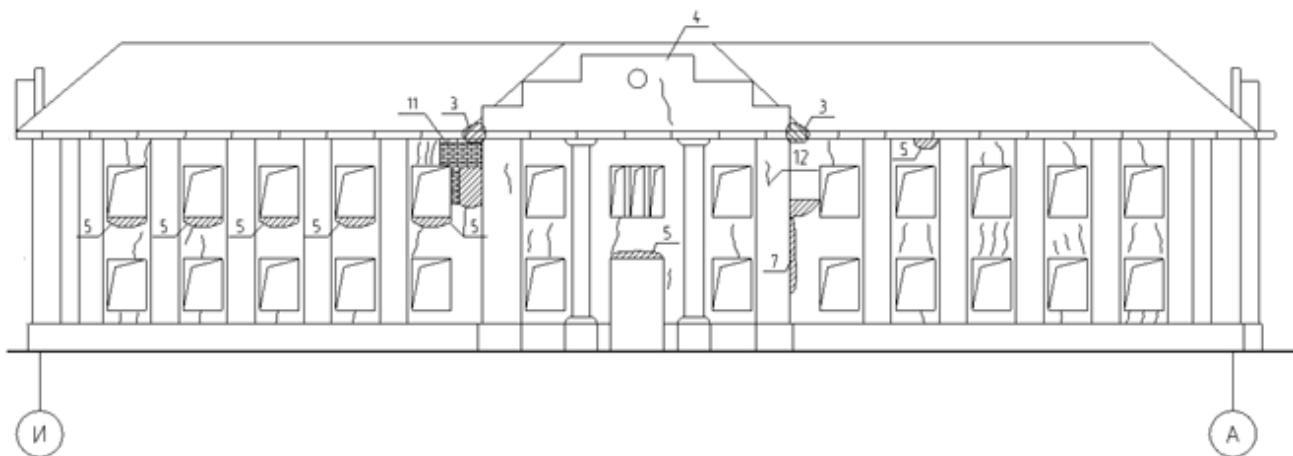


Рис. 4.21 Схема фасада в осях И-А с дефектами и повреждениями

- | | |
|-----------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| 1 – трещина с шириной раскрытия до 5 мм; | 7 – разрушение кладки стены до 10 мм; |
| 2 – выпадение кирпича из кладки; | 8 – трещина перемычки до 20 мм; |
| 3 – полное разрушение карниза с оголением арматуры; | 9 – замокание карниза; |
| 4 – переложена кладка фронтонов; | 10 – разрушение кладки карниза до 50 мм; |
| 5 – заделка кладки раствором; | 11 – перекладка стены; |
| 6 – замокание кладки стены; | 12 – трещина с шириной раскрытия до 30 мм. |

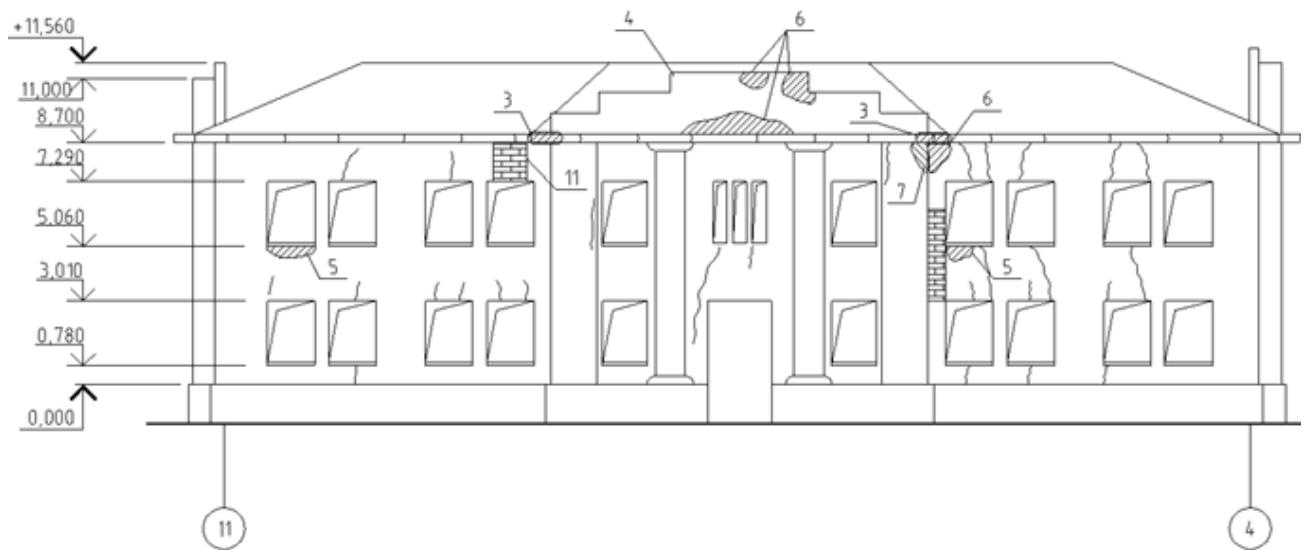


Рис. 4.22 Схема фасада в осях 11-4 с дефектами и повреждениями

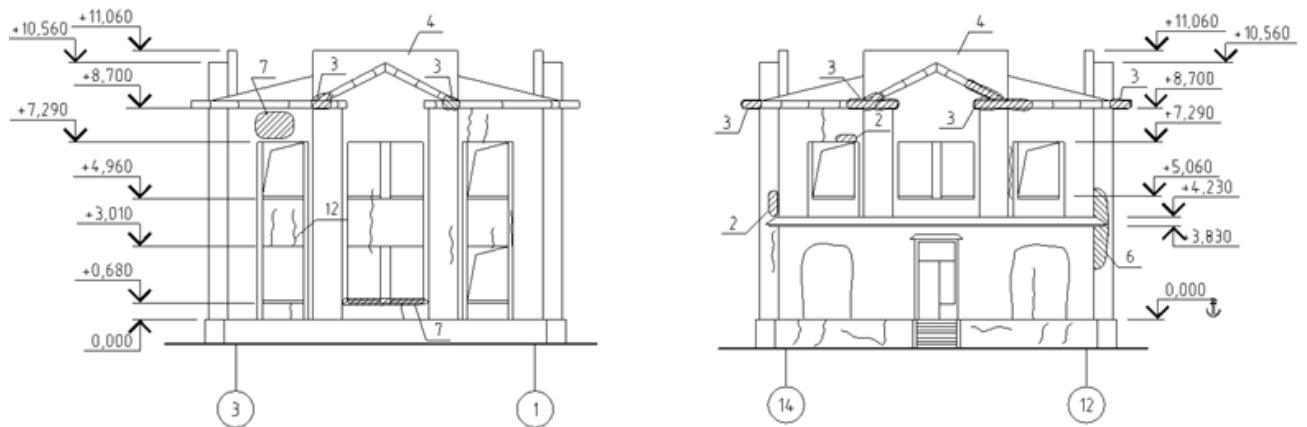


Рис. 4.23 Схемы фасадов в осях 3-1 и 14-12 с дефектами и повреждениями

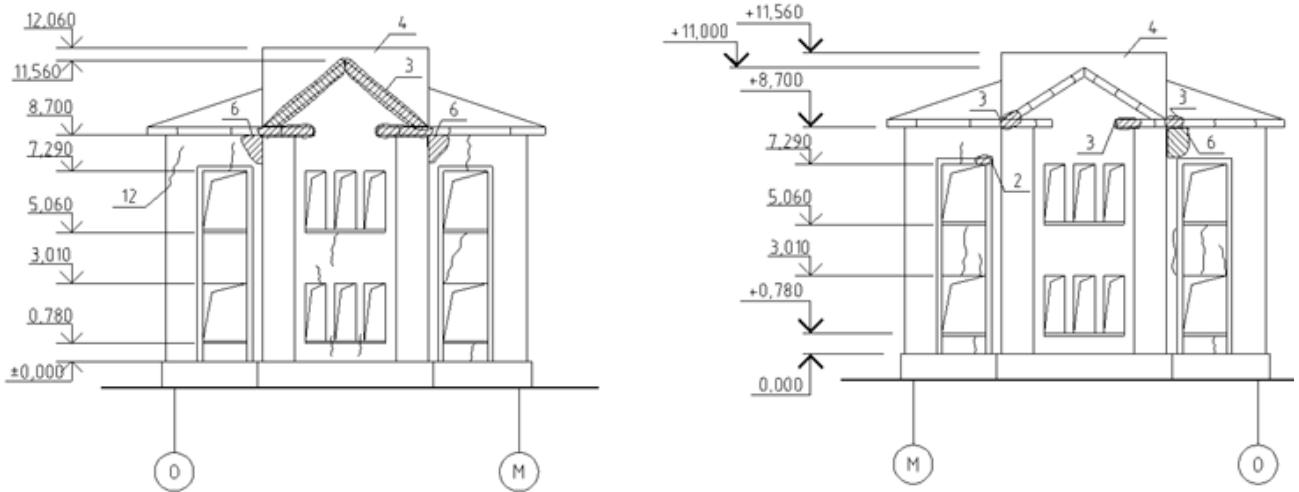


Рис. 4.24 Схемы фасадов в осях О-М и М-О с дефектами и повреждениями

4.3.2.5. Результаты поверочных расчетов

С целью установления эксплуатационной пригодности основания и существующих конструкций объекта, как на момент обследования, так и с учетом планирующейся реконструкции (надстройки III этажа), были выполнены поверочные расчеты, которые позволяют с достаточной степенью точности судить о напряженно-деформированном состоянии основания, остова здания и возможности проведения планируемой реконструкции.

В связи с планирующимся увеличением нагрузок на конструкции здания были выполнены расчеты по определению величин допустимых и фактически действующих нагрузок на наиболее нагруженные конструкции, а также конструкции, обладающие наименьшим запасом прочности.

Погонная нагрузка на ленточные фундаменты, действующая на момент обследования в уровне подошвы фундаментов изменяется в диапазоне от 220-350 кН/м;

На основании выполненных расчетов основания ленточных фундаментов установлено следующее:

- средние давления, действующие по подошве фундаментов, изменяются в диапазоне 275-304 кПа;
- расчетное сопротивление основания, определенное с учетом характеристик грунта, который подвергался уплотнению в процессе длительной эксплуатации объекта, составляет \approx 300-308 кПа.

В результате проведенных расчетов установлено, что уровень напряжений в грунтах основания объекта, в настоящее время практически совпадает с расчетным сопротивлением основания, то есть, дальнейшее увеличение давлений по подошве фундаментов может привести к переходу грунтового основания из фазы уплотнения в фазу сдвигов, что в свою очередь приведет к возникновению длительных неравномерных осадок фундаментов и как следствие к образованию осадочных трещин в стенах и фундаментах здания. При этом необходимо отметить, что процесс трещинообразования в несущих конструкциях ведет к снижению жесткостных характеристик здания, которое как уже отмечалось выше,

является высокочувствительным к неравномерным деформациям основания, и соответственно ухудшает условия работы основания. Снижение жесткостных характеристик здания, то есть его способности перераспределять давления по подошве фундаментов, ведет к дальнейшему увеличению неравномерности осадок фундаментов вследствие неравномерного загружения основания в сочетании с наличием в основании грунтов с изменчивостью сжимаемости почти в 2 раза. С учетом вышеизложенного процесс деформирования основания (в случае повышения нагрузок на фундаменты) может стать незатухающим, а процесс трещинообразования в стенах – прогрессирующим.

Напряжения в бутовой кладке фундаментов под несущие стены с учетом надстройки одного этажа не превышают расчетное сопротивление открытой бутовой кладки, составляющее ориентировочно 600-700 кПа.

С учетом дальнейшей подработки здания увеличение горизонтальных деформаций основания может привести к разности перемещений опорных сечений простенков, в результате чего возможна внезапная потеря несущей способности (устойчивости) простенков с недостаточной величиной поперечного сечения.

4.3.2.6. Анализ дефектов, повреждений и причин их возникновения

Для установления объективных причин и факторов, вызвавших повреждения в основных несущих строительных конструкциях объекта, выполнены анализ характера трещинообразования в стенах и перекрытиях, инженерно-геологических и горно-геологических условий площадки, а также поверочные расчеты, что позволило с достаточной степенью точности судить о напряженно-деформированном состоянии остова здания и перспективах дальнейшего развития его деформаций и повреждений.

При определении причин деформирования конструкций учитывался характер дефектов и повреждений, выявленных при натурном обследовании.

Основную часть выявленных повреждений составляют трещины деформационного характера, вызванные неравномерными деформациями основания, которые обусловлены комплексным влиянием следующих факторов:

- высокой степенью загружения основания эксплуатационной нагрузкой;
- неравномерным залеганием инженерно-геологических элементов под зданием;
- локальным и общим замачиванием основания, в котором присутствуют грунты с изменчивостью сжимаемости при водонасыщении в 1,8 раза (ИГЭ-2);
- воздействием подработки территории объекта.

Одной из основных причин возникновения деформационных трещин в стенах объекта является его неприспособленность к особым условиям эксплуатации. В данном случае особые условия строительства усложнены наличием под частью объекта просадочных грунтов переменной мощности, для которых характерно развитие неравномерных осадок даже при равномерном замачивании основания в плане здания, а также воздействием подработки несмотря на то, что активная стадия сдвижения уже завершилась.

Как уже отмечалось ранее высокая чувствительность здания к неравномерным осадкам, вызванным как проседанием грунта вследствие локальных замачиваний, так и воздействием подработки, обусловлена низкой изгибной жесткостью продольных стен, в результате чего практически отсутствует выравнивающий эффект за счет перераспределения давлений по подошве фундамента, низкими прочностными характеристиками стенового материала и узкими простенками (ширина отдельных простенков менее 0,5 м) с низким коэффициентом рассеивания трещин по ширине.

Учитывая длительный срок эксплуатации объекта можно предположить, что процесс уплотнения грунтов основания практически завершился. Однако, в связи с надстройкой здания третьим этажом произойдет изменение сложившегося напряженно деформированного состояния основания, что приведет к активизации процесса его деформирования. При этом, повышение уровня напряжений в грунтовом массиве приведет к развитию поперечных деформаций (деформаций сдвига), следствием которых будет возникновение длительных неравномерных осадок. Для снижения дальнейшего развития деформаций основания необходимо выполнить его усиление или укрепление исходя из восприятия им

дополнительных нагрузок от надстраиваемого этажа. Кроме того, после 2025 года возможно возобновление горных работ на площадке. В этой связи, при реконструкции объекта необходимо предусматривать конструктивные мероприятия, защищающие от воздействия неравномерных деформаций земной поверхности и повышающие жесткостные характеристики, как отдельных конструкций, так и здания в целом.

Так как ленточные фундаменты имеют небольшую ширину и, с учетом подвала, небольшую глубину заложения (от пола подвала), предельное давление по подошве (несущая способность) незначительно превышает расчетное сопротивление, то есть существует возможность возникновения значительных длительных неравномерных осадок, вызванных деформациями сдвига при образовании зон предельного равновесия в основании.

Для снижения развития деформаций основания после надстройки объекта требовалось либо снизить давление на основание либо повысить расчетное сопротивление грунта и предельное давление. Это можно было достичь различными путями, например:

- уширением подошвы существующих либо подведением дополнительных разгружающих фундаментов. Основные недостатки – необходимость останавливать технологический процесс в здании и увеличение усилий в фундаментах от сдвигающегося грунта при подработке (см. п 3.5.5);

- улучшение свойств грунта в основании. Один из основных недостатков – при вынужденных перемещениях земной поверхности от подработки грунты с повышенными прочностными и деформационными характеристиками только ухудшают условия эксплуатации и могут вызвать более высокие усилия (напряжения) в фундаментах и надземных конструкциях (см. п 3.5.5).

Для решения проблемы было предложено выполнить армирование основания объекта горизонтальными грунтоцементными элементами, с применением буросмесительной технологии [448]. При этом грунтоцементные элементы располагаются на $0,25 \cdot b$ ниже подошвы фундаментов, где b – существующая ширина подошвы фундамента. Это позволило:

1. Улучшить свойства грунта в зоне активных деформаций основания (в пределах от $b/4$ до b), чтобы ограничить развитие зон предельного равновесия.
2. Оставить буферную прослойку незакрепленного грунта толщиной не более $0,25 \cdot b$ непосредственно под подошвой фундамента для снижения влияния вынужденных деформаций земной поверхности на здание.
3. Повысить относительную жесткость системы «ОФС» за счет увеличения жесткостных характеристик здания и снижения жесткости основания при надстройке (см. рис. 3.12). Зависимости коэффициента жесткости основания от давления без армирования и с армированием приведены в приложении Г.
4. Выполнить все работы без остановки эксплуатации объекта, так как работы выполнялись не в помещениях, а в траншеях, открытых за его пределами.

Работы по реконструкции объекта, включая армирование основания и надстройку, были выполнены в 2007 году. За более чем 10-ти летний срок эксплуатации после реконструкции, повреждений, вызванных неравномерными деформациями основания, выявлено не было (рис. 4.25).



Рис. 4.25 Общий вид со стороны главного фасада
в месте пересечения осей А и 1 в 2019 году

В рассмотренных выше объектах основной акцент сделан на повреждениях, возникших вследствие неблагоприятного взаимодействия с деформирующимся основанием либо существенно влияющих на совместную работу системы «ОФС». Дефекты и повреждения, являющиеся следствием других факторов и практически не влияющие на относительную жесткость системы «ОФС» из описания исключены.

4.3.3. Жилые, производственные и административные здания в г. Ясиноватая

В период с 2001 года по 2004 год на территории г. Ясиноватая, попадающей в зону влияния отработки пласта n1 шахтой «Бутовская», было выполнено обследование 809 жилых зданий и 33 производственных и административных здания.

В связи с тем, что детально описать конструктивные решения и повреждения основных строительных конструкций, полученных за все время их эксплуатации, по всем обследованным зданиям довольно сложно, все здания были разделены на классификационные группы. Классификационные группы формировались из объектов, имеющих общие признаки: по форме, геометрическим размерам, объемно-планировочному и конструктивному решению, техническому состоянию конструкций. В каждой классификационной группе был выбран наиболее характерный для нее объект-представитель, имеющий наибольшую протяженность в плане и наибольшую степень износа конструктивных элементов.

Результаты анализа технического состояния объектов-представителей, выполненного с целью оценки влияния накопленных в процессе эксплуатации повреждений на их эксплуатационную пригодность и способность воспринимать дополнительные усилия от дальнейшей подработки, распространялись на всю классификационную группу, для которой разрабатывался проект охранных мероприятий.

По результатам натурных обследований различных конструктивных схем зданий, эксплуатирующихся в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях, выполнено обобщение влияния относительной жесткости системы «ОФС» на формы повреждений.

4.4. Влияние относительной жесткости системы «ОФС» на формы повреждения зданий от воздействия вынужденных перемещений земной поверхности

При воздействии вынужденных перемещений земной поверхности форма возможных повреждений в основном зависит от конструктивной схемы и жесткостных характеристик здания. При одинаковых параметрах деформаций земной поверхности для различных зданий повреждения могут быть вызваны преимущественно горизонтальными деформациями либо неравномерными вертикальными деформациями, либо их сочетанием.

4.4.1. Неравномерные вертикальные перемещения земной поверхности.

Этот вид воздействий является определяющим при возникновении повреждений в том случае, когда фундаментные конструкции имеют относительно большую прочность и жесткость, чем надземные конструкции и способны воспринимать растягивающие усилия от горизонтальных деформаций земной поверхности.

Наиболее неблагоприятными в этом случае, как правило, является кривизна выпуклости, так как кривизна вогнутости вызывает в надземных конструкциях здания преимущественно сжимающие напряжения.

Здания небольшой этажности, имеющие небольшую изгибную жесткость, и протяженные в плане испытывают напряженное состояние характерное для изгибаемых балок. Изгиб таких зданий происходит, как правило, в результате деформаций растяжения – сжатия в перемычечных поясах и сопровождается возникновением вертикальных (нормальных) трещин в растянутых поясах:

- при кривизне выпуклости с максимальным раскрытием в уровне кровли (рис. 4.26);
- при кривизне вогнутости с максимальным раскрытием в цокольной части.

Подобные повреждения могут стать причиной потери эксплуатационной пригодности здания, однако, как правило, не сопровождаются потерей общей устойчивости стен, так как напряжения от деформаций земной поверхности и от

эксплуатационных нагрузок действуют во взаимно перпендикулярных плоскостях и соответственно не суммируются.

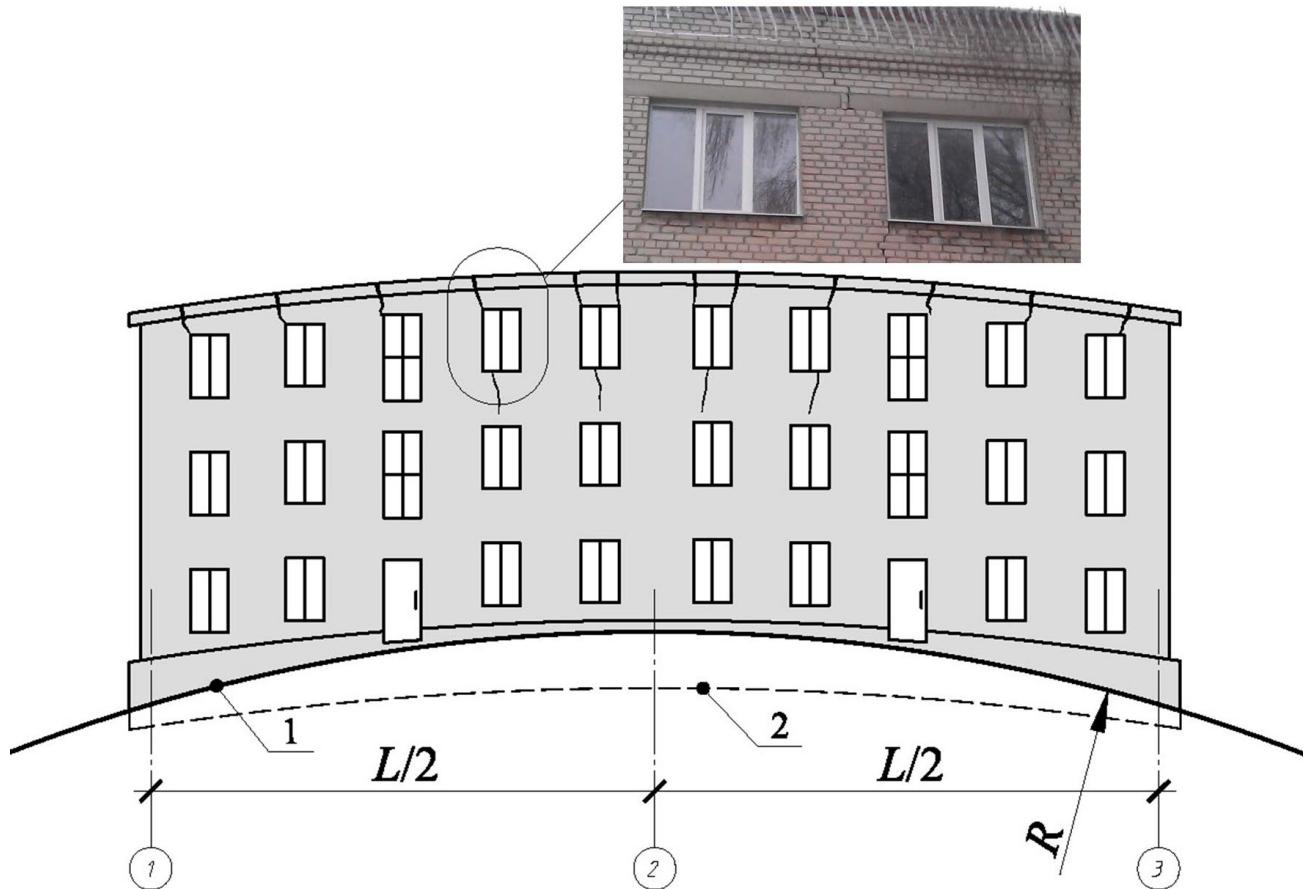


Рис. 4.26 Схема повреждений при выгибе здания от воздействия кривизны земной поверхности. 1 – потенциальные деформации кривизны земной поверхности; 2 – фактические деформации с учетом жесткости здания

При увеличении этажности здания изгибная жесткость растет гораздо быстрей сдвиговой жесткости, и как следствие форма повреждений будет изменяться, так как в конструкциях будут развиваться преимущественно сдвиговые деформации по сечениям, ослабленным проемами, в виде перекосов оконных проемов и изгиба перемычек (рис. 4.27). Повреждения по наклонным сечениям перемычек и простенков представляют особенную опасность, так как при неблагоприятном наложении напряжений от эксплуатационных нагрузок, неравномерных вертикальных деформаций и горизонтальных деформаций растяжения земной поверхности возможна потеря несущей способности простенков [96].

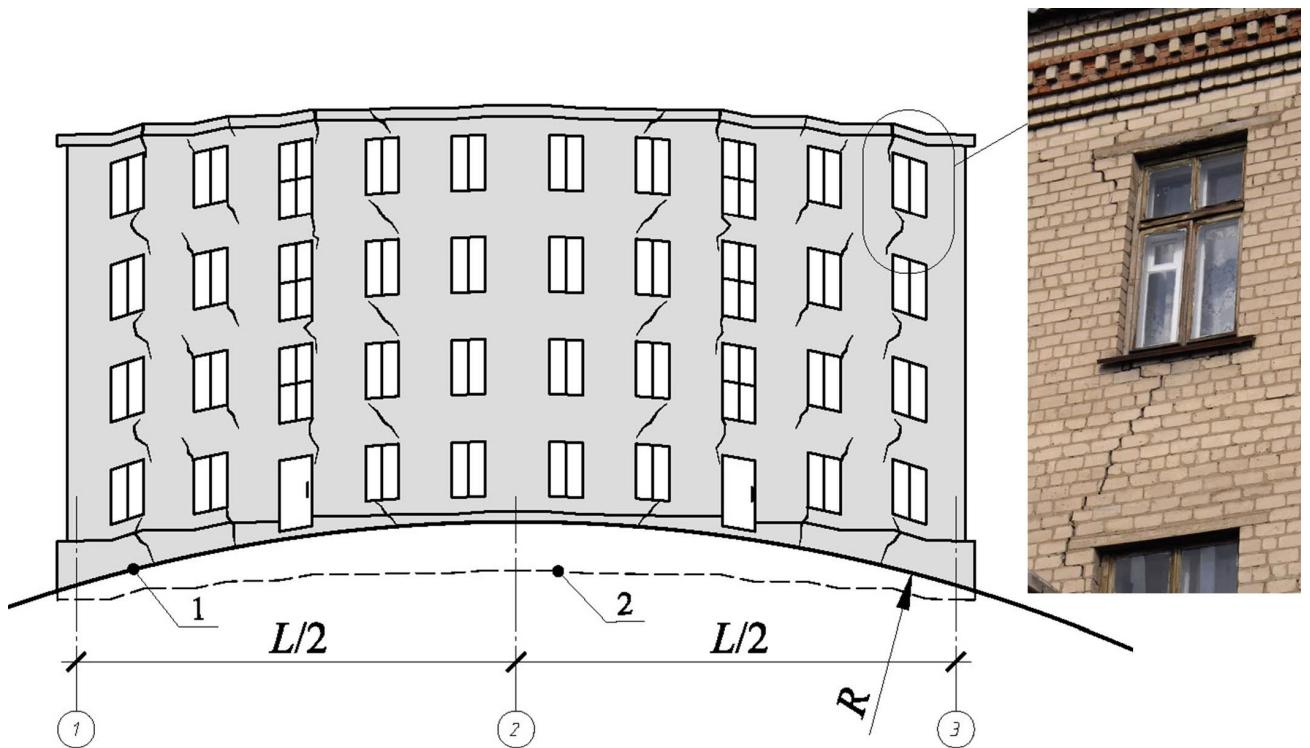


Рис. 4.27 Схема повреждений при сдвиговых деформациях по проемам от воздействия кривизны земной поверхности. 1 – потенциальные деформации; 2 – фактические деформации с учетом жесткости здания

4.4.2. Сосредоточенные вертикальные деформации

При воздействии на здание сосредоточенных вертикальных деформаций земной поверхности, например в виде уступов при подработке, также возможны несколько форм повреждений:

- нормальных трещин в уровне кровли для малоэтажных зданий при небольшой высоте и вылете уступа (рис. 4.28а). При наличии сечения ослабленного проемами возможно возникновение одной трещины по всей высоте здания с максимальным раскрытием в уровне карниза;
- наклонных трещин в зоне образования уступа в основании с шириной в один или реже два оконных пролета (рис. 4.28б);
- отрыв фундаментных конструкций от надземной части со сдвигом по горизонтальному шву (рис. 4.28в) при консолировании здания на небольшой длине;
- крен здания при достаточно высоких жесткостных характеристиках здания и большом удалении зоны уступа от края здания (рис. 4.28г).

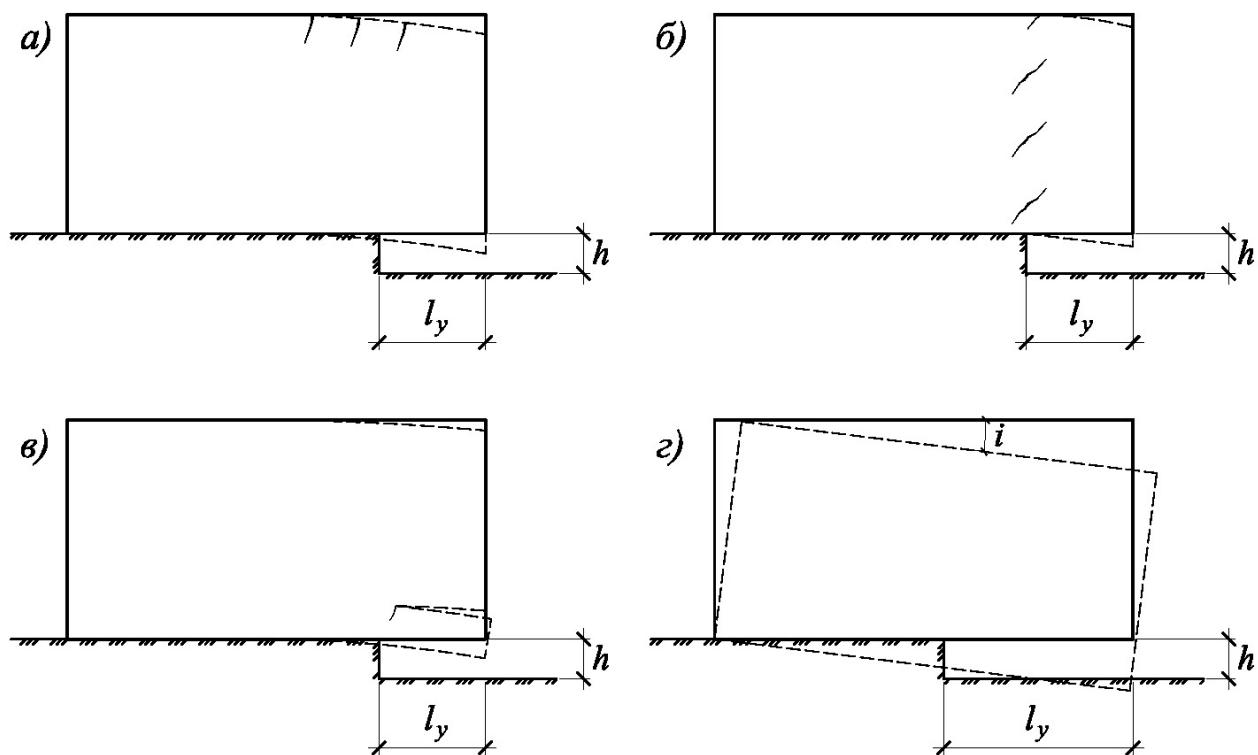


Рис. 4.28 Схемы повреждений при возникновении уступа: а – от изгиба при консолидации; б – от сдвига; в – расслоение фундаментной части; г – крен

4.4.3. Относительные горизонтальные деформации земной поверхности

Относительные горизонтальные деформации земной поверхности представляют наибольшую опасность для зданий без конструктивных мер защиты, у которых фундаменты неспособны воспринимать растягивающие усилия. В результате подвижек фундаментов в надземных конструкциях возникают дополнительные усилия, которые могут вызвать их повреждения. Для зданий простой формы в плане опасными являются горизонтальные деформации растяжения, а для зданий сложной формы с изломами стен в плане и заглубленных частей зданий, подверженных боковому давлению грунта, опасность представляют и горизонтальные деформации сжатия. Для бескаркасных зданий без конструктивных мер защиты горизонтальные деформации растяжения земной поверхности вызывают, как правило, повреждения в виде наклонных трещин, исходящих к центру здания. При этом зона повреждений ограничивается лучами, проведенными под углом 45° к горизонтали из точки, расположенной в уровне подошвы фундамента в центре здания (отсека) (рис. 4.29).

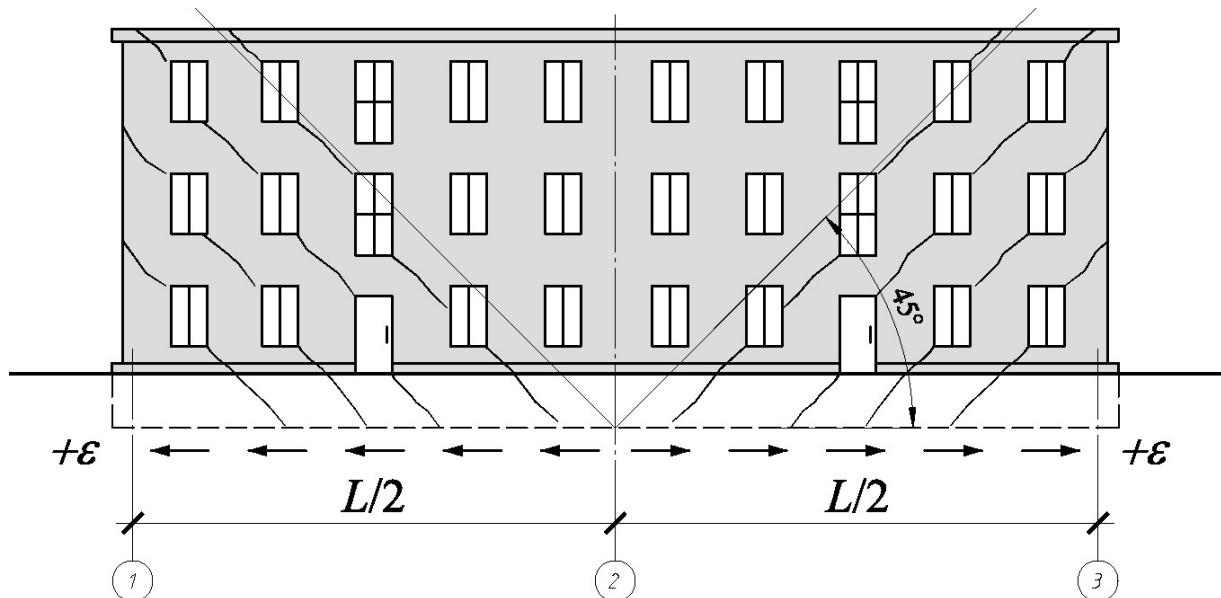


Рис. 4.29 Схема повреждений от действия горизонтальных деформаций растяжения земной поверхности при относительно равномерном распределении осевой жесткости и прочности сечений по длине здания

При наличии значительных ослаблений сечений (резком снижении осевой жесткости и прочности), например за счет повышенной проемности, возможно образование в этих сечениях магистральных трещин по всей высоте здания (рис. 4.30). При этом на ширину раскрытия, наклон образовавшихся трещин и смещение их берегов могут также влиять сдвиговые деформации от неравномерных вертикальных перемещений основания.

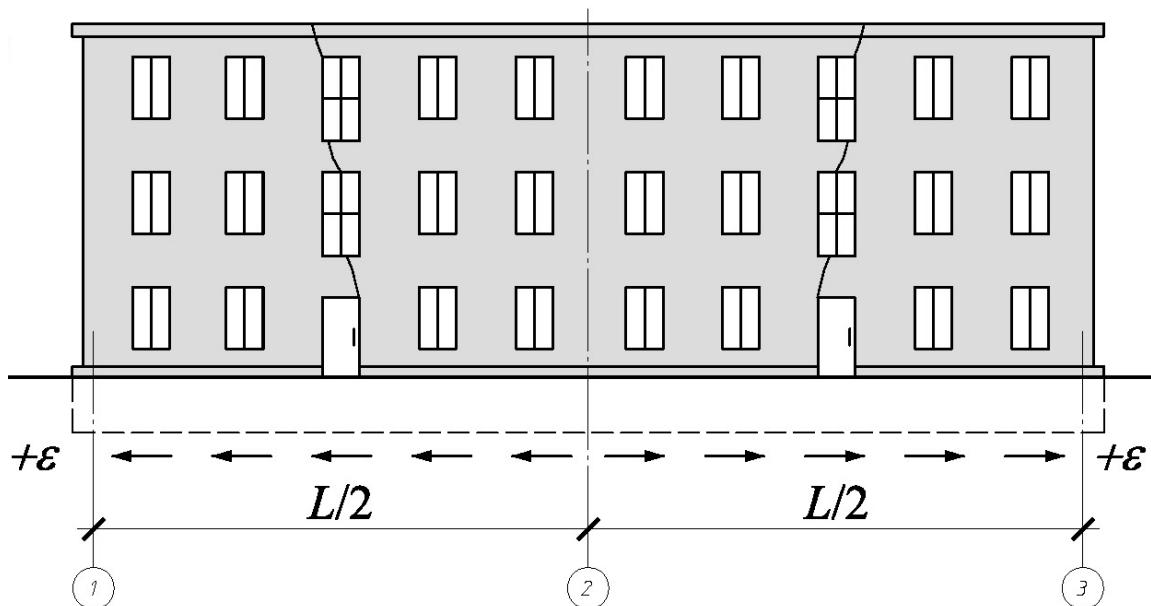


Рис. 4.30 Схема повреждений от действия горизонтальных деформаций растяжения при наличии по длине здания существенно ослабленных сечений

4.4.4. Наклоны земной поверхности

Для зданий небольшой этажности наклоны земной поверхности, как правило, не представляют особой опасности. Для высоких зданий даже незначительные наклоны земной поверхности могут вызвать нарушения в работе лифтового оборудования. Смещение центра тяжести здания при наклоне земной поверхности может привести к возникновению дополнительного крена. При этом повреждения конструкций, даже от значительных по величине наклонов земной поверхности, не возникают, однако возможна потеря эксплуатационной пригодности здания вследствие негативного психологического воздействия.

4.4.5. Совместное действие вертикальных и горизонтальных деформаций земной поверхности

Так как горизонтальные и вертикальные деформации являются производными вектора сдвига грунтового массива под действием собственного веса к центру выработанного пространства, карстовой полости или к дну просадочной воронки они проявляются только совместно, в различных пропорциях в зависимости от направления главного вектора сдвига. В связи с этим полная картина трещинообразования, как правило, является суммарной от их совместного действия.

4.5. Объекты, эксплуатирующиеся на оползнеопасных территориях

4.5.1. Набережная пансионата «Волна» в пгт. Седово

Особенностью рассматриваемого участка побережья Азовского моря в пгт. Седово являются сложные инженерно-геологические и гидрологические условия. Геологическое строение площадки представлено сверху вниз следующими инженерно-геологическими элементами: ИГЭ-1, ИГЭ-2 и ИГЭ-3 – насыпные и намывные песчаные грунты суммарной мощностью от 1,2 до 3 м; ИГЭ-4 – сильносжимаемый суглинистый ил в текучем состоянии мощностью от 7 до 8 м; ИГЭ-5 – крупнозернистый песок средней плотности мощностью не менее 5 м [462].

Существующая набережная пансионата «Волна» выполнена в виде подпорной стены из монолитного железобетона толщиной $\approx 1,5$ м с контрфорсами и бунами.

Высота переменная и на обследованных участках изменяется от 1,3 м до \approx 2 м. Основанием подпорной стены является тонкий слой рыхлого песка (грунт ИГЭ-3), который подстилается слабым суглинистым илом в текучем состоянии. Подпорная стена подкреплена сваями из металлических труб диаметром 159 мм и длиной до 5,2 м. При этом нижние концы свай опираются на слабый грунт ИГЭ-4 (ил суглинистый в текучем состоянии).

Прогрессирующая волновая эрозия песчаного грунта в основании подпорной стены и бун привела к образованию под ними сквозных промоин, а несущая способность свай, опирающихся на текучий слой ила, оказалась недостаточна даже для восприятия нагрузки от собственного веса стены. В результате пять из шести бун потеряли устойчивость и были опрокинуты набок, а участок подпорной стены длиной около 36 м полностью разрушен и берег размыт вглубь территории пансионата на расстояние до 30 м (рис. 4.31).

Сохранившиеся участки подпорной стены имели значительные деформации: крен в сторону моря величиной до 0,3 и прогибы до 80 см на участке длиной около 70 м (рис. 4.32).



Рис. 4.31 Результаты геодезической съемки набережной пансионата «Волна» в пгт. Седово

Следствием значительных деформаций подпорной стены (прогибов и перекосов) являлись повреждения в виде трещин и раздроблений сжатого бетона в местах перегибов, которые усиливались наличием дефектов, допущенных при бетонировании и армировании стены.

Нарушение сплошности и фрагментация подпорной стены способствовали дальнейшему вымыванию песчаного грунта из основания и прогрессирующему разрушению конструкций подпорной стены.



Рис. 4.32 Сохранившийся участок набережной пансионата «Волна»

Численные расчеты устойчивости набережной, укрепленной при помощи шпунтовой стенки различной конструкции, приведены в разделе 5.

4.6. Выводы

Выполненный анализ результатов натурных обследований и мониторинга зданий, эксплуатирующихся в СИГГУ, позволил:

- внедрить и апробировать ряд предложений автора работы по определению величины неравномерных деформаций и возможных схем их реализации;
- сопоставить прогнозируемые и фактически реализовавшиеся схемы неравномерных деформаций основания;
- предложить эффективные и рациональные, с точки зрения автора, мероприятия по обеспечению дальнейшей нормальной эксплуатации зданий;
- систематизировать различные схемы повреждений от вынужденных деформаций земной поверхности в зависимости от относительной жесткости системы «ОФС».

РАЗДЕЛ 5. ПРОГРАММНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЖЕСТКОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК И ВЫНУЖДЕННЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ОСНОВАНИЯ В СИГГУ

Автором разработано программное обеспечение DesCon, позволяющее выполнять расчеты основания фундаментов мелкого заложения с учетом взаимного влияния, неоднородности строения грунтового массива, разуплотнения грунта в котловане, нелинейных деформаций, особых свойств грунтов (просадочности, набухания), локального обводнения, а также подработки.

Позволяет также определять жесткостные характеристики основания и вынужденные перемещения земной поверхности в сложных инженерно-геологических условиях, которые в дальнейшем могут использоваться для совместных расчетов системы «ОФС» <https://dwg.ru/dnl/14972>.

При этом расчеты можно выполнять как в соответствии с действующими нормативными документами Украины и РФ, так и по авторским методикам и алгоритмам, предложенным в разделах 2 и 3.

5.1. Ввод исходных данных в ПО Descon(BF)

Ввод в ПО Descon предварительно подготовленных исходных данных осуществляется путем заполнения трех основных форм:

- «Общие сведения об объекте»;
- «Геология»;
- «Параметры фундамента».

Поля, предназначенные для ввода взаимосвязанной текстовой информации и численных значений, сгруппированы на вкладках, расположенных на основных формах. Переход между вкладками осуществляется нажатием мышью на названии требуемой вкладки либо при помощи кнопок «Назад» или «Дальше» для соответствующего перехода на предыдущую или последующую вкладку.

Переход между формами осуществляется через меню «Переход» либо при помощи кнопок «Назад» или «Дальше» при этом активными должны быть соответственно первая и последняя вкладка текущей формы.

При наведении курсора мыши с задержкой более 1 секунды на поля, предназначенные для ввода информации, отображаются подсказки.

5.1.1. Форма «Общие сведения об объекте»

Форма представлена тремя вкладками:

- вкладка «Сведения об объекте»;
- вкладка «Подвал»;
- вкладка «Требования к расчетам».

5.1.1.1. Вкладка «Сведения об объекте»

Вкладка **«Сведения об объекте»** (рис. 5.1.). Порядок заполнения этой группы исходных данных совершенно произвольный. Текстовые поля «Название объекта» и «Назначение объекта» носят информационный характер и на результаты расчета никак не влияют.

Рис. 5.1 Вкладка «Сведения об объекте»

Поле «Класс объекта» влияет на коэффициент надежности при расчете по несущей способности. Группа данных «Конструктивная схема», «Длина сооружения», «Высота сооружения» оказывает влияние на коэффициенты надежности при расчете фундамента по деформациям.

Поле «Абсолютная отметка уровня пола первого этажа» влияет на выбор глубины заложения фундаментов, абсолютную и относительную отметку их подошвы при привязке к инженерно-геологическому разрезу.

Поля «Координаты центра здания»: по оси X и по оси Y необходимы при определении вынужденных перемещений земной поверхности при подработке. В остальных случаях они носят исключительно информационный характер.

Поле «Город», кроме информационного значения оказывает влияние на «Сумму абсолютных среднемесячных отрицательных температур за зимний период, M_t » и на выбор нормативной глубины промерзания грунтов (если введенное название города не входит в имеющийся список, то нормативная глубина промерзания принимается равной 1м).

Так же вкладка «Сведения об объекте» включает в себя данные о нормативной глубине промерзания для различных видов грунтов.

5.1.1.2. Вкладка «Подвал»

Эта вкладка предназначена для ввода данных по подвалу или помещению, примыкающему к фундаментам (рис. 5.2). Эти данные используются при определении рекомендуемой глубины заложения фундаментов по климатическим условиям и конструктивным требованиям.

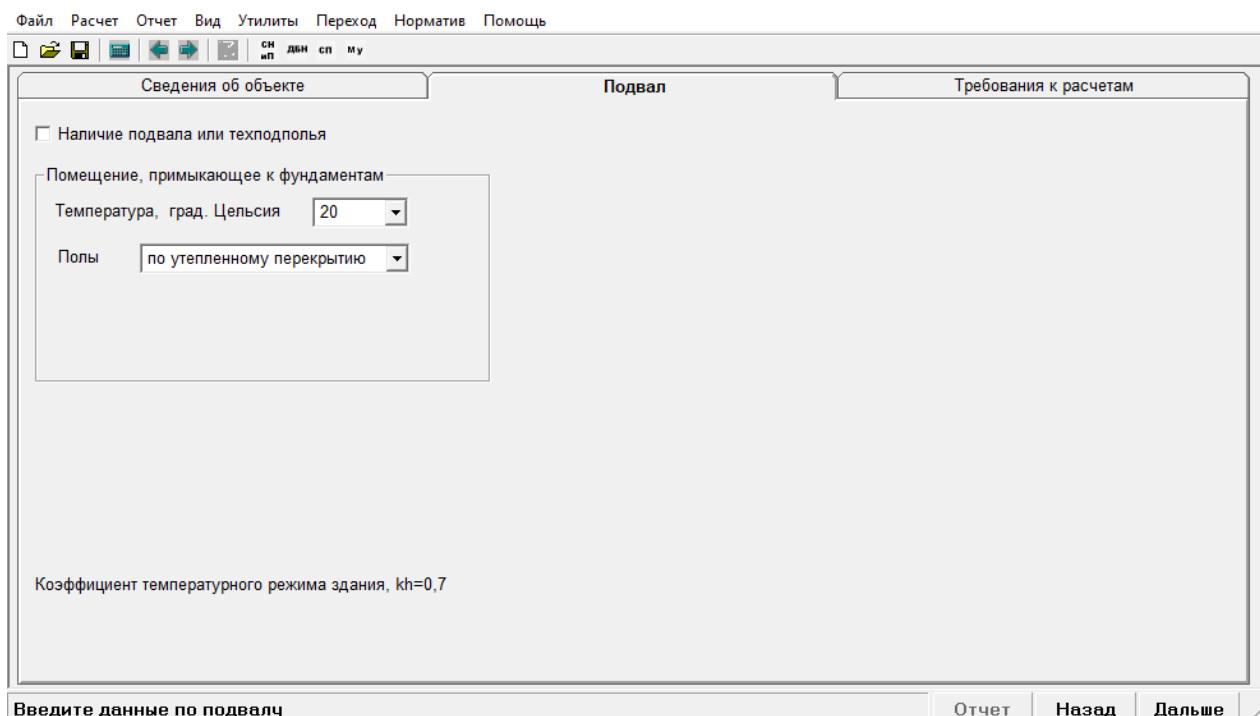


Рис. 5.2 Вкладка «Подвал»

Параметры подвала заполняются только при его наличии. В этом случае устанавливается флажок «Наличие подвала или техподполья» и дополнительно раскрываются данные о подвале или техподполье (рис. 5.3):

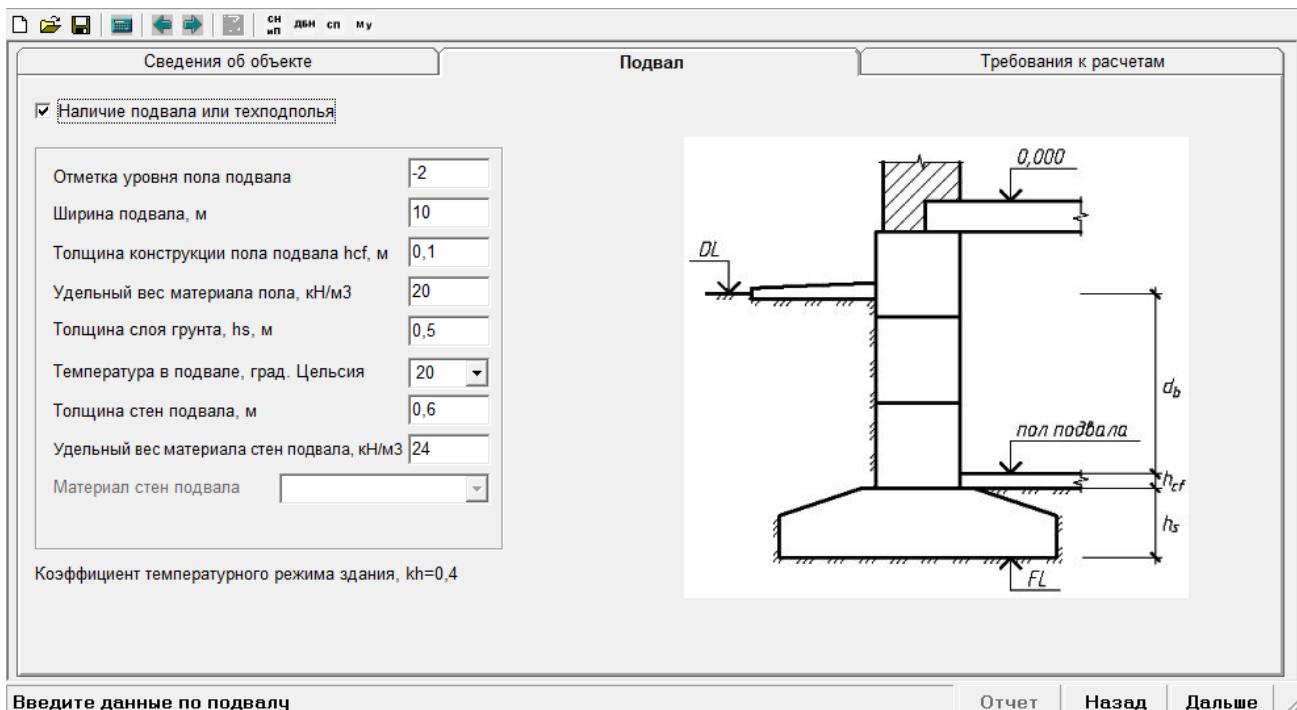


Рис. 5.3 Вкладка «Подвал» при наличии подвала

- «Отметка уровня пола подвала» вводится с учетом знака относительно пола первого этажа;
- «Ширина подвала» определяет, каким образом будет учитываться подвал в дальнейшем расчете;
- «Толщина конструкций пола подвала h_{cf} , м». В случае отсутствия конструкции пола в подвале – толщина и удельный вес пола равны нулю;
- «Толщина слоя грунта h_s , м»;
- «Температура в подвале, град. Цельсия» влияет на «коэффициент температурного режима здания k_h » и расчетную глубину промерзания грунта;
- «Толщина стен подвала» и «Удельный вес стен подвала» необходимы для уточнения нагрузки на основание.

5.1.1.3. Вкладка «Требования к расчетам»

На вкладке «Требования к расчетам» (рис. 5.4) можно:

- выбрать нормативный документ, по которому будут вестись дальнейшие расчеты (СНиП 2.02.01-83, ДБН В 2.1-10-2009, СП 22 13330 2011, либо «Мое»). «Мое» используется при расчетах по методикам и алгоритмам, предложенным автором. Можно изменить выбор на любом этапе расчета при помощи соответствующих кнопок на панели инструментов или меню «Норматив»;

Сведения об объекте

Подвал

Требования к расчетам

Предельно допустимые деформации основания:

- Относительная разность осадок:
- Крен:
- Максимальная осадка (см):

Кратность размеров подошвы фундаментов, м

Учитывать разуплотнение грунта от котлована независимо от его глубины

Котлован

Размеры dna котлована, м:	по оси X <input type="text" value="46"/>	по оси Y <input type="text" value="16"/>	Угол наклона откосов, град. <input type="text"/>
Координаты центра котлована, м:	по оси X <input type="text" value="0"/>	по оси Y <input type="text" value="0"/>	

Принимать ширину подошвы фундаментов по оптимальному значению

Выводить предупреждения о слабых слоях, увеличении расчетного сопротивления, некорректных исходных данных и т.д.

Выберите требования к расчетам

Нормативный документ

- СНиП 2.02.01-83
- Мое
- ДБН В.2.1-10-2009
- СП 22.13330.2011

Выполните расчет

Отчет | Назад | Дальше

Рис. 5.4 Вкладка «Требования к расчетам»

- выбрать или задать предельно допустимые деформации основания для конкретного типа здания или сооружения: «Относительная разность осадок», «Крен», «максимальная осадка, см». В случае если какие-либо данные группы «Предельно допустимые деформации основания» будут не заполнены, то в дальнейшем расчете ограничения на этот вид деформаций не учитываются;
- указать «Кратность размеров подошвы фундамента, м», которая задает точность определения оптимальных размеров подошвы фундамента;
- при необходимости производить расчеты с учетом разуплотнения грунта при разработке котлована, установить флаг «Учитывать разуплотнение грунта независимо от его глубины», а так же задать «Размеры котлована, м» и координаты центра котлована, которые возможно будут совпадать с размером и координатами центра здания;
- указать следует ли программе определять ширину подошвы фундамента автоматически либо она будет задаваться в ручном режиме;
- указать следует ли программе автоматически определять мощности слоев грунта под каждым фундаментом привязываясь к инженерно-геологическому разрезу, либо эти данные будут вводиться вручную;
- указать следует ли программе выводить предупреждения о слабых грунтах, увеличении расчетного сопротивления, некорректных исходных данных и т.д.

При необходимости учета какого-либо из указанных требований устанавливается соответствующий флажок.

5.1.2. Форма «Геология»

Форма «Геология» предназначена для ввода инженерно-геологических условий строительной площадки и представлена четырьмя вкладками:

- вкладка «Характеристики грунта»;
- вкладка «Мощности слоев по скважинам»;
- вкладка «Грунты с особыми свойствами»;
- вкладка «Территории с особыми условиями».

5.1.2.1. Вкладка «Характеристики грунта»

На вкладке «Характеристики грунта» (рис. 5.5) задаются:

– количество слоев грунта (от 1 до 10);
 – выбирается метод определения свойств грунтов («Испытания» или «Табличные данные»). Метод определения свойств грунтов влияет на коэффициент надежности при расчете по деформациям и на количество вводимой вручную информации. При определении свойств грунтов с помощью табличных данных механические характеристики грунта определяются автоматически по рекомендуемым таблицам нормативных документов;

Грунт слоя	γ	W	W_L	W_p	γ_s	φ_{II}	φ_I	C_{II}	C_I	E	E_{el}/E	E_{el}	E_{pl}	K_f
1 Растительный слой	16,05													
2 Глинистые грунты	17,31	0,14	0,2	0,1	27,1	20,3	17,7	21,3	14,2	13	2	26	26	0,00285
3 Пылеватые пески	17,59	0,14			26,6	27	24,5	2,5	1,7	12,8	5	64	16	1,80451
4 Глинистые грунты	19,29	0,1	0,3	0,1	27,4	20,9	18,2	79,4	52,9	27,5	2,5	68,75	45,83	0,00001
5 Глинистые грунты	20,31	0,09	0,3	0,1	27,4	21	18,3	81	54	28	2	56	56	0,00001

Рис. 5.5 Вкладка «Характеристики грунта»

— вводятся вид грунта и необходимые характеристики. Вид грунта выбирается из имеющегося списка. Особенности списка следующие: первым слоем можно выбрать растительный слой, для которого можно ограничиться введением только удельного веса; последним слоем можно выбрать скальный грунт, который будет рассматриваться, как практически несжимаемый и соответственно служить ограничителем сжимаемой толщи. Порядок заполнения остальных исходных данных произвольный. Возможен подбор характеристик для каждого слоя грунта по справочным данным в зависимости от его вида и состояния по плотности и влажности (рис. 5.6).

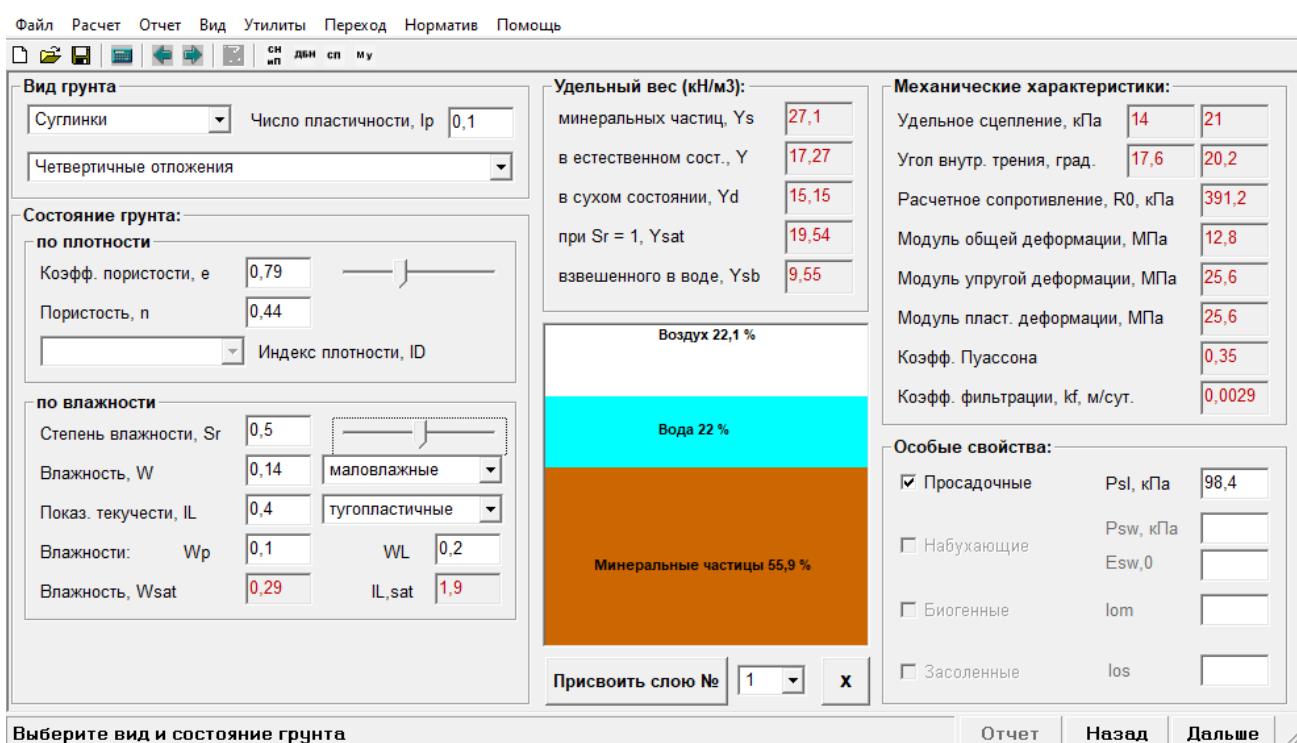


Рис. 5.6 Форма для определения характеристик грунта по справочным данным

Нажатие клавиши «Оценка геологии» выводит на экран форму с результатами оценки инженерно-геологических условий (в случае наличия слабых слоев, непригодных для основания фундамента возможен вывод дополнительных сообщений).

Форма «Результаты оценки грунтов основания» позволяет вывести отчет об инженерно-геологических условиях строительной площадки в текстовом формате. Для возврата обратно на вкладку «Характеристики грунта» нажимается кнопка «OK».

5.1.2.2. Вкладка «Мощности слоев по скважинам»

На вкладке «**Мощности слоев по скважинам**» вводится информация о количестве скважин. Для этого необходимо выбрать из списка рядом с полем «Общее количество скважин» нужное число скважин. Для каждой скважины указываются «Координаты в плане» в общей системе координат, «Абсолютная отметка устья скважины» и «Абсолютная отметка планировки». При наличии уровня грунтовых вод устанавливается флагок «Глубина уровня грунтовых вод от устья, м» и задается соответствующее значение. Переход между скважинами осуществляется при помощи счетчика «Текущая скважина» (рис. 5.7).

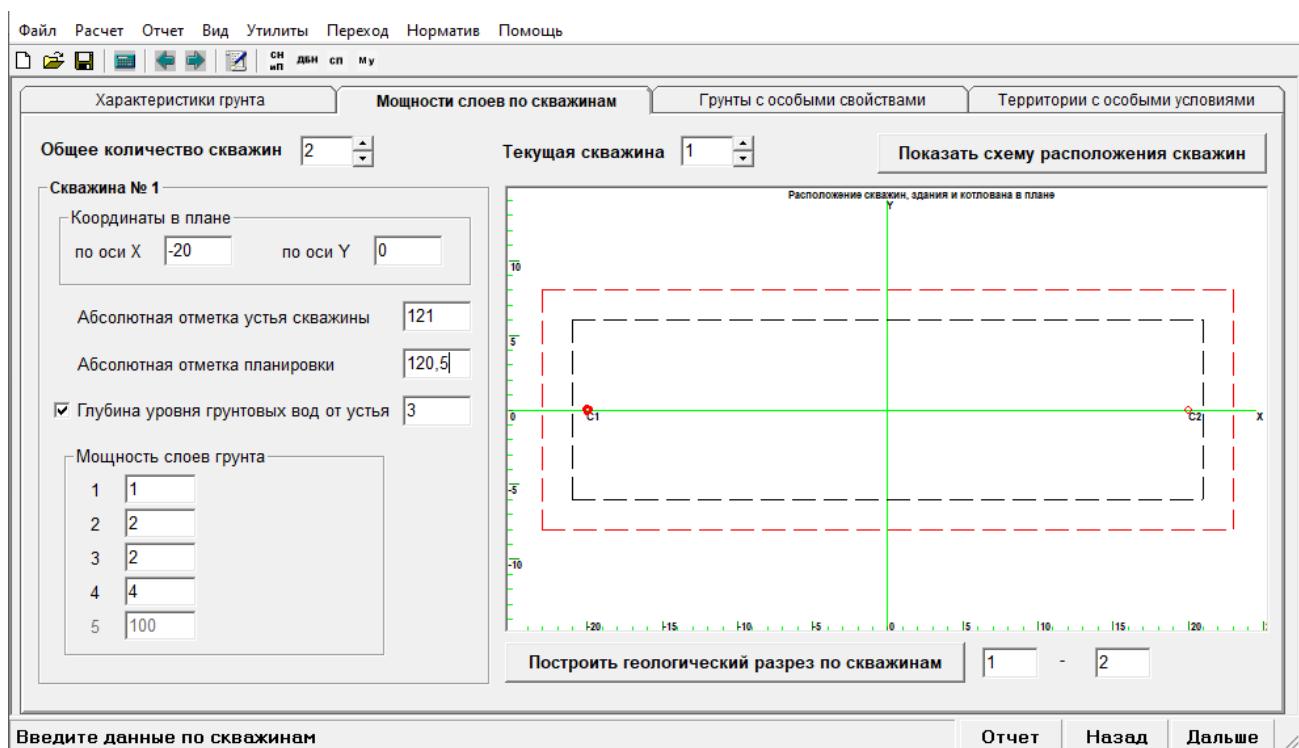


Рис. 5.7 Вкладка «Мощности слоев по скважинам»

Мощности слоев грунта задаются по оси текущей скважины. На схеме расположения скважин текущая скважина выделяется жирной линией.

Существует возможность вывода на экран схемы расположения скважин (кнопка «Показать схему расположения скважин»), а также построить инженерно-геологический разрез (кнопка «Построить инженерно-геологический разрез по скважинам»), предварительно указав требуемые скважины (рис. 5.8). Клик мышкой на картинке предварительного просмотра позволяет увеличить на весь экран.

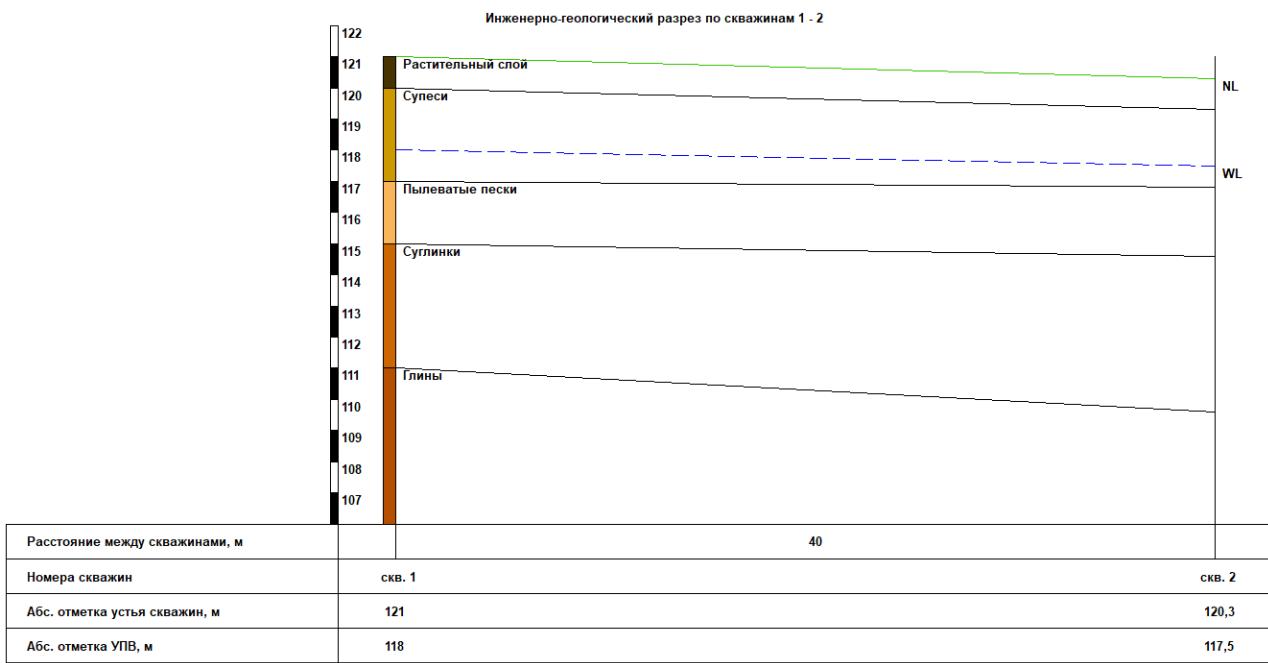


Рис. 5.8 Инженерно-геологический разрез по скважинам 1 – 2

5.1.2.3. Вкладка «Грунты с особыми свойствами»

Вкладка «Грунты с особыми свойствами» предназначена для ввода особых свойств грунта (просадочного или набухающего) если таковые имеются.

Снятый флагок «Грунты с особыми свойствами» свидетельствует об обычных инженерно-геологических условиях. При установке этого флагка на экран выводятся дополнительные поля, позволяющие задать особые свойства любому из имеющихся слоев грунта (рис. 5.9, 5.10).

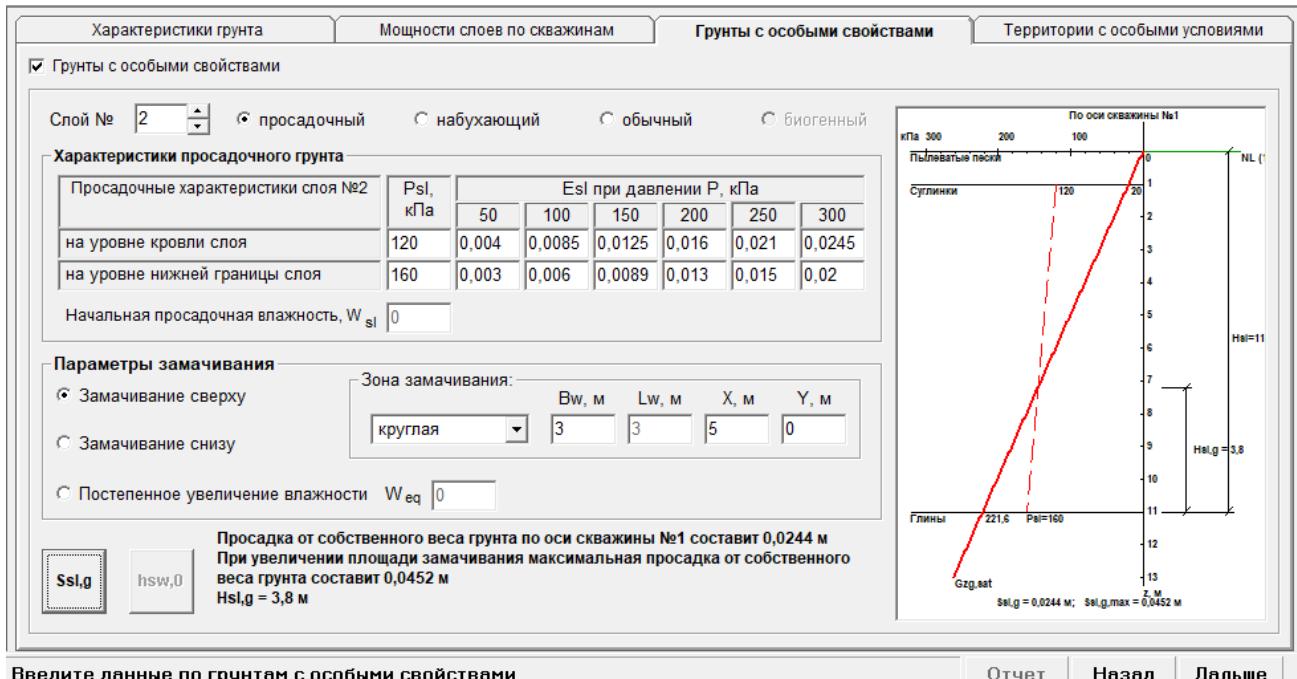


Рис. 5.9 Вкладка «Грунты с особыми свойствами» для просадочного грунта

В таблицах «Характеристики просадочного грунта» или «Характеристики набухающего грунта» задаются соответствующие особые свойства:

- для просадочных грунтов: начальное просадочное давление, начальная просадочная влажность и относительная просадочность на кровле и подошве слоя при различных давлениях;
- для набухающих грунтов: давление набухания, относительное набухание и относительная усадка слоя при различных давлениях.

На этой же вкладке указываются параметры возможного замачивания: сверху с размерами и координатами зоны замачивания, снизу при подъеме уровня подземных вод или при постепенном накоплении влаги.

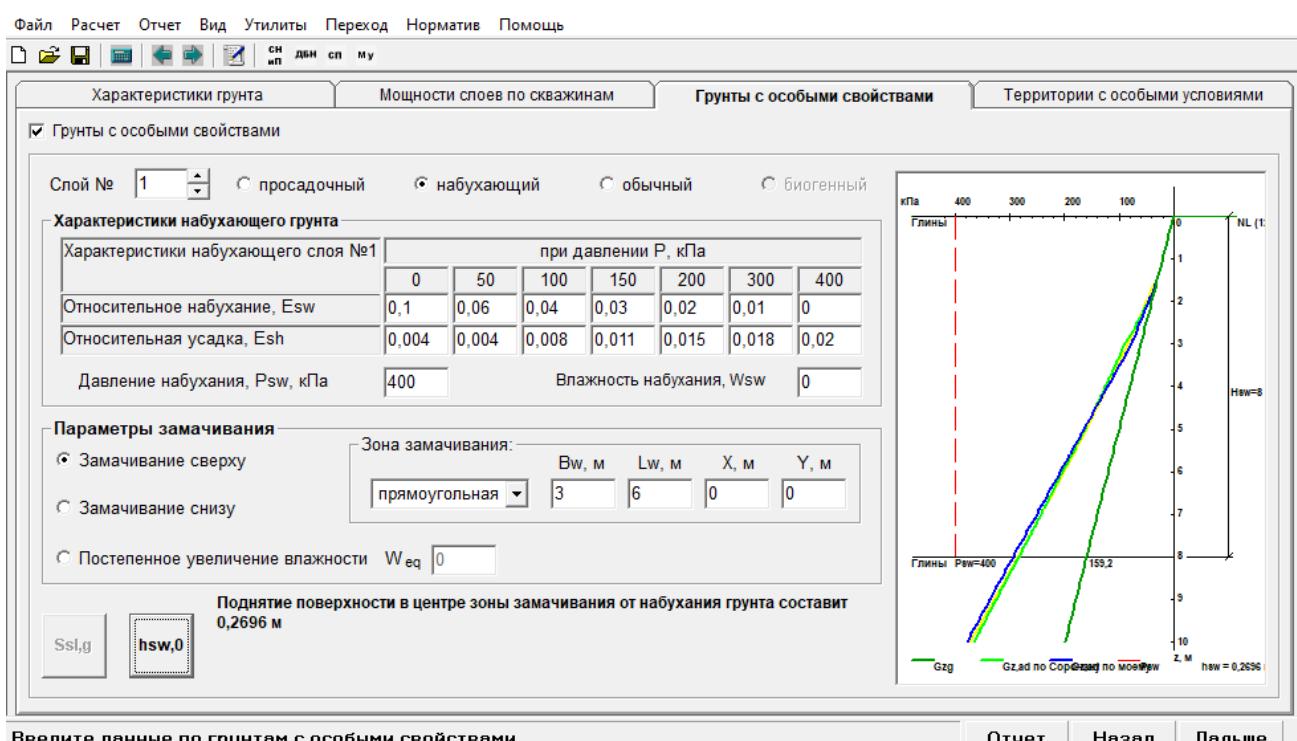


Рис. 5.10 Вкладка «Грунты с особыми свойствами» для набухающего грунта

5.1.2.4. Вкладка «Территории с особыми условиями»

В случае проектирования здания или сооружения на подрабатываемой территории на вкладке «Территории с особыми условиями» следует установить флајжок «Подрабатываемая территория», указать глубину выполнения горных работ и ввести ожидаемые или вероятные деформации земной поверхности по осям X и Y (рис. 5.11). Задавая координаты точки земной поверхности можно определить ее вынужденные перемещения относительно центра здания.

Рис. 5.11 Вкладка «Территории с особыми свойствами»

5.1.3. Форма «Параметры фундамента»

Форма «Параметры фундамента» предназначена для ввода параметров фундамента и вывода результатов расчета его основания.

На форме задается количество фундаментов и выбирается текущий фундамент, параметры которого представлены на шести вкладках:

- вкладка «Тип и расположение»;
- вкладка «Нагрузки»;
- вкладка «Глубина заложения»;
- вкладка «Ширина подошвы»;
- вкладка «Осадка»;
- вкладка « C_z ».

Если фундаментов больше одного и требуется учет взаимного влияния устанавливается флажок «Учитывать влияние соседних фундаментов».

5.1.3.1. Вкладка «Тип и расположение»

На вкладке «Тип и расположение» (рис. 5.12) выбирается один из переключателей, определяющий тип текущего фундамента (столбчатый, ленточный, круглый или условный свайный), и вводятся координаты центра фундамента.

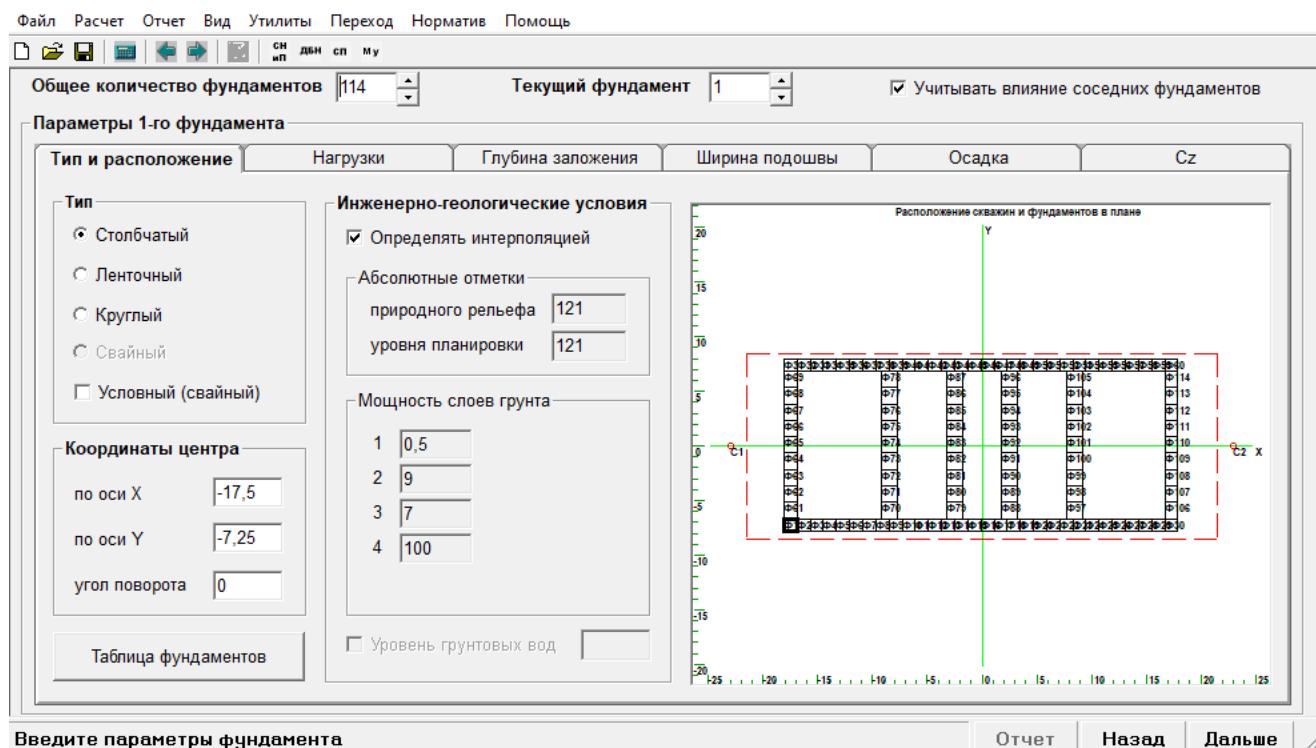


Рис. 5.12 Вкладка «Тип и расположение»

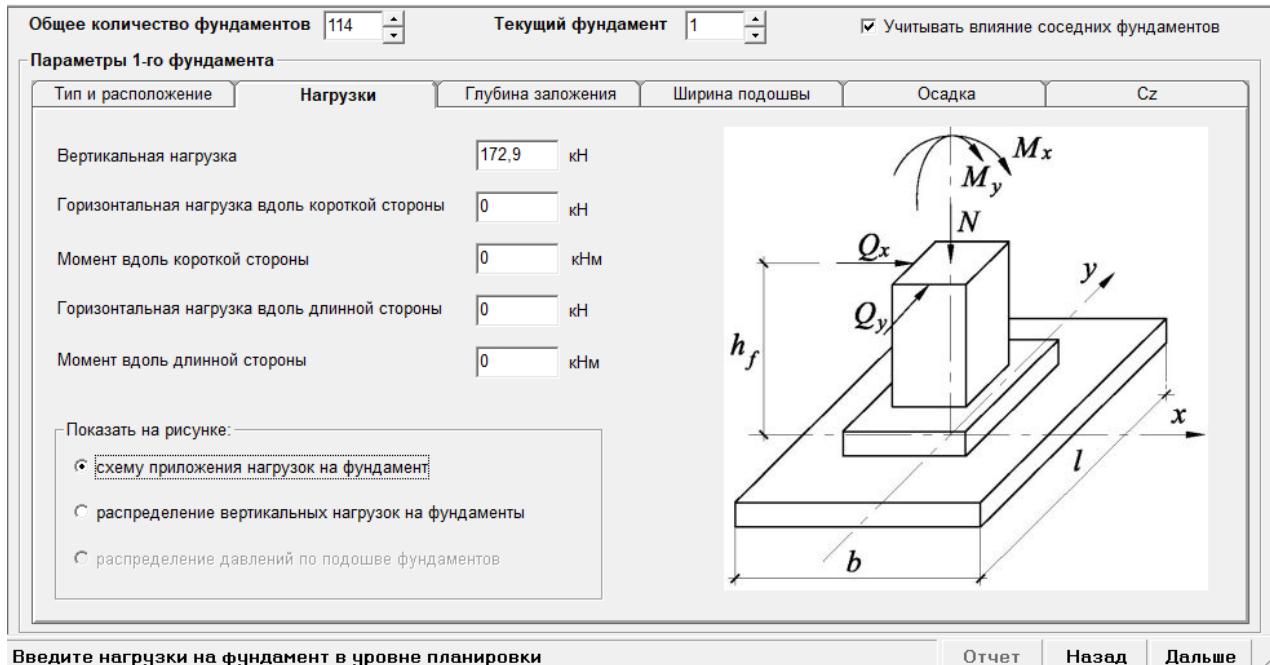
При установленном флагке «Определить интерполяцией» абсолютные отметки и мощности слоев по центру фундамента определяются автоматически. Если флагок снять эти данные можно корректировать вручную.

При необходимости ввода параметров регулярного массива фундаментов существует возможность автоматизировать данный процесс. При нажатии клавиши «C» в активном поле для ввода данных – назначается текущее значение соответствующего параметра всем последующим фундаментам. При нажатии клавиши «L» в активном поле для ввода данных происходит увеличение значений для всех последующих фундаментов с заданным приращением.

5.1.3.2. Вкладка «Нагрузки»

Вкладка «Нагрузки» предназначена для ввода нагрузок на текущий фундамент. Каждому фундаменту могут быть заданы: вертикальная нагрузка, изгибающие моменты и горизонтальные нагрузки, действующие в одной или двух плоскостях. Вертикальная нагрузка вводится всегда положительной. Горизонтальные нагрузки принимаются положительными в том случае если они действуют в направлении соответствующей оси. Моменты, действующие вдоль какой либо оси, принимаются положительными, если их направление совпадает

по знаку с моментами, создаваемыми горизонтальными силами, действующими вдоль этой оси либо при отсутствии соответствующих горизонтальных сил.



Введите нагрузки на фундамент в уровне планировки

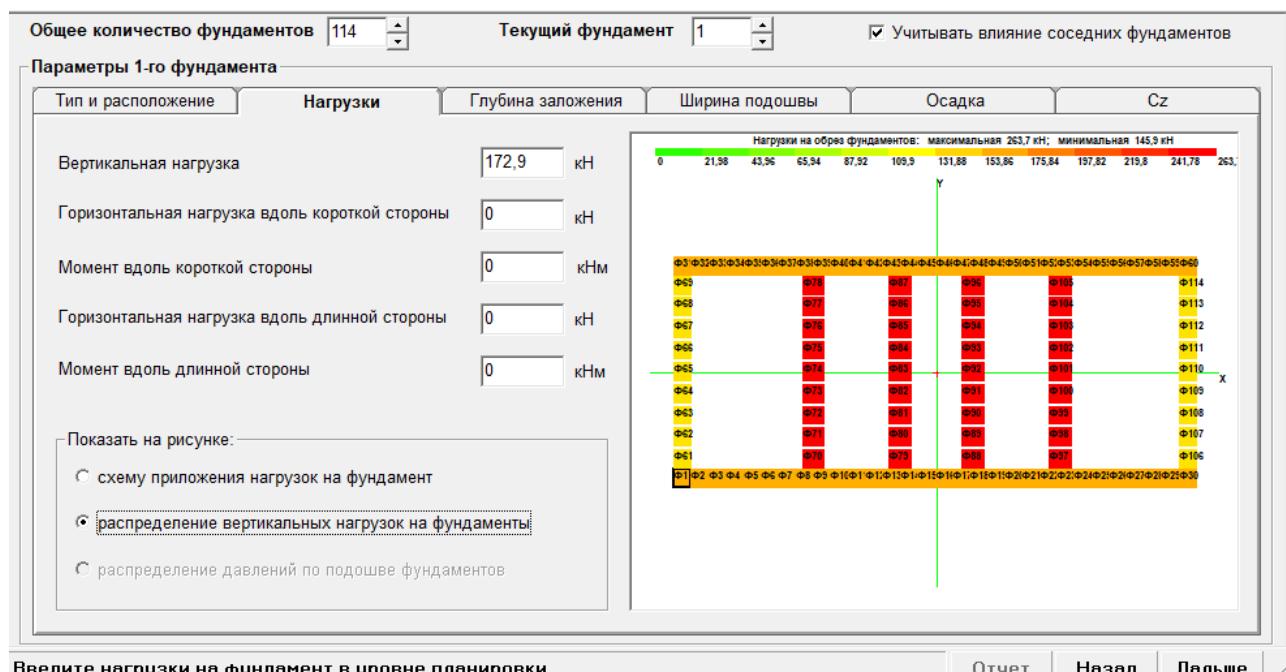
Отчет

Назад

Дальше

Рис. 5.13 Вкладка «Нагрузки» со схемой приложения нагрузок

Есть возможность вывести на экран схему расположения фундаментов либо их элементов с распределением вертикальных нагрузок (рис. 5.14).



Введите нагрузки на фундамент в уровне планировки

Отчет

Назад

Дальше

Рис. 5.14 Схема распределения вертикальных нагрузок на фундаменты

5.1.3.3. Вкладка «Глубина заложения»

На данной вкладке можно выбрать рекомендуемую программой глубину заложения подошвы фундамента с учетом конструктивных требований,

инженерно-геологических и климатических условий или задать необходимое значение вручную. При этом вручную можно изменять как глубину заложения, так и абсолютную или относительную отметки подошвы фундамента. Взаимосвязанные параметры пересчитываются автоматически (рис. 5.15).

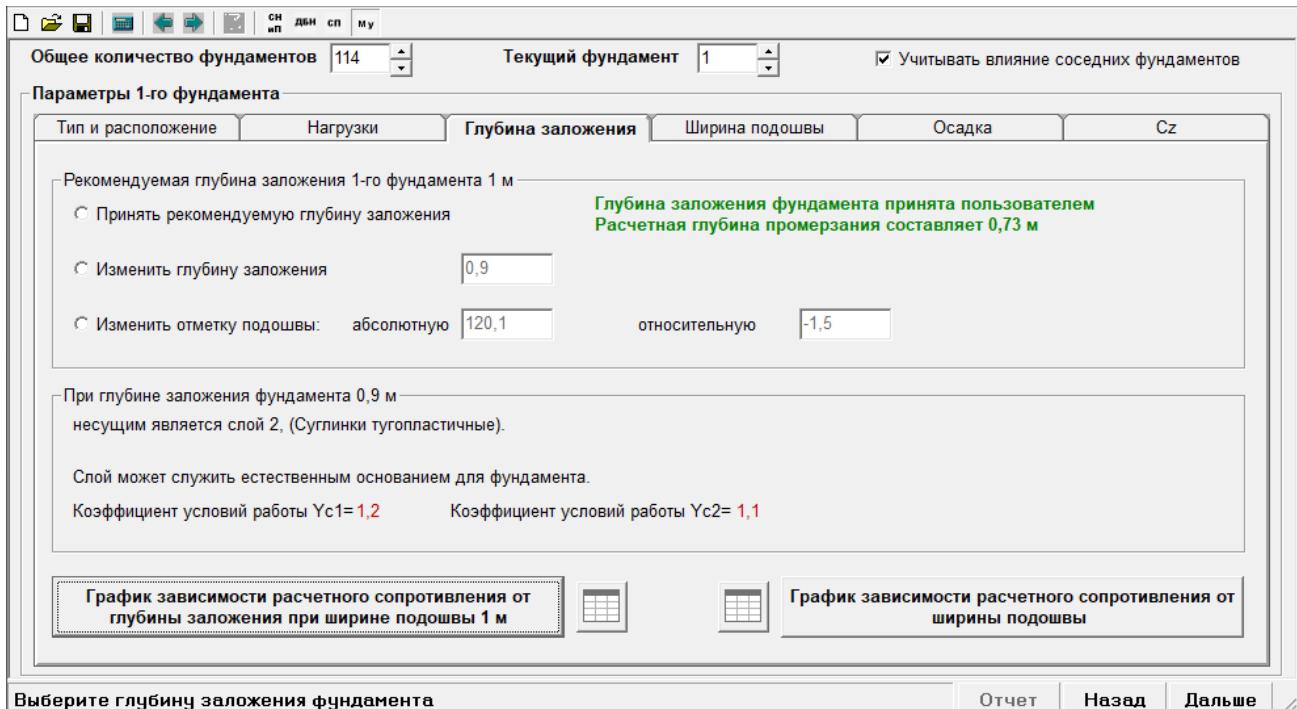


Рис. 5.15 Вкладка «Глубина заложения»

В случае если глубина заложения фундамента назначается самостоятельно, рекомендуется, чтобы в качестве основания фундамента использовался пригодный для этих целей слой грунта (информация о несущем слое грунта и его коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{c2} и выводится на этой же вкладке).

На этой же вкладке присутствуют кнопки, позволяющие построить графики зависимости расчетного сопротивления от глубины заложения (при ширине подошвы 1м) и от ширины подошвы при принятой глубине заложения.

5.2. Анализ результатов в ПО Descon(BF)

На вкладках, предназначенных для ввода исходных данных, иногда присутствуют кнопки, позволяющие просмотреть и проконтролировать промежуточные результаты расчетов, однако основные результаты расчетов выводятся на вкладках «Ширина подошвы» и следующих за ней вкладках на форме «Параметры фундамента», а также на форме «Неравномерные деформации».

5.2.1. Форма «Параметры фундамента»

5.2.1.1. Вкладка «Ширина подошвы»

На данной вкладке (рис. 5.16) можно выбрать ширину подошвы фундамента и отношение сторон подошвы фундамента (рекомендуемые программой либо принятые пользователем). В качестве рекомендуемой ширины подошвы фундамента принимается минимальное значение, удовлетворяющее всем условиям расчета по двум группам ПС. При назначении ширины фундамента и соотношения сторон подошвы фундамента пользователем, следует обращать внимание на индикатор, расположенный в правой верхней части вкладки и отображающий выполнение требований групп ПС. Изменение указанных параметров приводит к автоматическому пересчету результатов.

Для выбранной ширины подошвы фундамента выводится информация по проверкам требований расчета по двум группам ПС и деформации основания, определенные в соответствии с выбранным нормативным документом, и соответствующая расчетная схема для их определения.

Расчетные схемы, присутствующие на формах, можно увеличить, щелкнув левой кнопкой мыши на изображении (рис. 5.17).

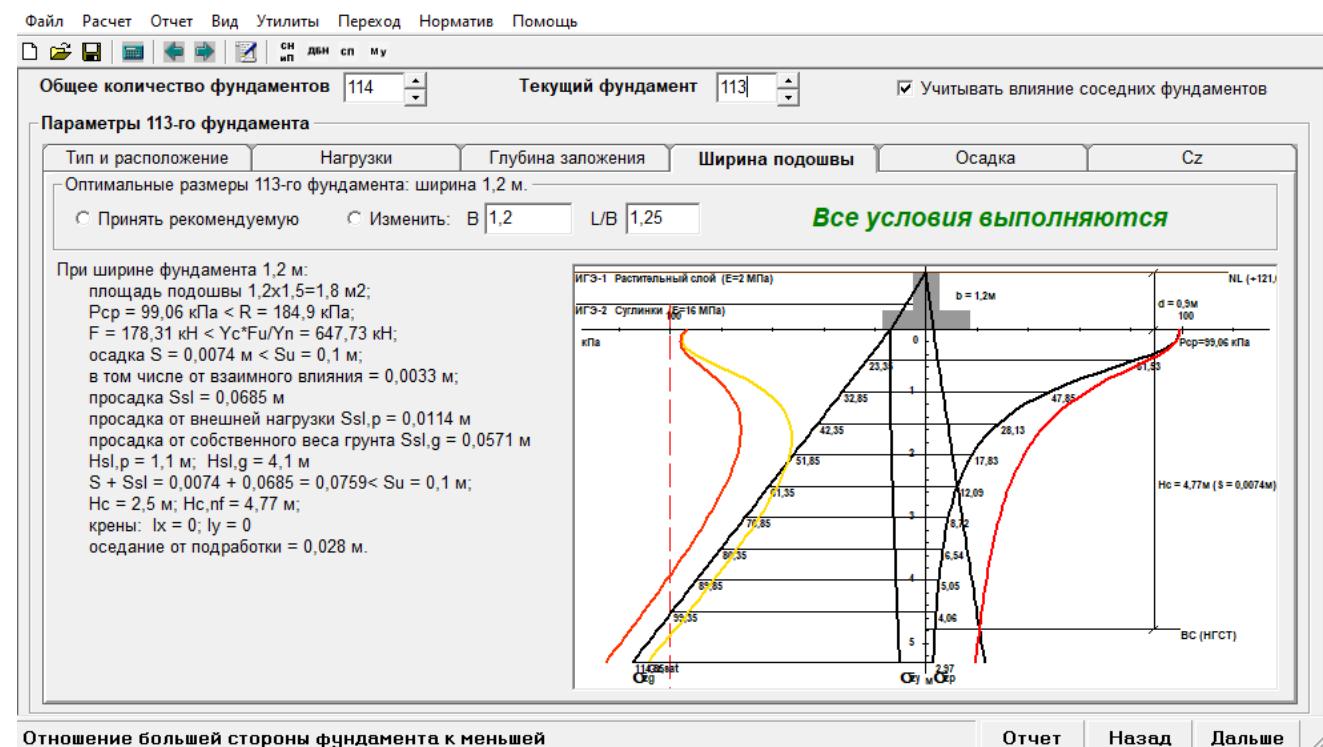


Рис. 5.16 Вкладка «Ширина подошвы»

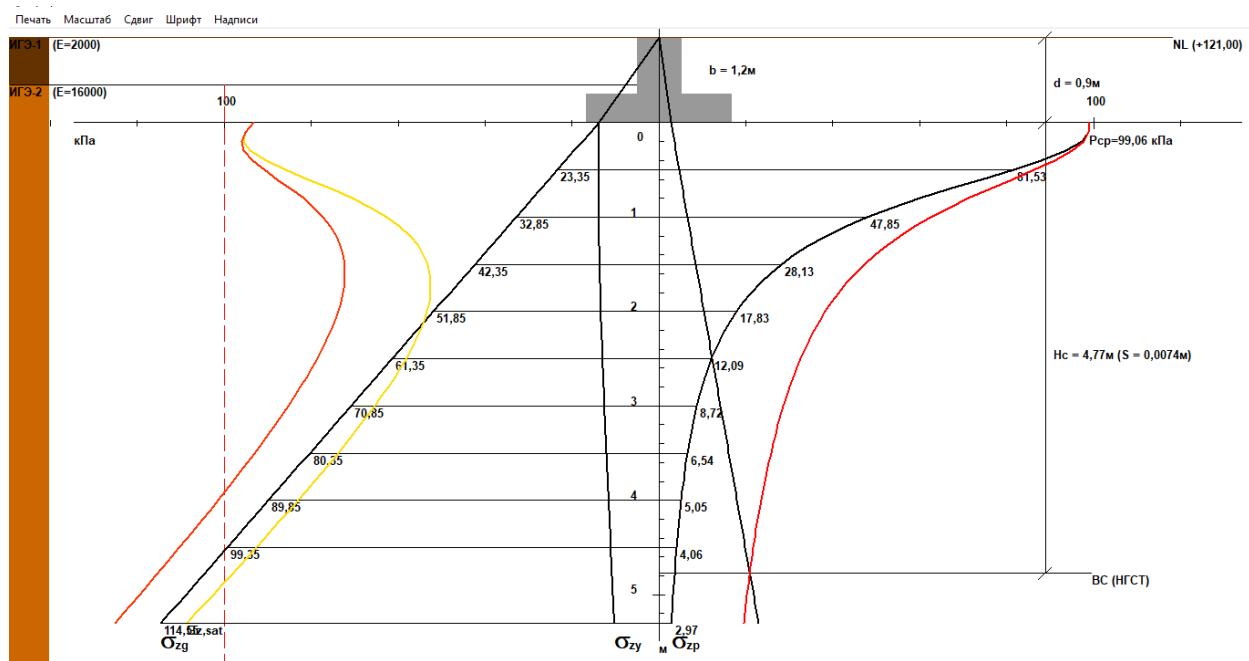


Рис. 5.17 Эпюры распределения напряжений по глубине

5.2.1.2. Вкладка «Осадка»

С помощью вкладки «**Осадка**» (рис. 5.18) можно откорректировать коэффициент, применяющийся при определении величины сжимаемой толщи, для текущего фундамента, а также сравнить результаты расчета деформаций основания по разным нормативным документам и вывести на экран соответствующие расчетные схемы и результаты в табличной форме. Также есть возможность построения зависимостей осадки и просадки от давления.

Общее количество фундаментов		Текущий фундамент	<input checked="" type="checkbox"/> Учитывать влияние соседних фундаментов		
Параметры 113-го фундамента					
Тип и расположение	Нагрузки	Глубина заложения	Ширина подошвы	Осадка	Cz
Коэффициент k для определения толщины сжимаемой толщи из условия $G_{zp} = k \cdot G_{zg}$					
<input checked="" type="radio"/> по СНиП 2.02.01-83	<input type="radio"/> по ДБН В.2.1-10-2009	<input type="radio"/> по СП 22.13330.2016	<input type="radio"/> Изменить	0,2	
Осадка фундамента от внешней нагрузки			по СНиП	по ДБН	разница, %
Дополнительная осадка от разуплотнения грунта в котловане, м			0,0049	0,0041	19,51
Дополнительная осадка от влияния соседних фундаментов Snf, м			0,0037	0,0033	10,81
Полное значение осадки с учетом дополнительных, Stot, м			0,0086	0,0104	20,93
Толщина сжимаемой толщи тоже с учетом взаимного влияния			2,3540	2,5010	6,24
Просадка фундамента в том числе: от внешней нагрузки от собственного веса грунта			4,3730	4,7730	9,15
Крен вдоль короткой стороны			Ssl, м	0,0747	9,05
Крен вдоль длиной стороны			Ssl,p	0,0000	1, #INF
			Ssl,g	0,0747	30,82
			Ix	0	
			Iy	0	
<input type="checkbox"/> по СНиП 2.02.01-83		<input type="checkbox"/> по ДБН В.2.1-10-2009		Графики зависимостей	
Расчетная схема осадки		Расчетная схема осадки		Осадки от давления	
Расчетная схема просадки		Расчетная схема просадки		Просадки от давления	
Осадки текущего фундамента					
			Отчет	Назад	Дальше

Рис. 5.18 Вкладка «**Осадка**»

5.2.1.3. Вкладка « C_z »

Вкладка « C_z » (рис. 5.19) предназначена для определения коэффициентов жесткости основания с учетом:

- осадки, определенной по выбранному нормативному документу;
- осадки, определенной по Клепикову С.Н. с учетом частичной распределительной способности грунта;
- просадки от внешней нагрузки на основание при просадочных грунтах.

Так же на этой вкладке можно проанализировать результаты с помощью таблиц и построить графики зависимости коэффициентов жесткости от давления.

Также существует возможность разбиения основания развитых в плане фундаментов (ленточных или плитных) на элементарные площадки, позволяющие учесть перераспределение давлений по подошве таких фундаментов и неоднородность геологического строения при определении переменного коэффициента жесткости по Клепикову С.Н. Для этого необходимо текущему фундаменту присвоить статус элементарной площадки плитного или ленточного фундамента установив соответствующий флажок и задать размеры фундамента, частью которого является текущий фундамент.

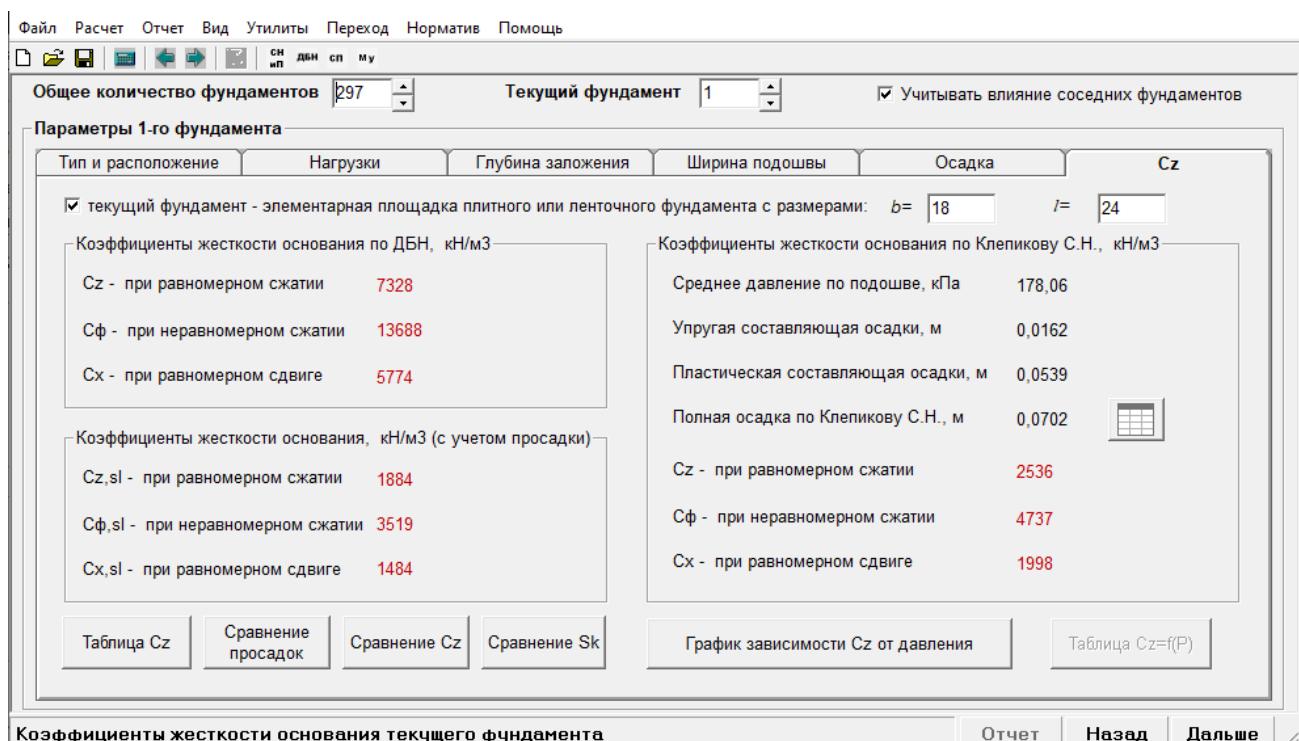


Рис. 5.19 Вкладка « C_z »

5.2.2. Форма «Неравномерные деформации основания»

Форма «Неравномерные деформации основания» предназначена для вывода графической и табличной информации по неравномерным деформациям основания, вызванным как нагрузками и воздействиями основного сочетания, так и различными сложными инженерно-геологическими условиями.

Форма представлена шестью вкладками:

- вкладка «Вертикальные»;
- вкладка «Горизонтальные»;
- вкладка «Профиль»;
- вкладка «Суффозия», находится в стадии разработки;
- вкладка «Котлован»;
- вкладка « C_z ».

5.2.2.1. Вкладка «Вертикальные»

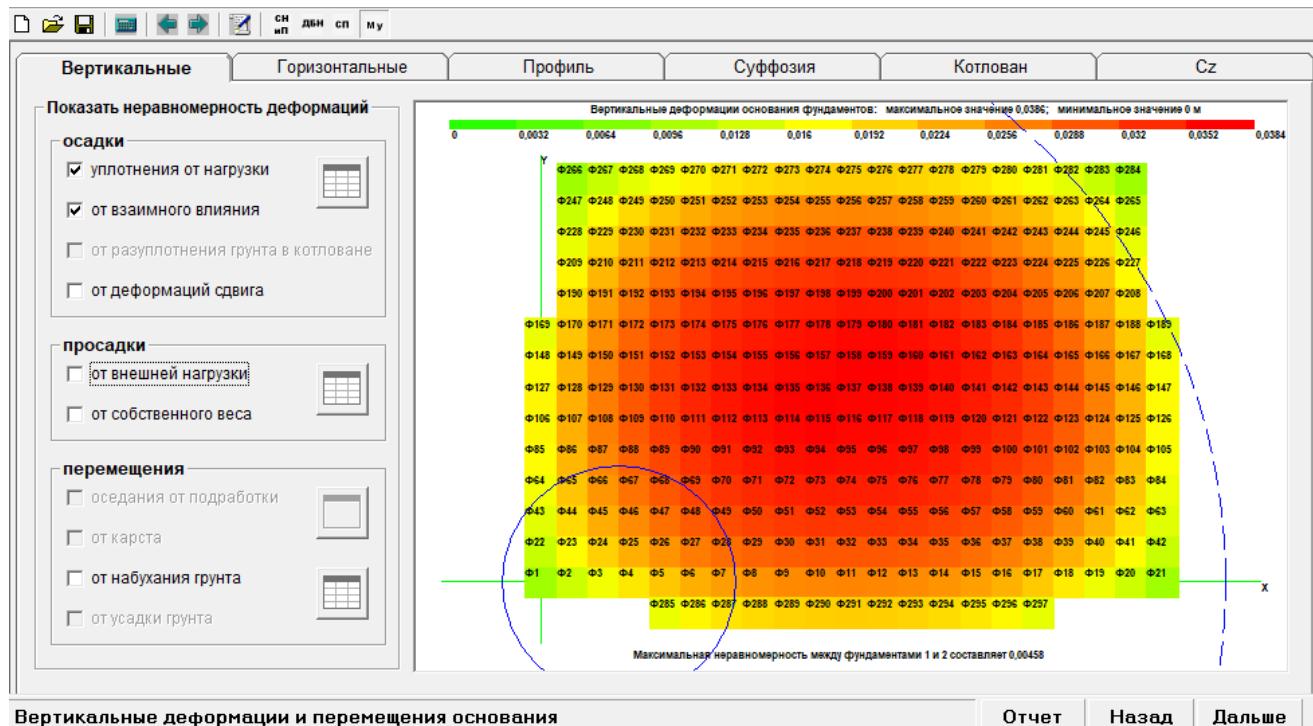
Вкладка «Вертикальные» (рис. 5.20) предназначена для вывода схемы расположения фундаментов с мозаикой вертикальных деформаций и вынужденных перемещений их основания от различных факторов, как по отдельности, так и в любой возможной комбинации. Выбор учитываемых факторов осуществляется установлением (или снятием) соответствующих флагков. На этой же схеме отображается максимальная неравномерность вертикальных деформаций, вызванная учитываемыми факторами, с номерами соответствующих фундаментов.

При наличии локальной обводненной зоны (замачивание сверху) на схеме расположения фундаментов отображаются ее верхняя и нижняя границы соответственно сплошной и пунктирной линией синего цвета.

Схему можно увеличить на весь экран, щелкнув левой кнопкой мыши на изображении предварительного просмотра.

Существует возможность вывода результатов по отдельным либо взаимосвязанным деформациям в табличной форме.

а)



б)

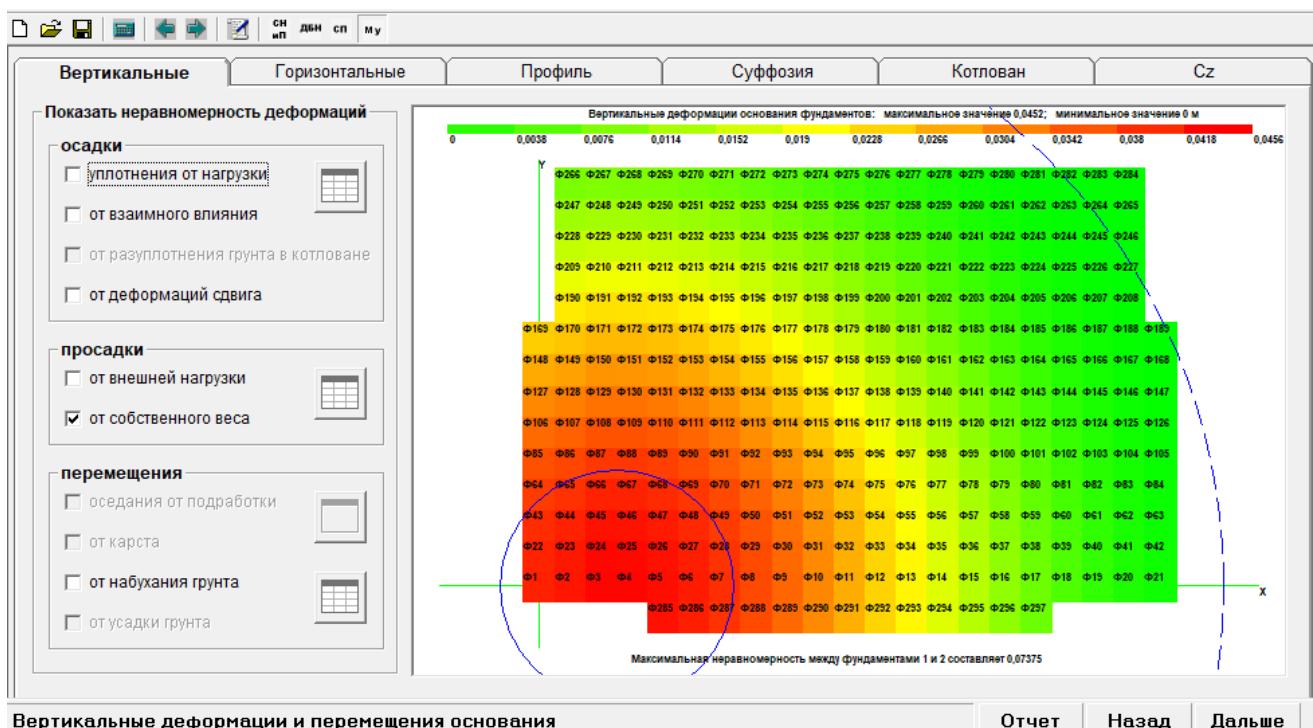


Рис. 5.20 Вкладка «Вертикальные»: а – осадки; б – просадка $S_{sl,g}$

5.2.2.2. Вкладка «Горизонтальные»

Вкладка «Горизонтальные» (рис. 5.21) предназначена для анализа горизонтальных перемещений основания по оси X или по оси Y, вызванных просадкой от собственного веса грунта или подработкой.

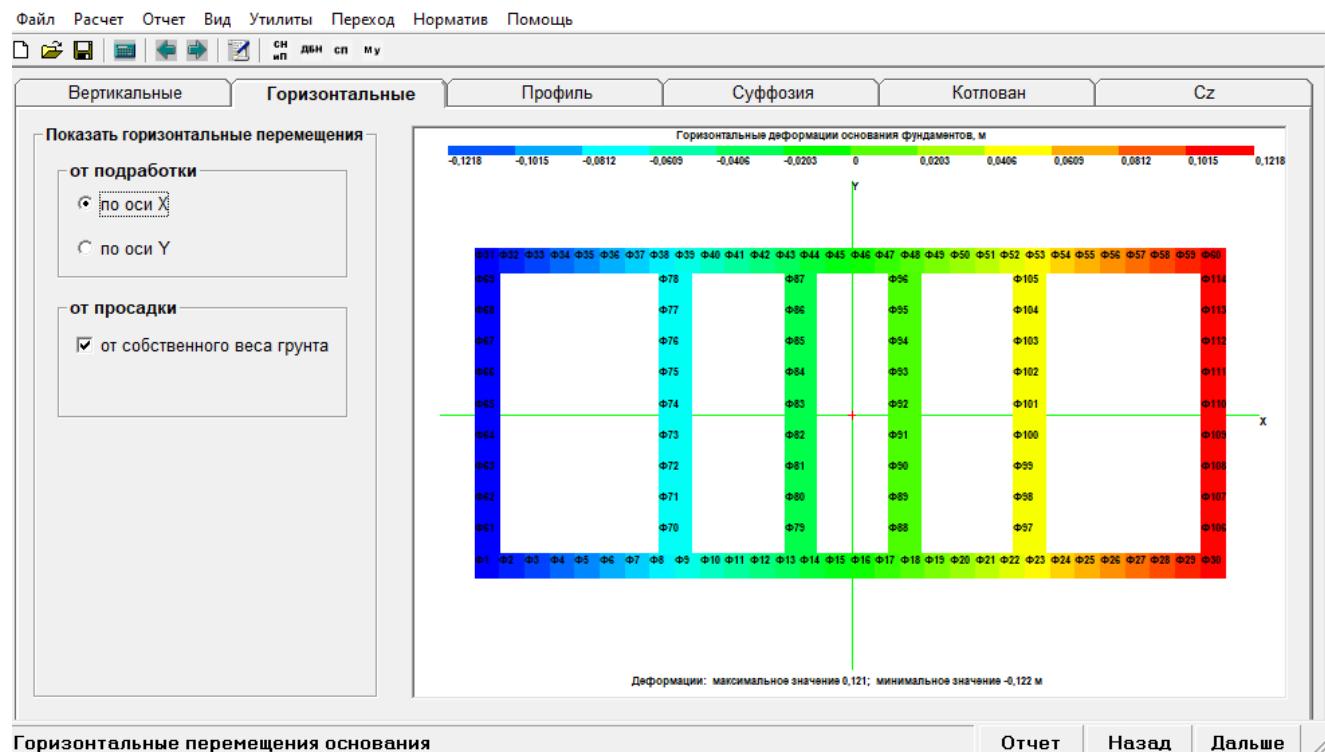


Рис. 5.21 Вкладка «Горизонтальные»

5.2.2.3. Вкладка «Профиль»

Вкладка «Профиль» предназначена для отображения профиля просадочной воронки от собственного веса грунта (рис. 5.22) или бугра набухания при набухающих грунтах (рис. 5.23).

5.2.2.4. Вкладка «Котлован»

Вкладка «Котлован» (рис. 5.24) позволяет анализировать информацию об упругих деформациях от разуплотнения грунта в центре котлована или в любой рассматриваемой точке в пределах котлована.

5.2.2.5. Вкладка « C_z »

Вкладка « C_z » предназначена для отображения на схеме расположения фундаментов мозаики коэффициентов жесткости основания при равномерном сжатии (рис. 5.25), определенных в соответствии с выбранным нормативным документом, а также с учетом и без учета различных влияющих факторов.

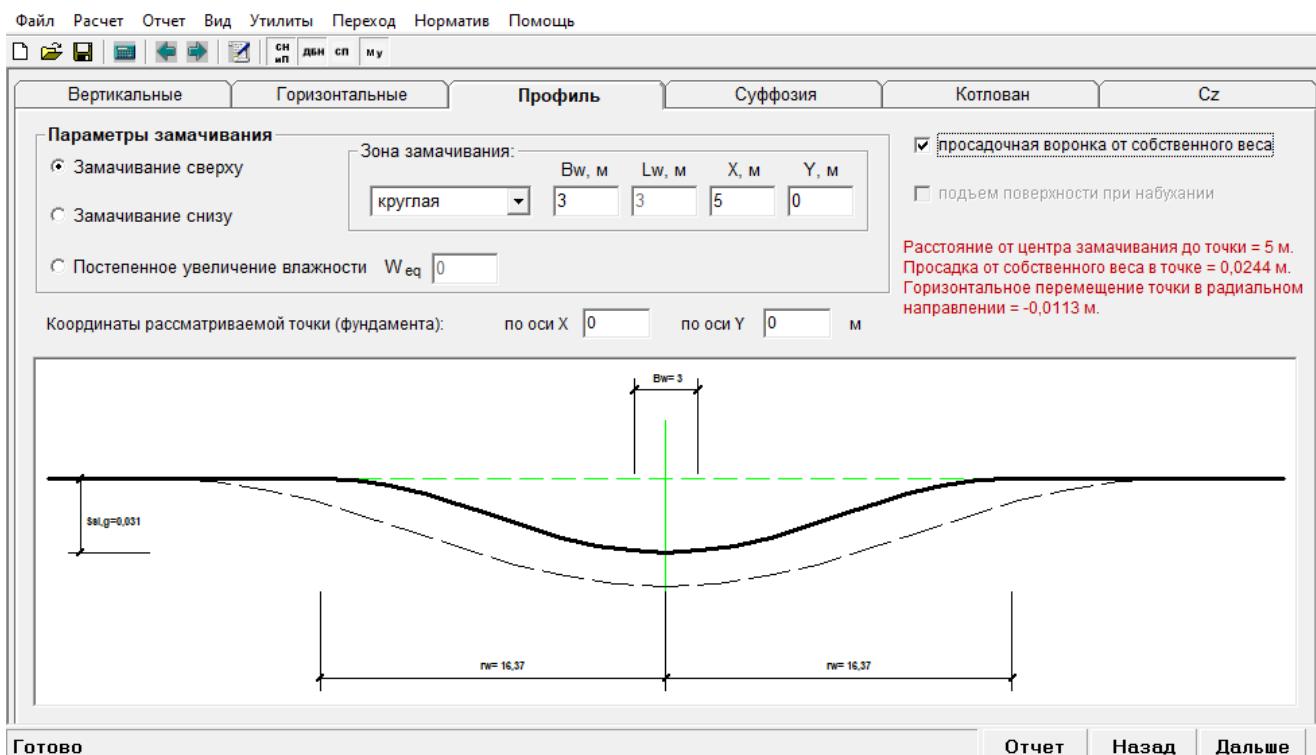


Рис. 5.22 Вкладка «Профиль»: просадочная воронка от собственного веса грунта (пунктир – при ширине замачивания равной мощности слоя просадочного грунта $B_w = H_{sl}$)

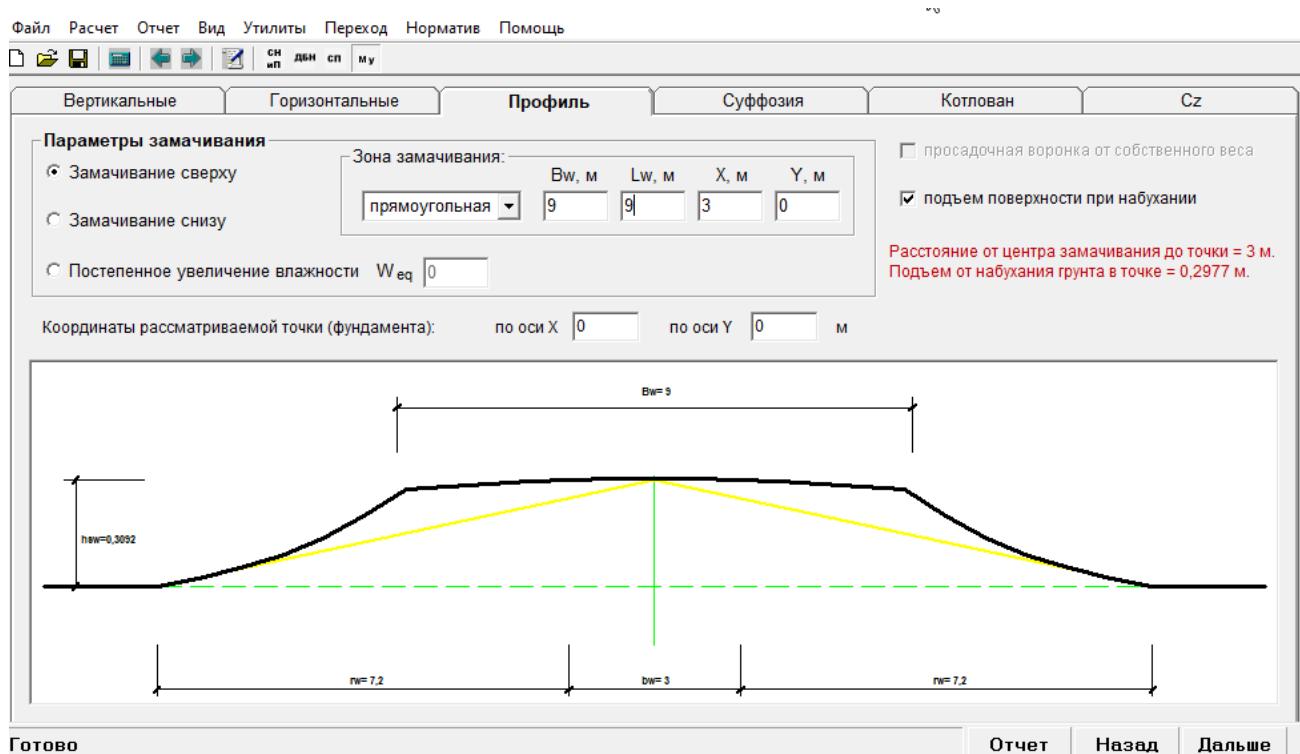


Рис. 5.23 Вкладка «Профиль»: бугор набухания при замачивании сверху с шириной замачивания B_w

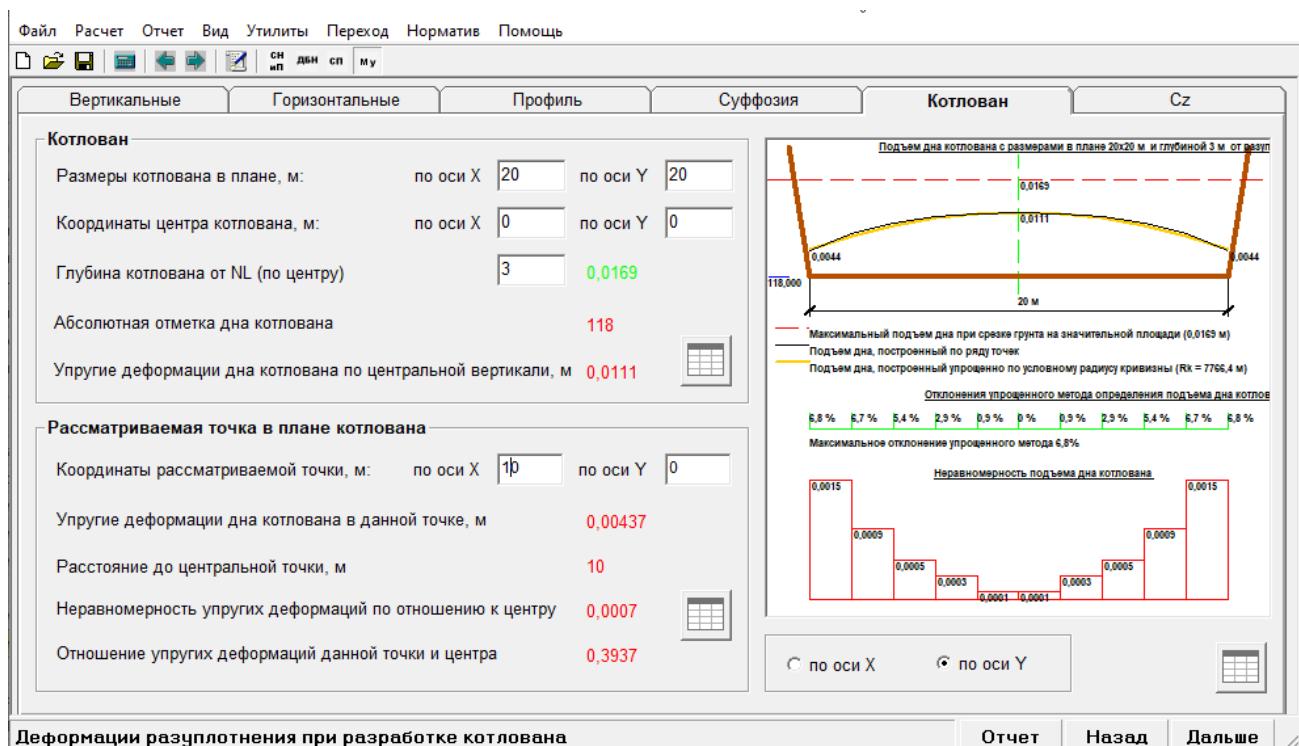


Рис. 5.24 Вкладка «Котлован»

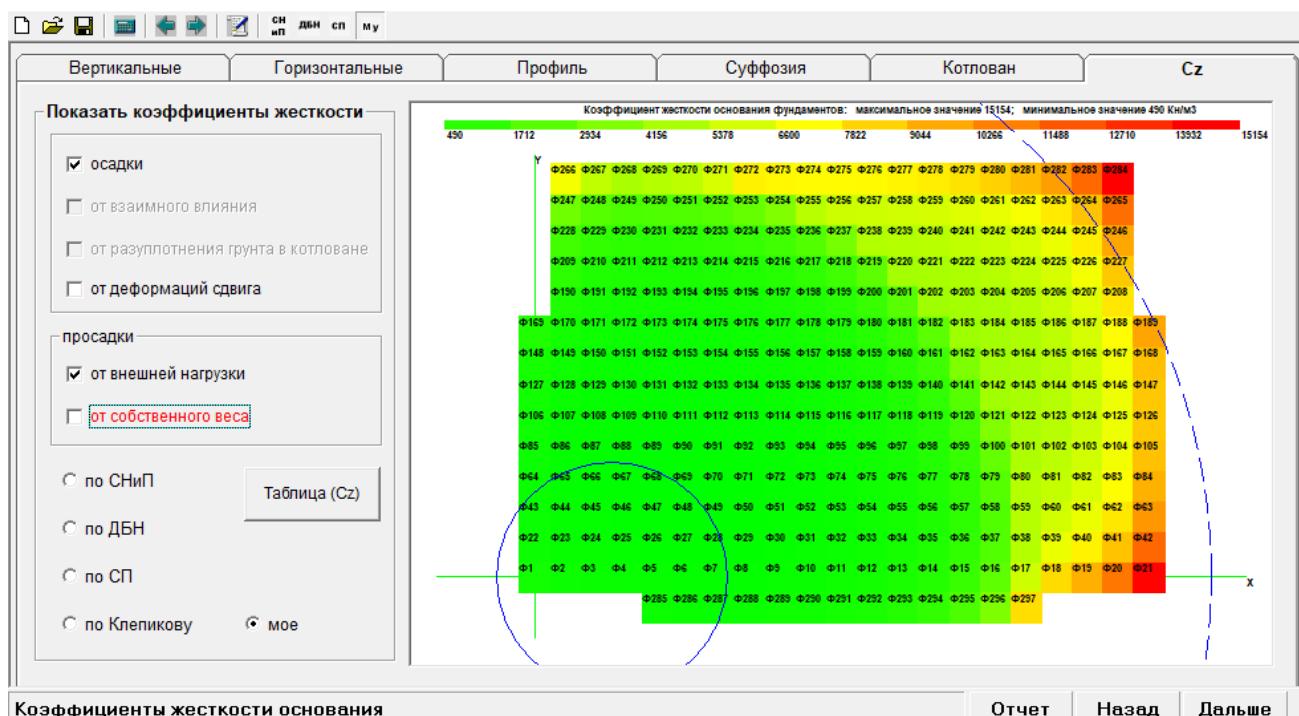


Рис. 5.25 Вкладка «Cz»: с учетом осадок и просадок от внешней нагрузки

5.3. Выводы

Использование разработанного программного обеспечения дает возможность:

- проектировать основание фундаментов с минимизацией неравномерных деформаций, вызванных основным сочетанием нагрузок, в том числе и за счет развития дополнительных нелинейных осадок в допустимых пределах;
- прогнозировать наиболее неблагоприятный вариант воздействия неравномерных деформаций основания, вызванных различными сложными инженерно-геологическими условиями, на напряженно-деформированное состояние здания или сооружения;
- определять наиболее неблагоприятное положение локальной обводненной зоны для грунтов с особыми свойствами с учетом неоднородного строения и напряженного состояния грунтового массива;
- определять необходимую глубину частичного или полного устраниния просадочных свойств грунта (закреплением или уплотнением), при которой выполняются условия по предельным деформациям основания и здание всё ещё отвечает условиям нормальной эксплуатации;
- определить для заданных параметров фундамента и геологических условий зависимость коэффициента жесткости основания от давления, в том числе и с учетом локального обводнения. Данная зависимость может быть использована при выполнении итерационных расчетов системы «ОФС» в САПР, ориентированных на расчет и проектирование строительных конструкций;
- вывести жесткостные характеристики массива основания фундаментов в текстовый формат для последующего импорта в САПР;
- использовать при определении деформаций основания различные методики, в том числе предложенные автором, с возможностью корректировки определенных параметров для исследования их влияния на результаты расчета.

РАЗДЕЛ 6. РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЗДАНИЙ В РАЗЛИЧНЫХ СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

6.1. Учет распределительной способности грунтов с использованием различных моделей грунтового основания

Рассмотрена возможность моделирования различной распределительной способности грунтов контактными и механическими моделями основания.

Исследования выполнялись путем определения осадок за пределами фундаментной плиты шириной 20 м со средним давлением по подошве 370 кПа.

В качестве контактной модели грунтового основания применялась модель переменного коэффициента жесткости Клепикова С.Н., параметры которой были определены с учетом упругой и пластической составляющей осадки основания [463]. Осадки определялись с применением авторского ПО DesCon по методике, изложенной в п. 3.1.1, при различных соотношениях E_{el}/E .

В качестве механической модели – модель упругого полупространства. Осадки определялись с применением ПО Plaxis 2d.

Результаты расчетов приведены на рис. 6.1 и 6.2.

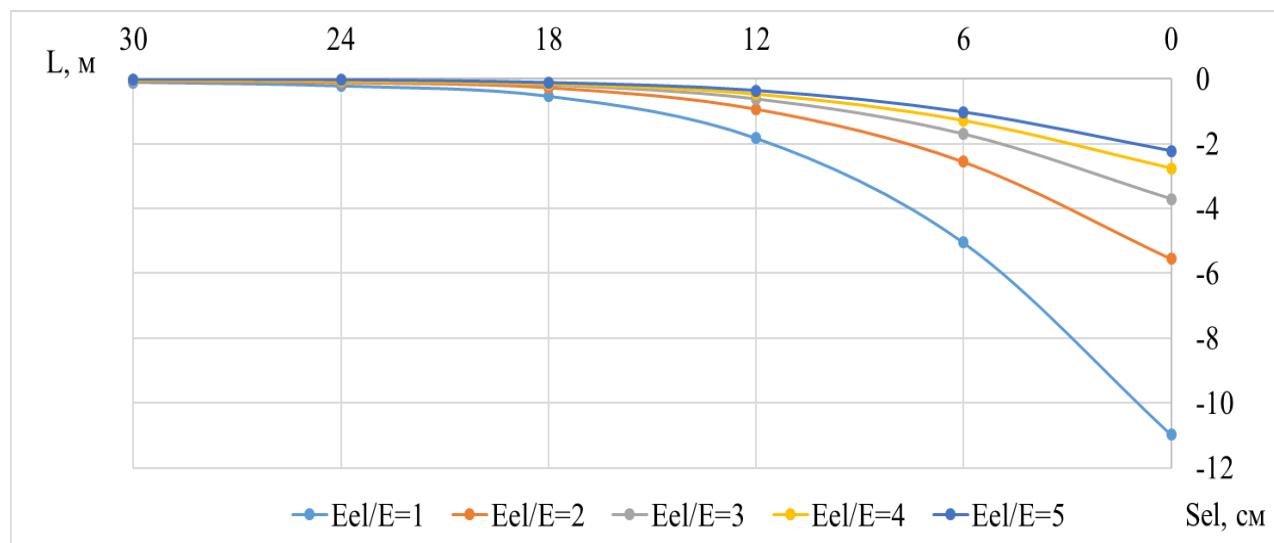


Рис. 6.1 Зависимость осадок за пределами фундаментной плиты от расстояния до ее края при различном соотношении E_{el}/E

Анализ результатов позволяет сделать следующие выводы:

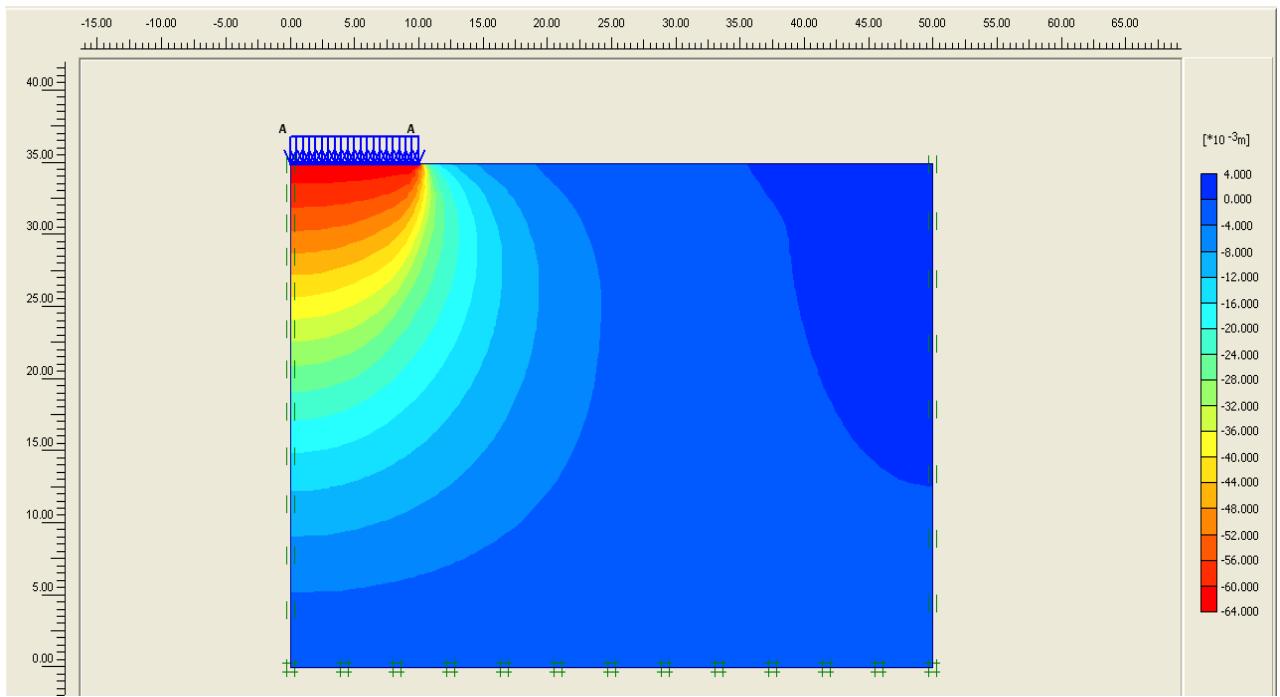


Рис. 6.2 Изополя вертикальных деформаций (осадок) для модели упругого полупространства

1. Модель переменного коэффициента жесткости основания (Клепикова С.Н.) при соотношении $E_{el}/E \approx 1$ показывает результаты, практически совпадающие с моделью упругого полупространства, то есть существенно завышающие распределительную способность грунта.

2. Учет соотношения E_{el}/E в модели переменного коэффициента жесткости основания позволяет более точно определить фактическую распределительную способность грунта. Однако при этом, модель переменного коэффициента жесткости основания (Клепикова С.Н.) имеет следующие недостатки:

- величина осадок за пределами загруженной площади, вызванных распределительной способностью грунта, уменьшается при увеличении соотношения E_{el}/E , однако расстояние, на которое распространяется влияние загруженной площади, не изменяется (см рис. 6.1). Это вызвано тем, что распределение напряжений в грунтовом массиве при любом соотношении E_{el}/E принимается как для упругого полупространства. На данный момент для устранения данной некорректности при соотношении $E_{el}/E > 5$ рекомендуется использовать модель Винклера, тем не менее, в дальнейшем возможно усовершенствование модели Клепикова С.Н., например, за счет дополнительной

корректировки сжимаемой толщи, таким образом, снижая область распределения напряжений в грунтовом массиве;

– для одинаково загруженных фундаментов большой площади в плане при одинаковом модуле общей деформации грунта, но различном соотношении E_{el}/E , средняя интегральная осадка фундаментов будет различаться. Увеличение соотношения E_{el}/E приведет к росту абсолютных и средних значений осадок.

6.2. Неравномерность осадок, вызванная разуплотнением грунта при устройстве котлована

Предложенная в п. 2.2.1 методика для определения осадки основания с учетом разработки котлована [409], позволяет устранить недостатки формулы, используемой в действующих нормативных документах [3, 187].

Для определения неравномерности деформаций основания, вызванных разуплотнением грунта при устройстве котлована, разработаны расчетные схемы грунтового массива с котлованом различной глубины и размерами в плане:

- в ПО DesCon по предложенной методике (п. 2.2.1);
- в ПК Plaxis 3D, основанном на МКЭ. В качестве расчетной грунтовой модели основания принята модель упрочняющегося грунта Hardening Soil.

Параметры котлована принимались следующие: ширина $B_k = 10\text{м}, 20\text{м}, 50\text{м}, 60\text{м}, 100\text{м}$ и 200м ; соотношение сторон $L_k/B_k = 1, 2$ и 5 ; глубина от 1 до 10м .

Часть полученных результатов представлена на рис. 6.3 – 6.9.

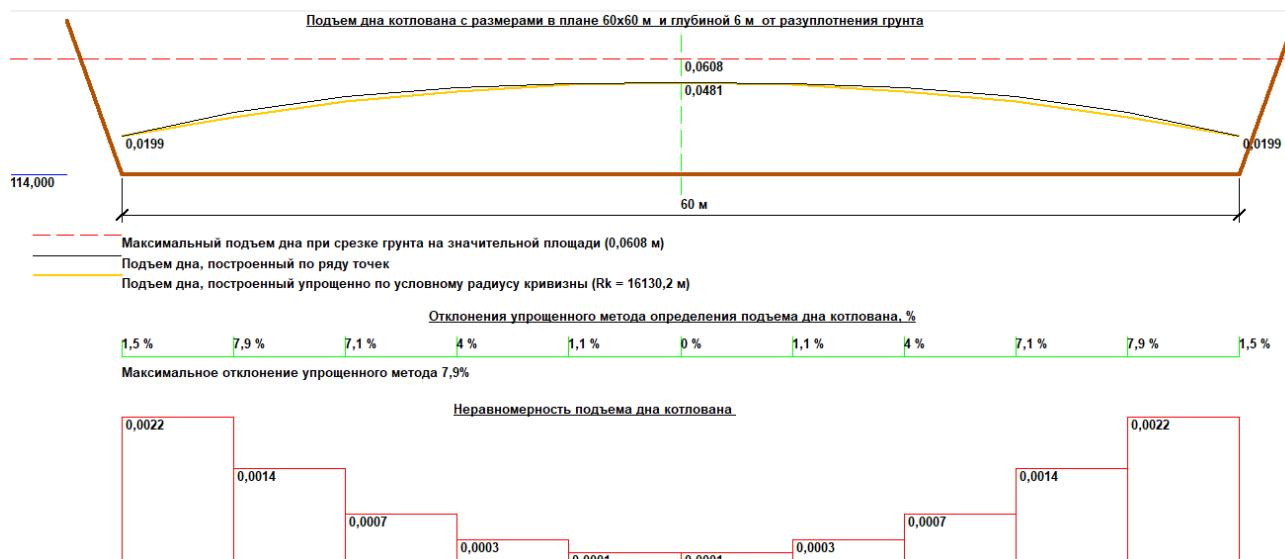


Рис. 6.3 Подъем дна котлована размером $60 \times 60\text{м}$ глубиной 6м (профиль)

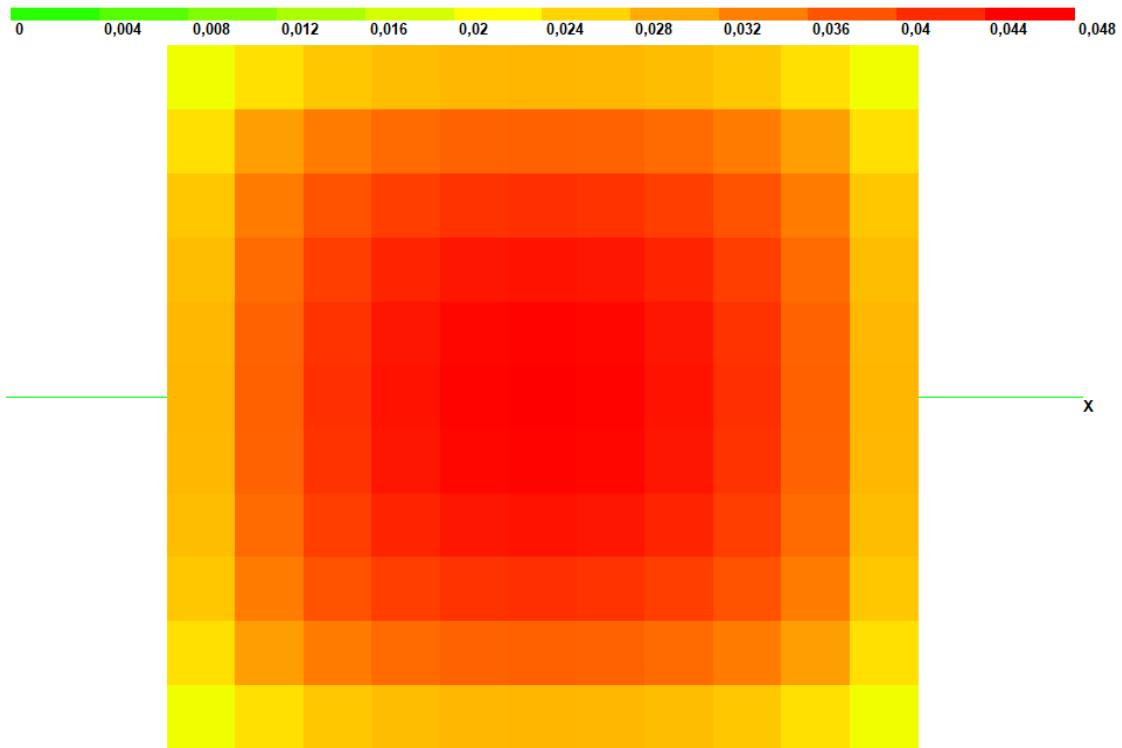


Рис. 6.4 Изополя вертикальных деформаций дна котлована размером $B_k \times L_k = 60 \times 60\text{м}$ при глубине $D_k= 6\text{м}$ (ПО DesCon)

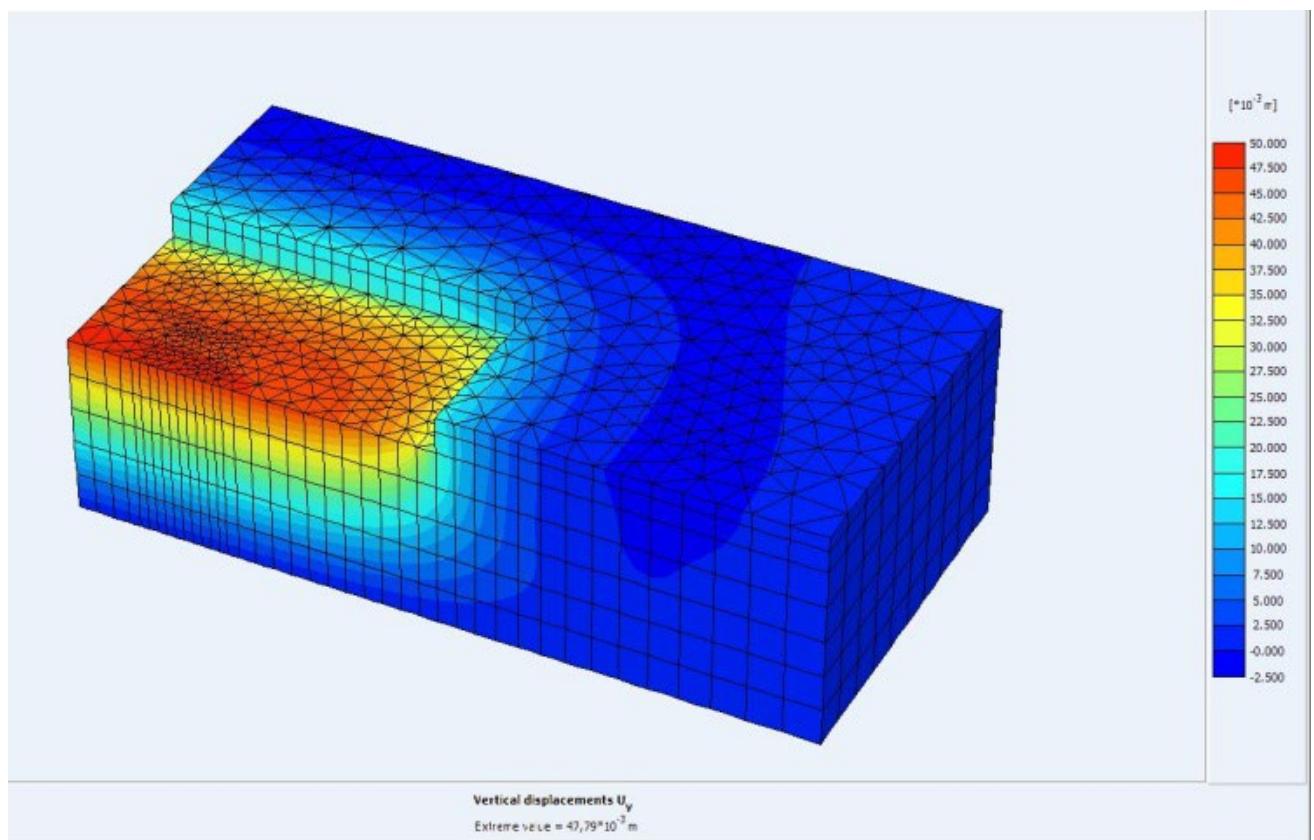


Рис. 6.5 Изополя вертикальных деформаций дна котлована размером $B_k \times L_k = 60 \times 120\text{м}$ при глубине $D_k= 6\text{м}$ (ПК Plaxis 3D)

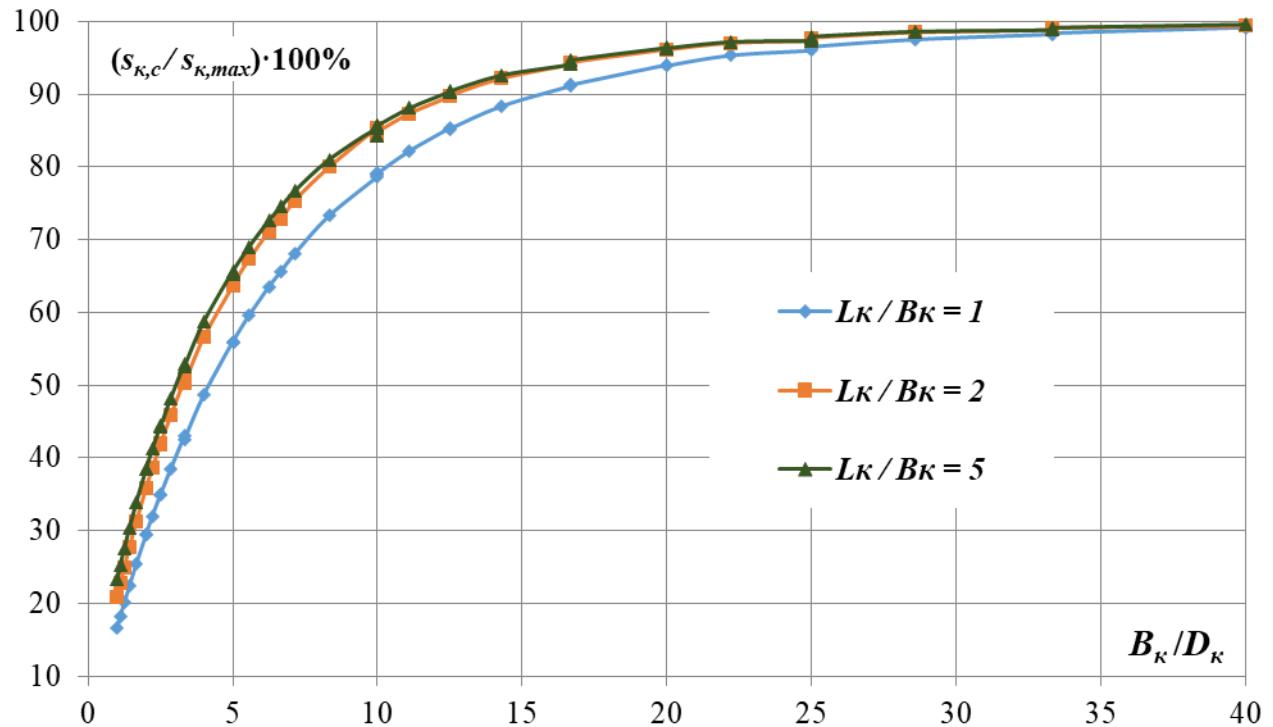


Рис. 6.6 Отношение вертикальной деформации в центре котлована к ее максимальному значению в зависимости от относительной ширины котлована

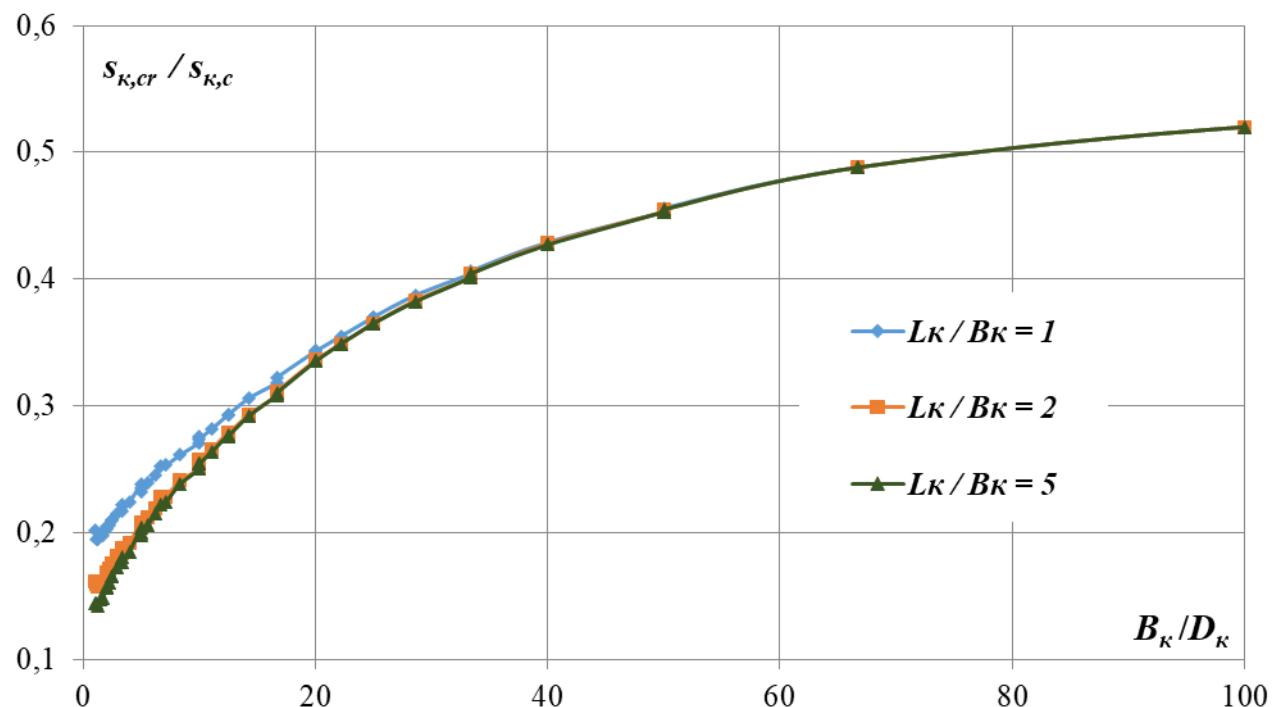


Рис. 6.7 Отношение вертикальных деформаций угловой точки и центральной точки в зависимости от относительной ширины котлована

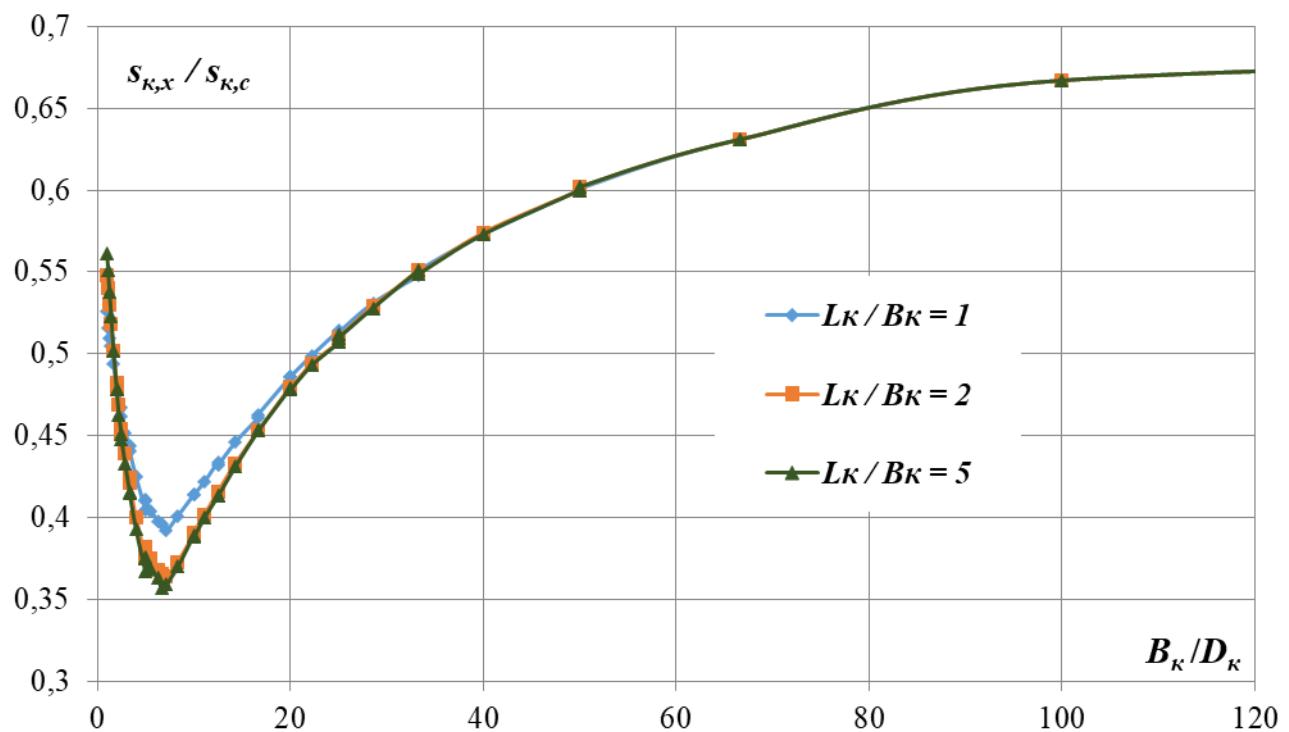


Рис. 6.8 Отношение вертикальных деформаций середины длинной стороны и центральной точки в зависимости от относительной ширины котлована

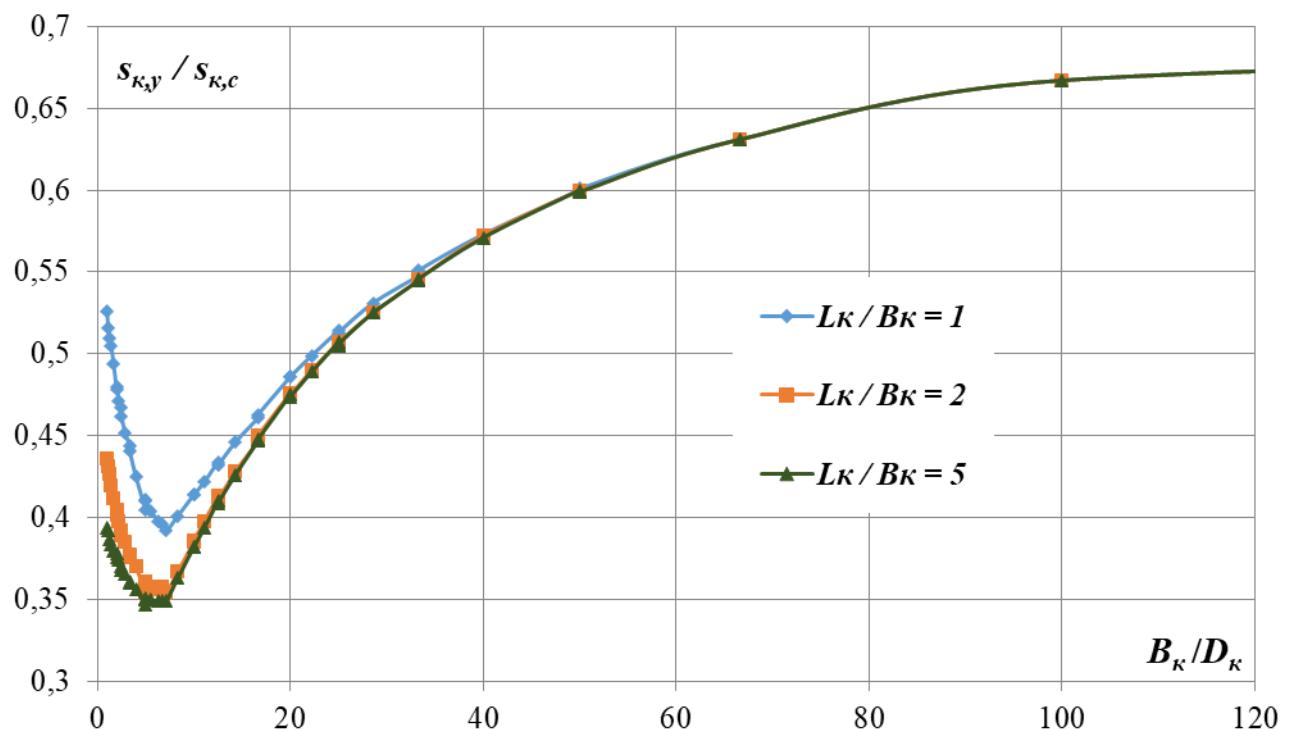


Рис. 6.9 Отношение вертикальных деформаций середины короткой стороны и центральной точки в зависимости от относительной ширины котлована

Анализ результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Глубина котлована и модуль упругой деформации грунта существенно влияют на величину дополнительных осадок, однако неравномерность осадок, вызванная разуплотнением грунта, в основном зависит от относительной ширины котлована. При этом наиболее неблагоприятные значения неравномерных осадок соответствуют относительной ширине котлована, изменяющейся в диапазоне $5 \leq B_k/D_k \leq 10$. Для указанного диапазона соотношение осадок крайней и центральной точки (при $L_k/B_k = 1$) составляет $\approx 0,4$ (см. рис. 6.8, 6.9).
2. Уменьшение относительной ширины котлована приводит к увеличению относительной неравномерности осадок, вызванных разуплотнением грунта, за счет соответствующего уменьшения расстояния между характерными точками котлована, однако при $B_k/D_k < 5$ происходит также резкое снижение абсолютной разности осадок за счет существенного уменьшения осадки центральной точки, которая может составлять $15 - 50\%$ от своего максимального значения (см. рис. 6.6).
3. Увеличение относительной ширины котлована приводит к снижению относительной неравномерности осадок, вызванных разуплотнением грунта, за счет увеличения расстояния между характерными точками котлована и уменьшения абсолютной разности осадок из-за опережающего увеличения осадок в крайних точках. При этом осадка в центральной точке практически достигает своего максимального значения при $B_k/D_k > 25$ (см. рис. 6.6), в то время как осадки в крайних и угловых точках продолжают увеличиваться вплоть до $B_k/D_k = 100$ (см. рис. 6.7 – 6.9).
4. При относительной ширине котлована $B_k/D_k < 10$ на соотношение осадок в характерных точках, также существенное влияние оказывает отношение сторон котлована и угол наклона его откосов.
5. С учетом вышеизложенного коэффициент соотношения осадок крайней и центральной точек в формуле 2.21 допускается принимать с запасом ($k_b = 0,4$), либо по рис. 6.8 – 6.9 в зависимости от относительных размеров котлована.

6.3. Нелинейные осадки фундамента

Предложенная в п. 2.2.3 методика определения нелинейных осадок фундаментов мелкого заложения использована при анализе результатов экспериментальных исследований несущей способности и деформативности основания из плотного мелкозернистого песка под подошвой жесткого штампа (фрагмента ленточного фундамента) с шириной 0,16 м. Расчетные характеристики грунта: $\gamma_{sat}=19,9 \text{ кН}/\text{м}^3$; $\gamma_{unsat}=16,18 \text{ кН}/\text{м}^3$; $\nu=0,3$; $C=15 \text{ кПа}$; $\varphi=33^\circ$; $E=42 \text{ МПа}$.

Для этих условий нагрузка, соответствующая начальному критическому давлению, составила 33,7 кН, а нагрузка, соответствующая предельному критическому давлению, составила 97,8 кН.

Также, для сравнения, были выполнены расчеты с использованием формул, предложенных Малышевым М.В. (1.3) и Клепиковым С.Н. (1.2), и МКЭ с использованием модели Кулона-Мора. Результаты представлены на рис. 6.10.

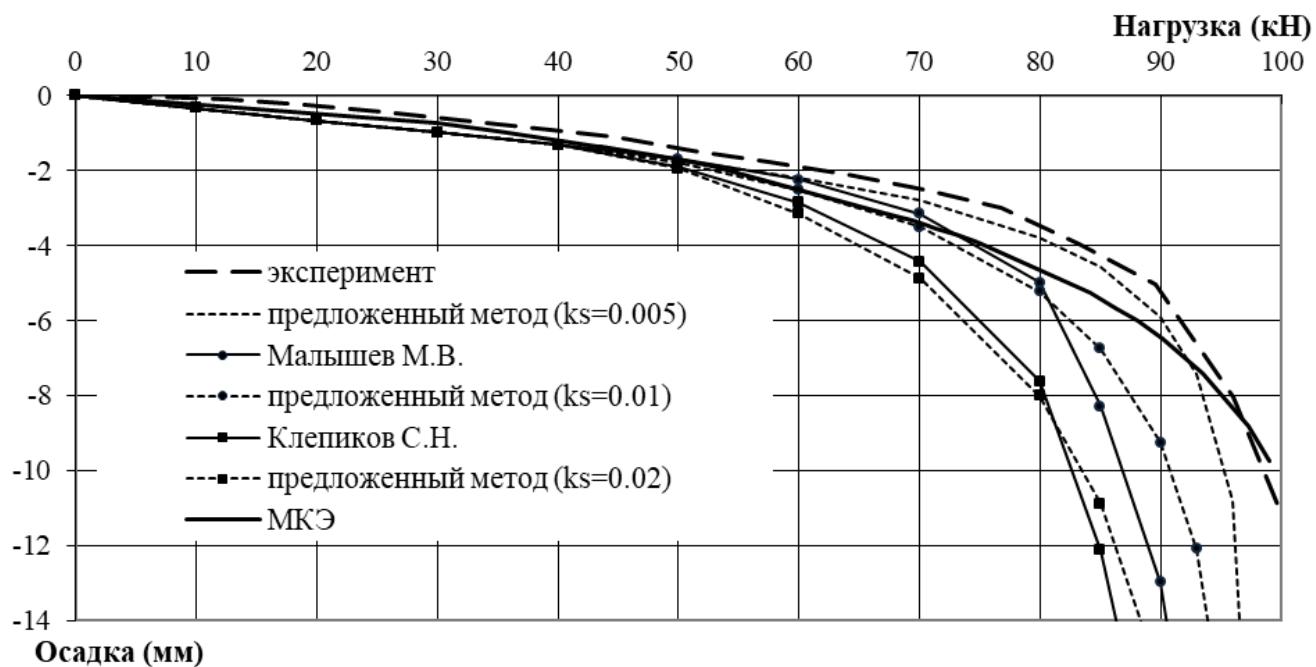


Рис. 6.10 Сравнение прогнозируемых и измеренных осадок

Анализ полученных результатов позволяет сделать выводы:

- применение методов, предложенных Малышевым М.В. и Клепиковым С.Н., дает значительный запас в определении нелинейных осадок, который существенно возрастает по мере увеличения нагрузки;

- наилучшую сходимость результатов с экспериментальными данными показал метод конечных элементов и предлагаемый метод с коэффициентом k_s , определяемым по формуле (2.39);
- предлагаемый метод позволяет определять нелинейные осадки фундамента во всем диапазоне давлений вплоть до исчерпания несущей способности основания с учетом неоднородности грунтового массива по глубине, в том числе при наличии слабых подстилающих слоев грунта;
- зависимость коэффициента жесткости основания от давления, определенная с учетом нелинейных осадок по предложенному методу, имеет более плавный переход при смене фаз работы грунта по сравнению с формулами Клепикова С.Н. и Малышева М.В. рис. 6.11.

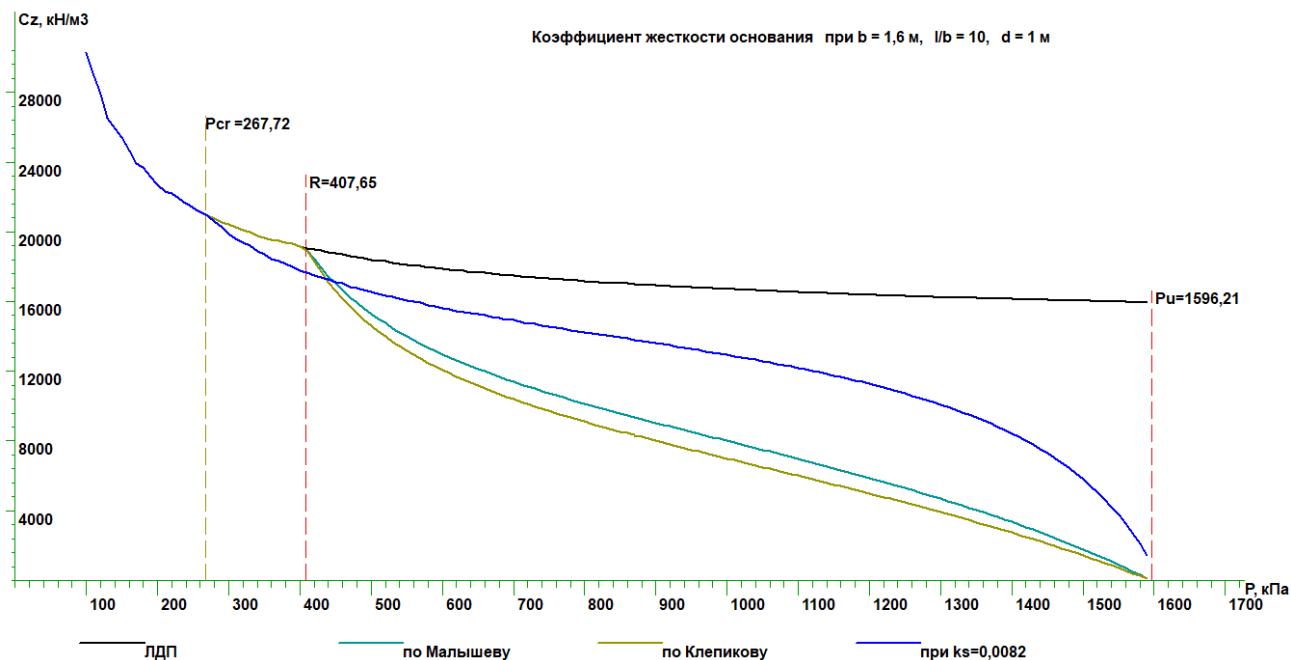


Рис. 6.11 Зависимость коэффициента жесткости основания от давления

6.4. Просадочные грунты

6.4.1. Исследование необходимости учета просадок от собственного веса грунта на просадочных грунтах I типа

Необходимость данного исследования обусловлена тем, что на данный момент до сих пор нет единого мнения, как следует учитывать просадку от собственного веса грунта, если ее величина не превышает 5 см.

Исследования выполнены на примере четырехэтажного бескаркасного здания Т-образной формы с размерами в осях $\approx 25 \times 50$ м. Так как здание проектируется в сложных инженерно-геологических условиях для снижения дополнительных усилий в конструкциях от неравномерных деформаций основания, здание разделено деформационными швами на четыре секции простой (прямоугольной) формы с размерами не более 20 м.

При небольших размерах каждой секции в плане, неравномерность деформаций основания, вызванная просадками, как от внешней нагрузки, так и от собственного веса грунта, вполне может быть воспринята конструктивными мерами защиты (фундаментным, цокольным и поэтажными замкнутыми железобетонными поясами).

Основанием фундаментов на глубину до 8 м ниже подошвы является просадочный грунт. Несмотря на большую мощность просадочного грунта по своим характеристикам он относится к слабопросадочным и просадка от собственного веса составляет $\approx 4,8$ см, то есть грунтовые условия по просадочности I типа (рис 6.12).

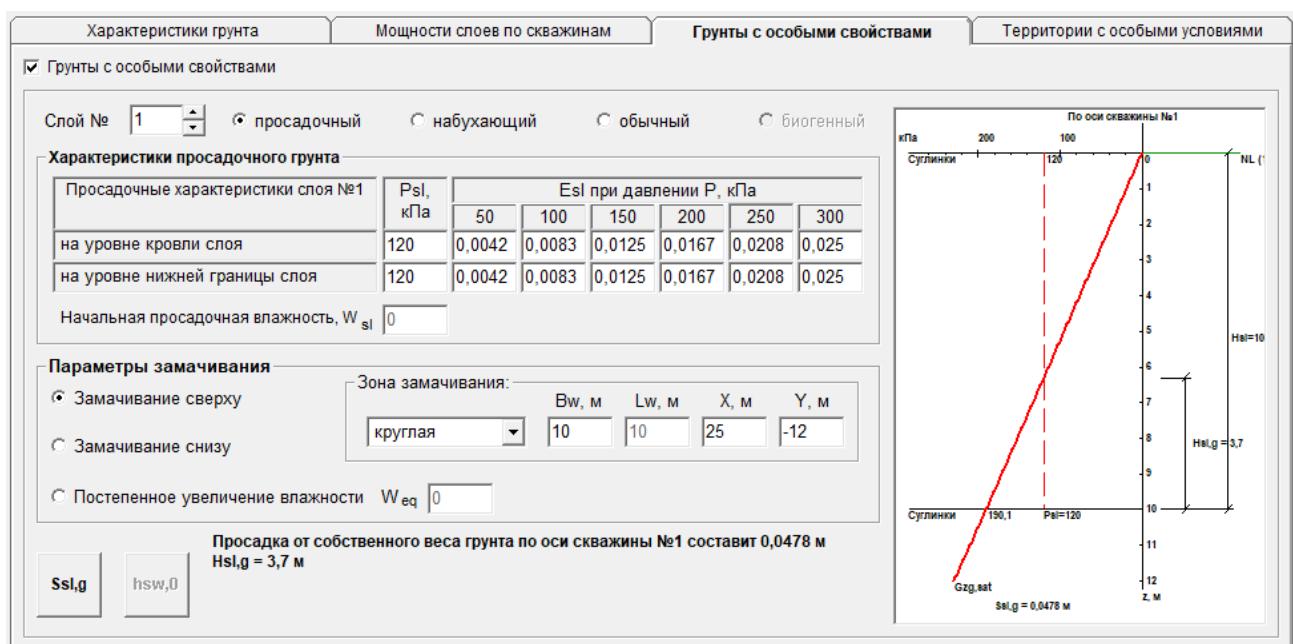


Рис. 6.12 Просадочные характеристики и схема для определения просадки от собственного веса

Грунтовые воды на разведенную глубину отсутствуют, поэтому рассматривается возможность замачивания просадочного грунта сверху. При этом

рассмотрено несколько наиболее неблагоприятных мест расположения источника замачивания с различными размерами.

Как уже указывалось в п. 2.3.1.2, просадка от собственного веса грунта полностью реализуется только при большой площади замачивания, когда ширина замачивания не менее толщины просадочного слоя грунта ($B_w \geq H_{sl}$). Это связано с особенностями формирования обводненной зоны в просадочном грунте.

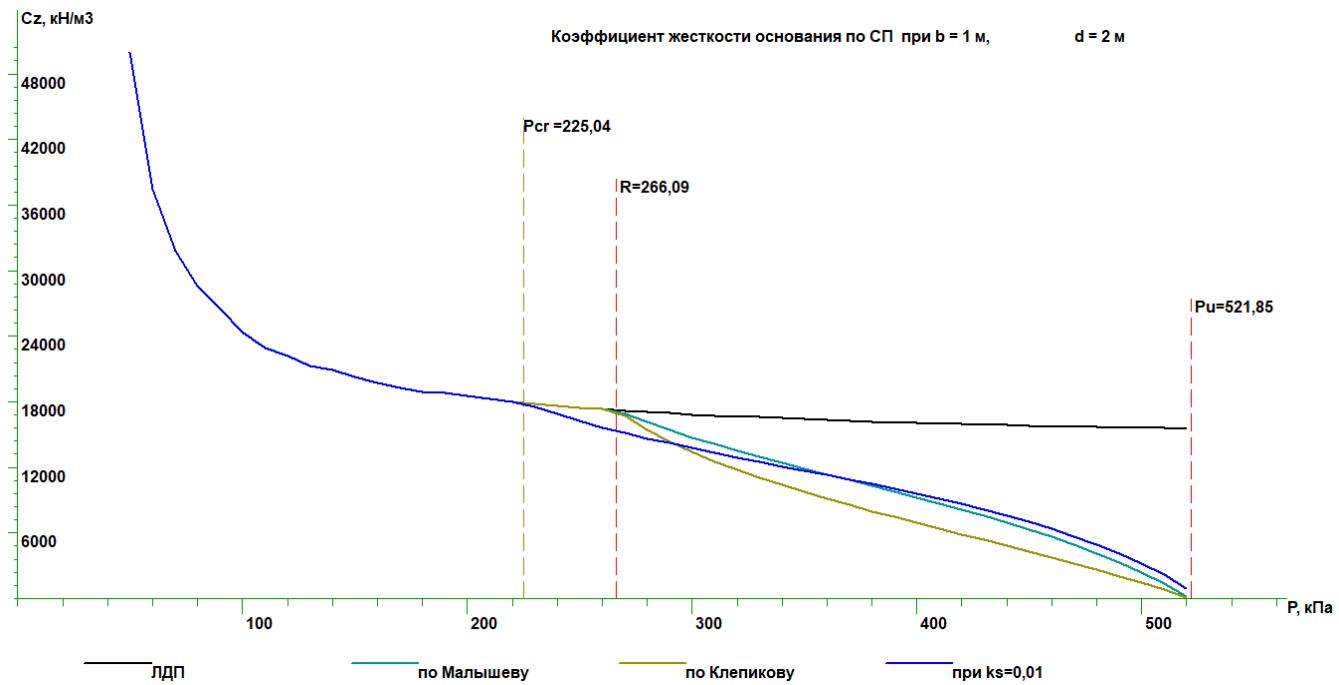
Очевидно, что при замачивании большой площади среднее значение просадочных деформаций увеличивается, но при этом снижается их неравномерность (см. п. 3.1.1.1.5).

При помощи ПО «Descon BF» были определены схемы деформирования основания при различных размерах и местоположении источника замачивания, а также зависимость коэффициента жесткости основания от давления в центре просадочной воронки и за ее пределами (рис. 6.13).

Часть результатов при расположении источника замачивания в центре здания представлена на рис. 6.14.

Здесь следует отметить, что уже учет различной нагруженности фундаментов и их взаимного влияния приводит к определенным неравномерностям осадок (рис. 6.14). В этом случае наиболее неблагоприятным местоположением источника замачивания является место, при котором неравномерность осадок от основного сочетания нагрузок усугубляется просадками. Для рассматриваемого бескаркасного здания таким местом является его центральная часть, в которой повышенные осадки обусловлены взаимным влиянием смежных фундаментов секций.

а)



б)

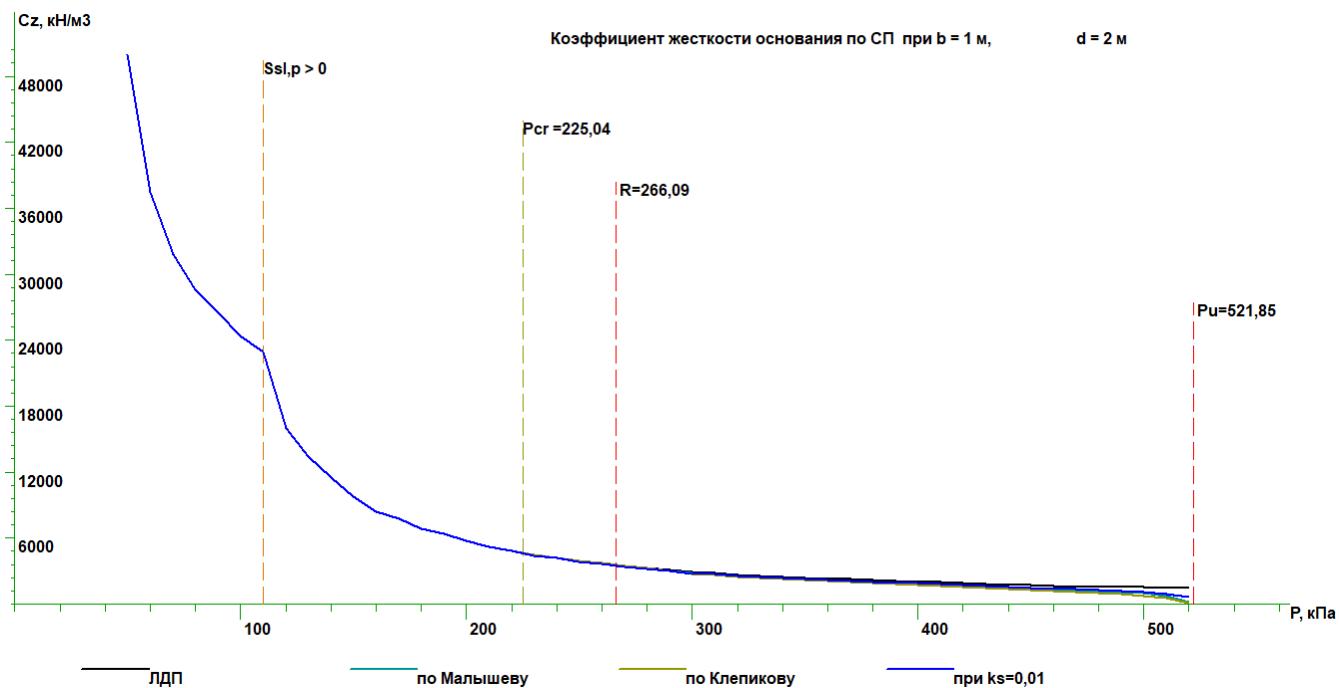
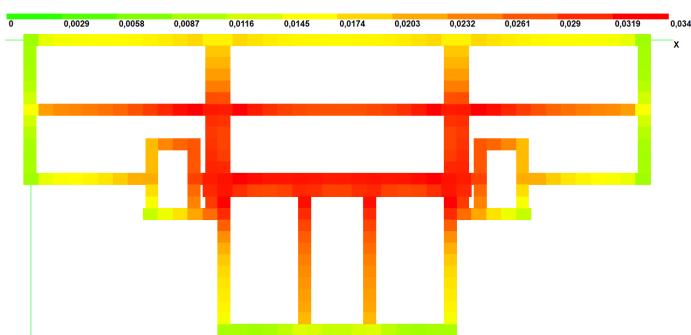


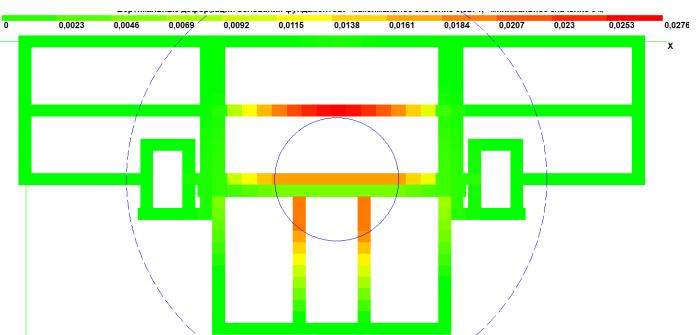
Рис. 6.13 Зависимость коэффициента жесткости основания от давления:
а – за пределами просадочной воронки; б – в центре просадочной воронки

при $B_w = 10 \text{ м}$

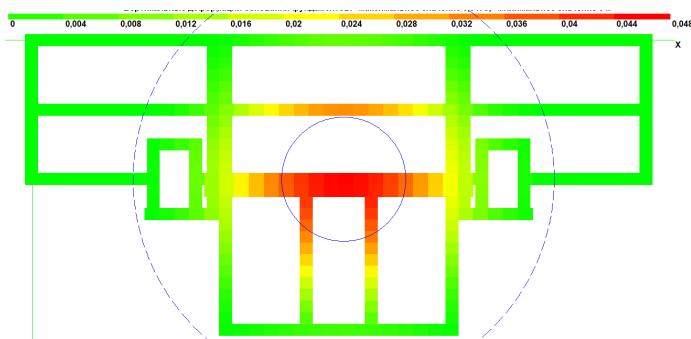
осадка



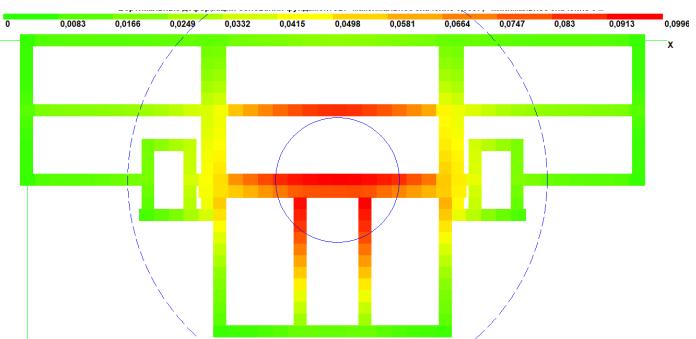
просадка от внешней нагрузки $s_{sl,p}$



просадка от собственного веса $s_{sl,g}$

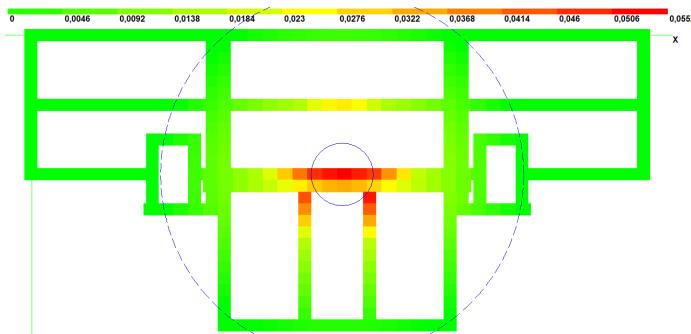


осадка + просадка

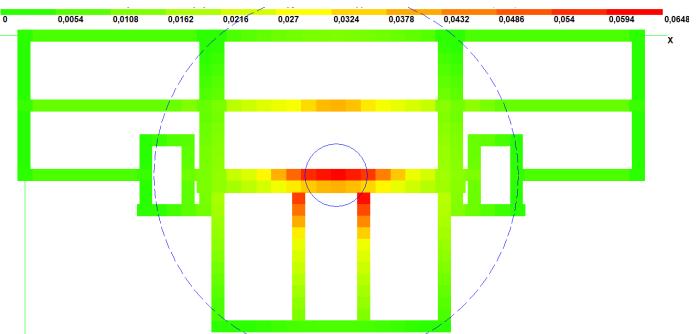


при $B_w = 5 \text{ м}$

просадка $S_{sl} = S_{sl,p} + S_{sl,g}$

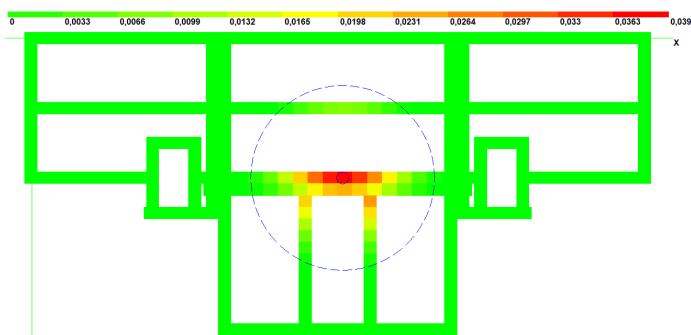


осадка + просадка



при $B_w = 1 \text{ м}$

просадка $S_{sl} = S_{sl,p} + S_{sl,g}$



осадка + просадка

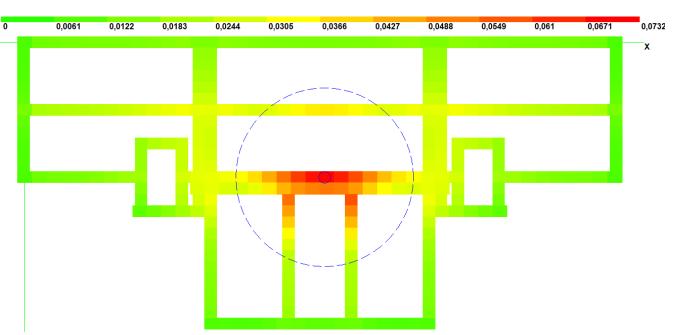


Рис. 6.14 Изополя вертикальных деформаций основания фундаментов
(без учета жесткости здания)

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Наиболее неблагоприятным месторасположением просадочной воронки является место наибольшего прогиба здания от нагрузок основного сочетания.
2. При увеличении размеров площади замачивания средняя вертикальная деформация основания увеличивается, но относительная неравномерность деформаций основания уменьшается. Так как максимальные усилия в конструкциях здания возникают при наибольшей неравномерности вертикальных деформаций основания, то более неблагоприятными для бескаркасного здания будут минимальные размеры площади замачивания.
3. Наибольшая неравномерность вертикальных деформаций основания в грунтовых условиях I типа по просадочности может возникнуть:
 - при толщине просадочного грунта не превышающей удвоенную толщину верхней зоны просадки ($H_{sl} \leq 2 \cdot h_{sl,p}$) от просадок, как от внешней нагрузки, так и от собственного веса грунта. В этом случае обводненная зона принимается в виде эллипса с максимальным радиусом на уровне нижней границы верхней зоны просадки $h_{sl,p}$. При этом просадка от собственного веса грунта реализуется лишь частично, то есть становится существенно меньше 5 см, поэтому способ ее учета не оказывает существенного влияния на усилия в конструкциях здания.
 - при $H_{sl} > 2 \cdot h_{sl,p}$ только либо от просадок от внешней нагрузки либо от просадок от собственного веса грунта. При этом более неблагоприятную схему неравномерных просадочных деформаций можно определить, пользуясь условным радиусом кривизны, определенным по формулам 3.4 и 3.5.

При $H_{sl} > 2 \cdot h_{sl,p}$ неравномерность деформаций, вызванная просадками от собственного веса грунта, будет более неблагоприятной, только если просадка от собственного веса грунта превышает просадку от внешней нагрузки более чем в 16 раз ($s_{sl,p} < s_{sl,g} / 16$). То есть для бескаркасных зданий в грунтовых условиях I типа учет неравномерных деформаций основания, вызванных просадками от собственного веса грунта, целесообразен только при $H_{sl} \leq 2 \cdot h_{sl,p}$ либо при просадках от внешней нагрузки близких к 0. В остальных случаях просадку от собственного веса грунта можно вообще не учитывать.

6.5. Набухающие грунты

6.5.1. Распределение дополнительных напряжений от собственного веса неувлажненной части грунтового массива

Для проверки предложенной схемы распределения дополнительных напряжений от собственного веса неувлажненной части грунтового массива и формирования бугра набухания (см. п.2.3.3 и п. 3.5.2.1) выполнены численные исследования в ПК Plaxis 2d при различной относительной глубине набухающего слоя грунта. При этом глубина z принималась постоянной, а размер обводненной зоны изменялся.

В качестве модели грунтового основания использовалась упруго-пластическая модель Кулона-Мора.

Набухание моделировалось вынужденными перемещениями, прикладываемыми к верхней границе набухающего слоя в пределах обводненной зоны и равными величине набухания.

Часть полученных результатов приведена на рис. 6.15 - 6.18.

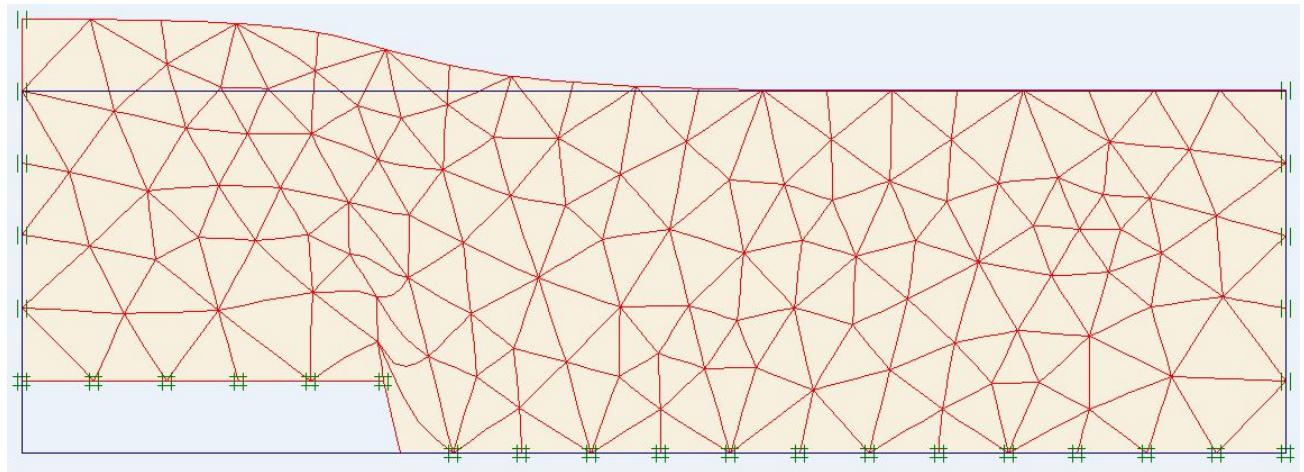
Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Характер распределения вертикальных напряжений в обводненном набухающем грунте подтвердил выдвинутую автором гипотезу (см. п 2.3.3) о распределении в горизонтальном сечении дополнительных напряжений от неувлажненной части грунтового массива в виде близком к линейным треугольным эпюрам, с пиковыми значениями на границе обводненной зоны (рис. 6.15 б, 6.16 б).

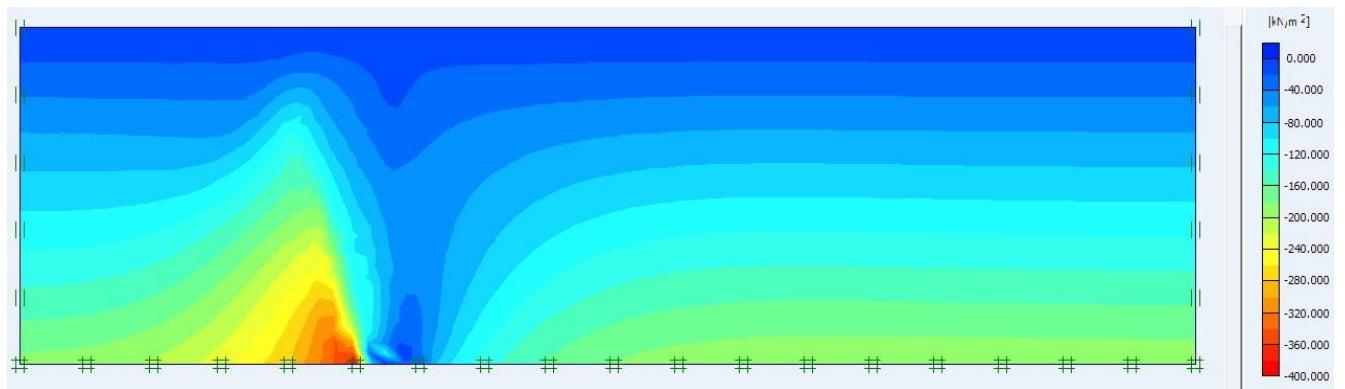
2. При увеличении относительной глубины набухающего слоя происходит наложение эпюр дополнительных напряжений, друг на друга, в результате чего они суммируются (рис. 6.17 б, 6.18 б).

3. Форма бугра набухания, полученная в результате численных исследований, качественно соответствует описаниям в п. 3.5.2.1.

а)



б)



в)

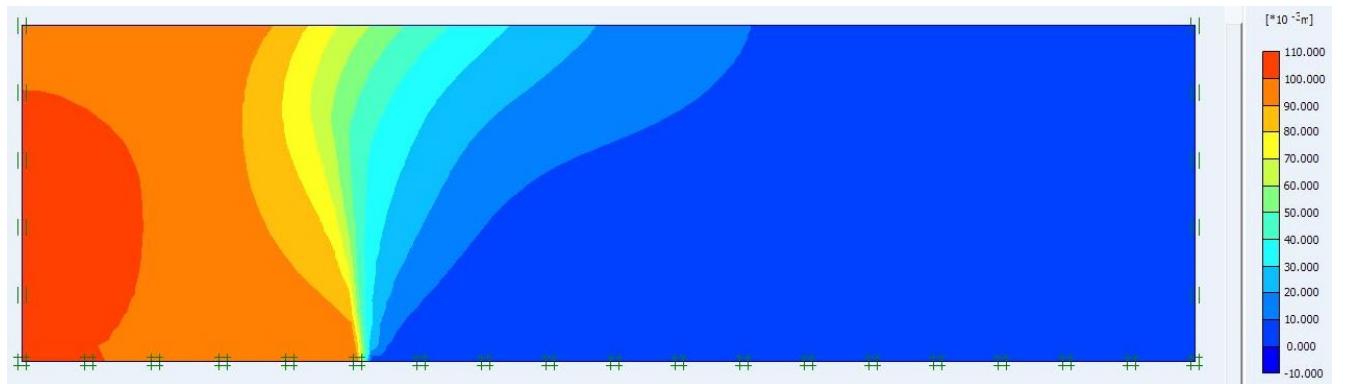
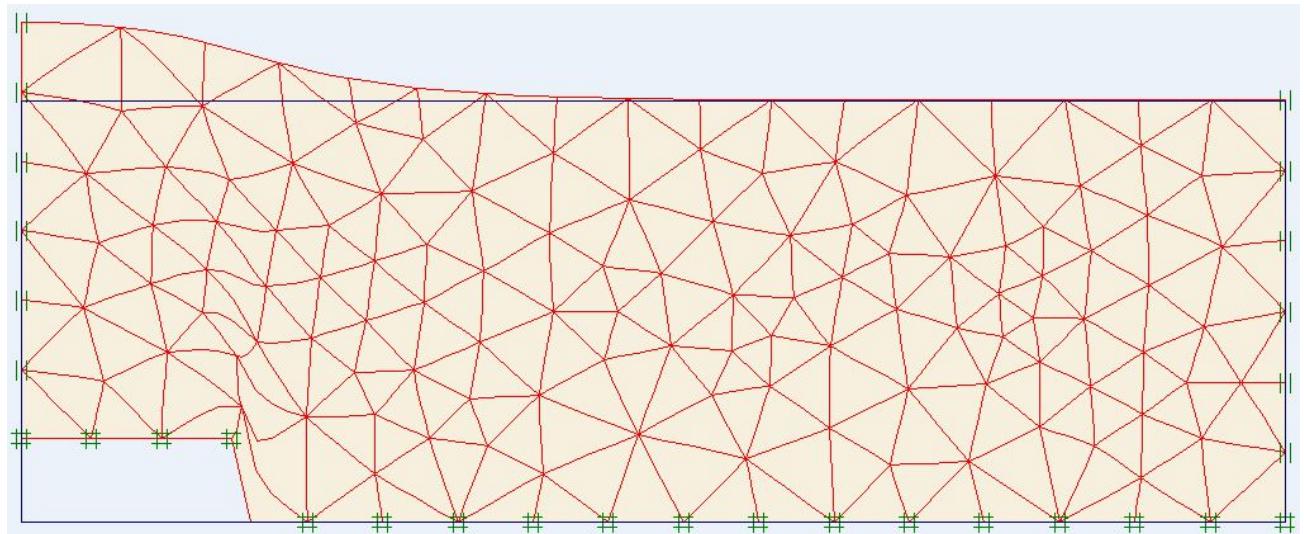
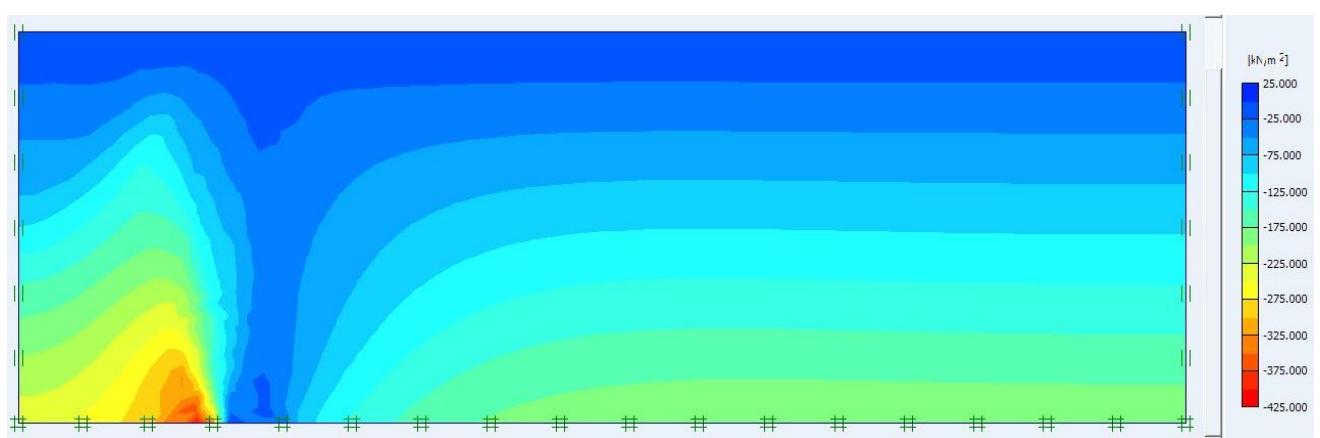


Рис. 6.15 Набухание при $z/B_w = 0.5$: а – деформации поверхности; б – изополя вертикальных напряжений; в – изополя перемещений

а)



б)



в)

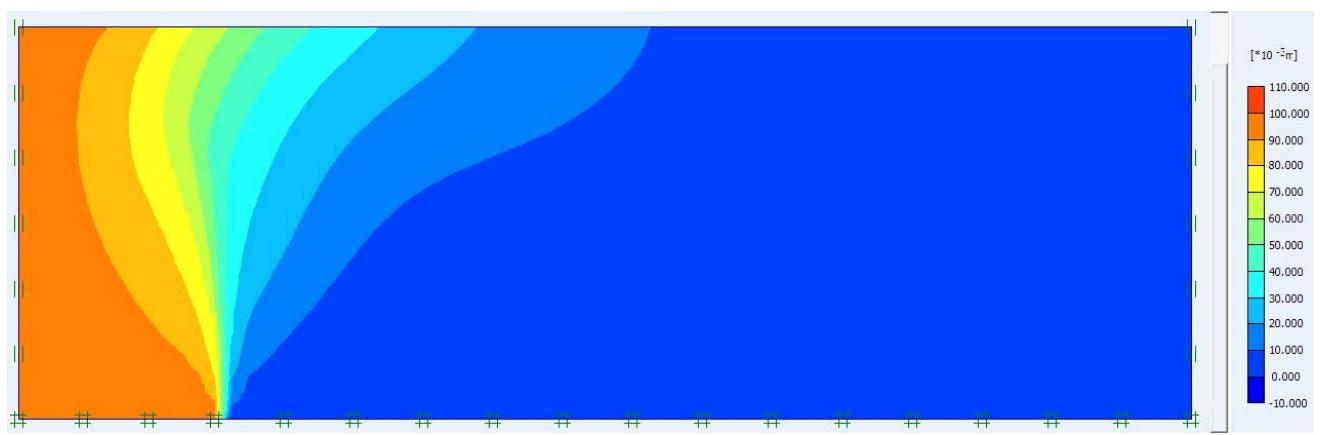
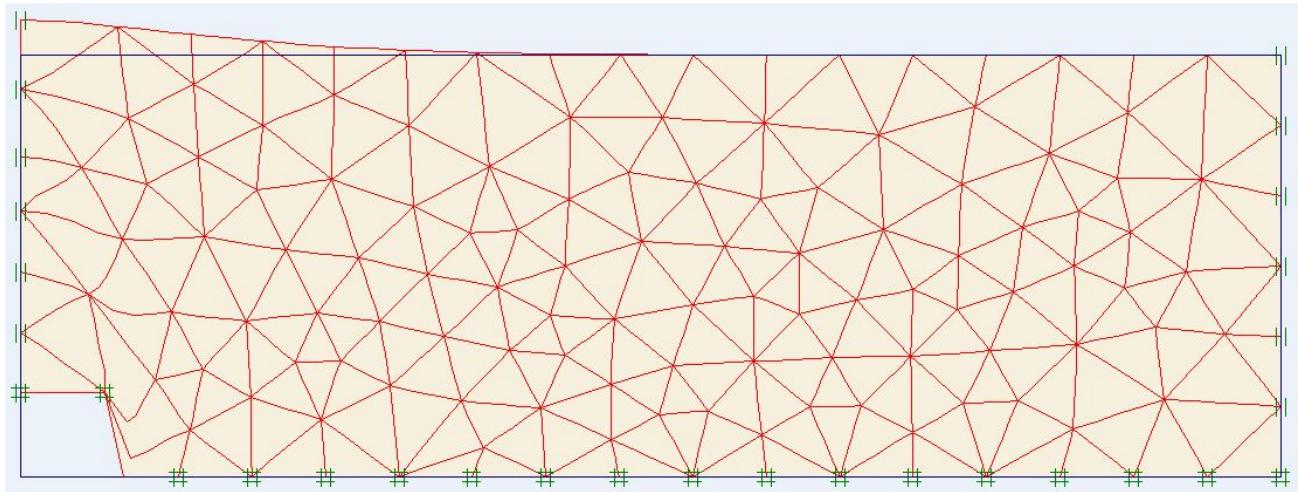
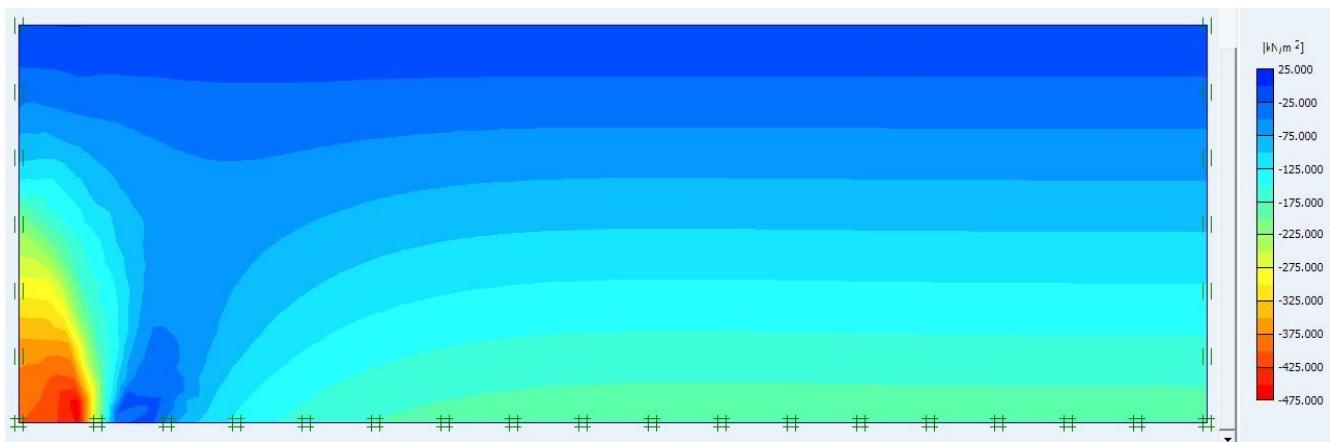


Рис. 6.16 Набухание при $z/B_w = 1$: а – деформации поверхности; б – изополя вертикальных напряжений; в – изополя перемещений

а)



б)



в)

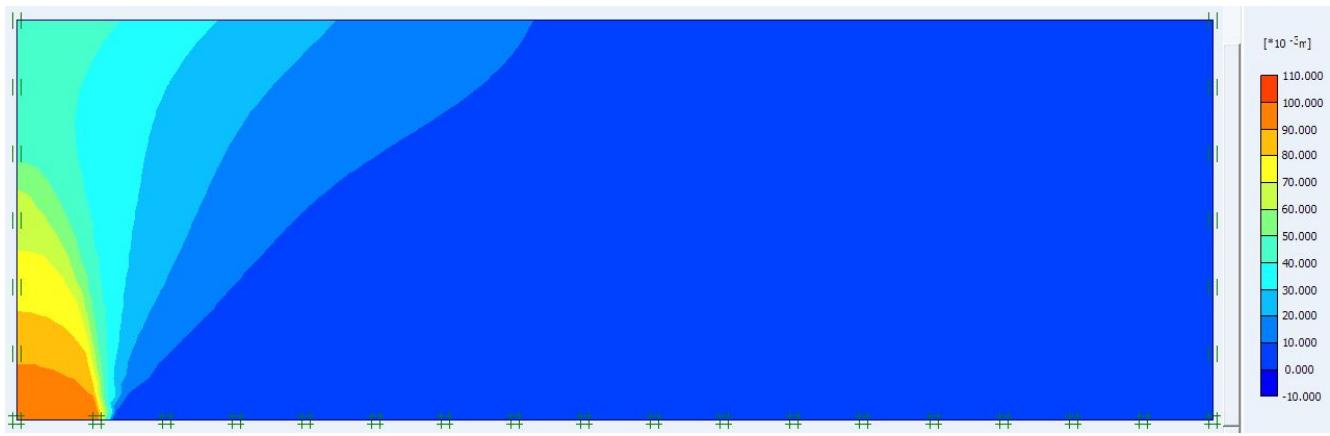
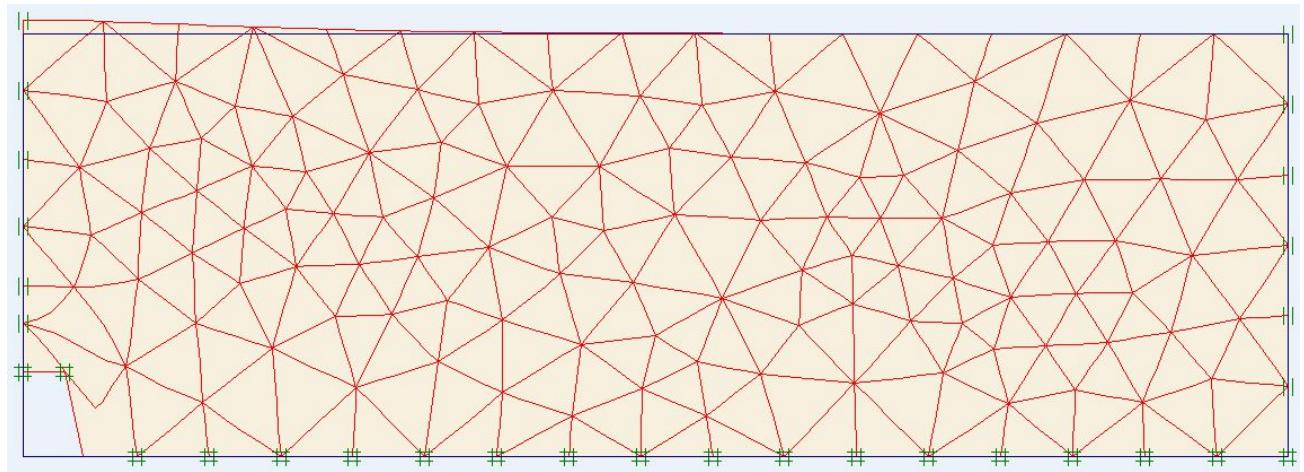


Рис. 6.17 Набухание при $z/B_w = 2,5$: а – деформации поверхности; б – изополя вертикальных напряжений; в – изополя перемещений

а)



б)

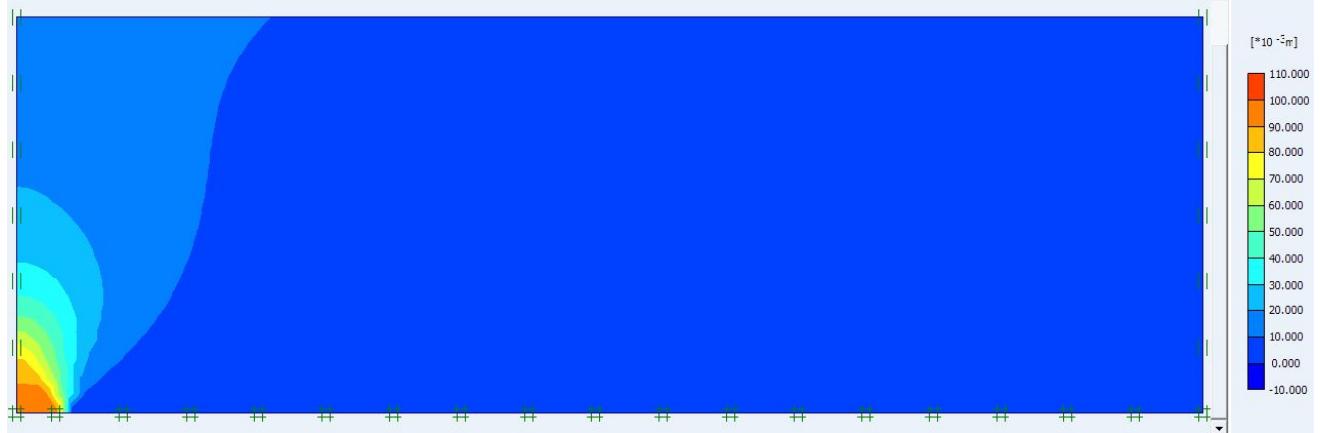


Рис. 6.18 Набухание при $z/B_w = 5$: а – деформации поверхности; б – изополя вертикальных напряжений; в – изополя перемещений

6.5.2. Зависимость величины подъема поверхности при набухании грунта от размеров и формы площади замачивания

Величина подъема поверхности от набухания грунта определялась в соответствии с предложенным алгоритмом (см. п. 3.5.2.1) и в соответствии с действующими нормативными документами [3, 187] для различных параметров зоны замачивания, мощности и характеристик набухающего грунта.

Полученные зависимости подъема поверхности для центра площади замачивания от относительных размеров площади замачивания при постоянной мощности слоя набухающего грунта ($H_{sw}=10$ м) приведены на рис. 6.19.

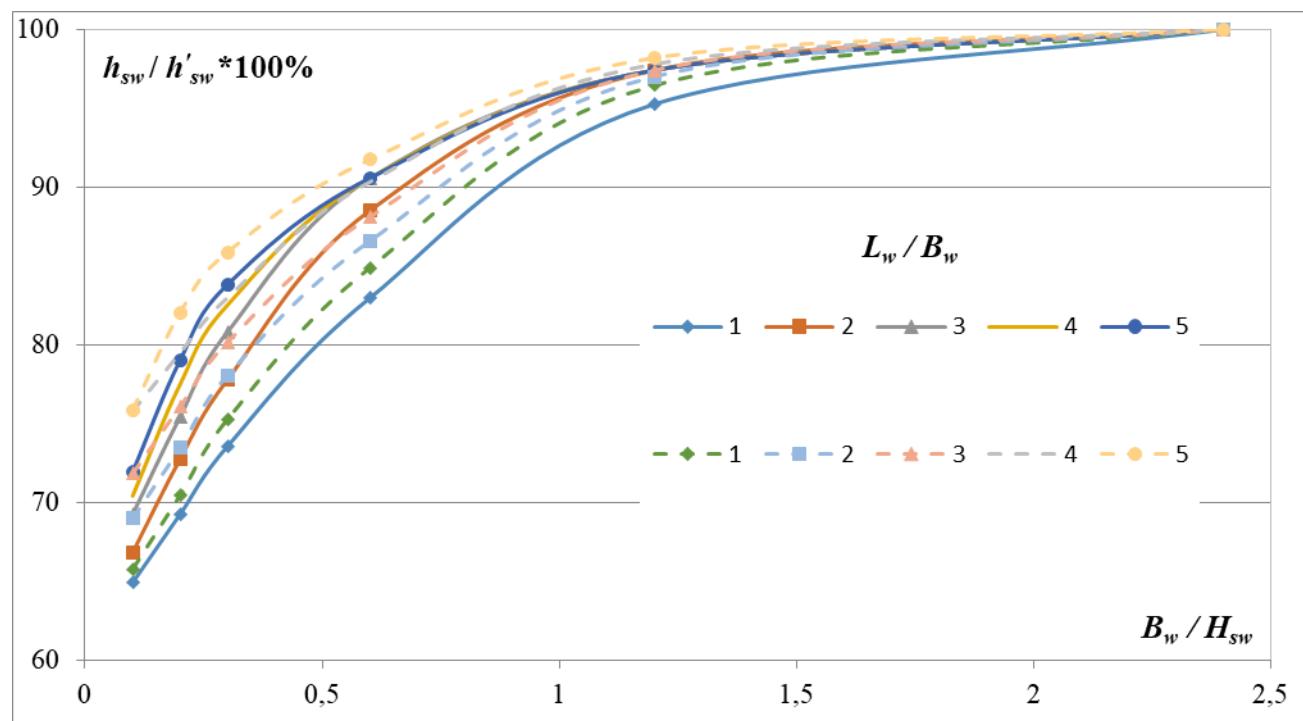


Рис. 6.19 Зависимость величины подъема поверхности в центре площади замачивания от относительных размеров площади замачивания (сплошные линии по предложенному автором алгоритму, пунктирные линии - по действующим нормативным документам), h'_{sw} – подъем поверхности, соответствующий замачиванию на значительной площади, например при подъеме УПВ

Следует отметить, что при изменении мощности набухающего грунта качественно зависимости не меняются, однако возможно изменение количественных значений относительного подъема поверхности (при увеличении мощности в меньшую сторону и наоборот).

6.5.3. Влияние способа моделирования неравномерных деформаций основания, вызванных набуханием грунта, на НДС конструкций ЗиС

Расчет системы «ОФС» выполнялся методом КЭ. Моделирование основания выполнялось контактной моделью в соответствии с п. 3.1.1. При этом рассматривались:

- два способа моделирования воздействий на здание от набухания грунта: в виде вынужденных перемещений основания и в виде дополнительных «эквивалентных» нагрузок в соответствии с п. 3.5.2.1;
- две основные схемы неравномерных деформаций основания, вызванных различным расположением источника замачивания: выгиб здания при расположении источника замачивания под центром здания и прогиб здания при расположении источника замачивания в углу (торце) здания.

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие основные выводы:

- с увеличением площади замачивания величина подъема незагруженной поверхности увеличивается и достигает своего максимального значения при ширине площади замачивания приблизительно в два раза превышающей толщину зоны набухания. При этом, после того, как ширина площади замачивания превысит толщину зоны набухания, происходит снижение неравномерных деформаций основания, вызванных набуханием грунта, и соответственно дополнительных усилий в конструктивных элементах ЗиС;
- при моделировании набухания эквивалентной нагрузкой максимальная величина эквивалентной нагрузки не зависит от площади замачивания. Увеличение площади замачивания приводит только к увеличению площади эквивалентной нагрузки и соответственно также снижает неравномерность деформаций основания;
- так как учет распределительной способности грунта, как правило, приводит к прогибу здания, то в этом случае расположение источника замачивания под углом (торцом) здания приводит к увеличению неравномерных деформаций основания, а расположение источника замачивания в центре наоборот снижает

неравномерность деформаций. Особенно это заметно при ширине замачивания сопоставимой с размерами здания;

- при моделировании воздействий от набухания грунта вынужденными перемещениями основания вертикальные деформации основания и дополнительные усилия в конструкциях объекта существенно больше, чем при моделировании набухания дополнительной «эквивалентной нагрузкой»;

- при расчете зданий на набухающих грунтах неравномерные деформации основания, вызванные набуханием, следует моделировать, вынужденными перемещениями. Моделирование эквивалентной нагрузкой можно применять в случаях, когда давление по подошве фундаментов превышает давление набухания и подъем основания соответственно отсутствует.

6.6.1. Влияние изменения жесткостных характеристик элементов системы «ОФС» на ее НДС

6.6.1.1. Влияние жесткости основания на усилия в конструкциях

Исследование распределения дополнительных усилий в элементах системы «ОФС» от вынужденных перемещений земной поверхности при различных значениях податливости основания выполнялось на примере двухэтажного каркасного здания рамно-связевого типа, выполненного из железобетонных конструкций [464].

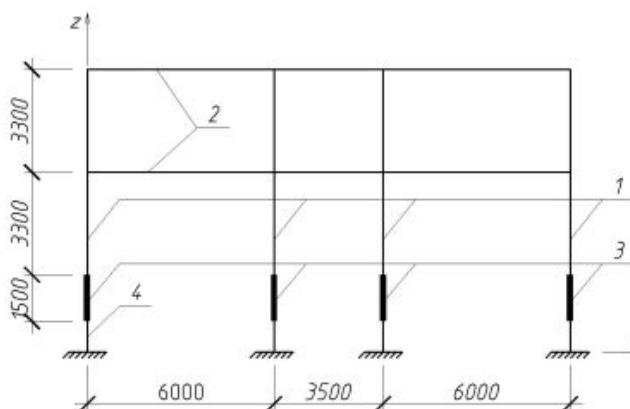


Рис. 6.20 Расчетная схема рамы

- 1 – колонны;
- 2 – ригель;
- 3 – фундамент;
- 4 – стержень, моделирующий основание

Основание моделировалось стержневыми конечными элементами с жесткостными характеристиками (Ef , EI , GF), зависящими от коэффициента жесткости основания, в соответствии с п. 3.1.1.3. При этом коэффициент жесткости основания C_z варьировался на нескольких уровнях: 2000 кН/м³; 5000 кН/м³; 10000 кН/м³. Жесткостные характеристики сечения стержней, моделирующих конструкции здания, принимались в соответствии с [142, 129]. Расчеты выполнялись при помощи программного комплекса ЛИРА-САПР 2013 [402] на основное сочетание нагрузок (постоянная + временная + ветер слева) и особое сочетание нагрузок (воздействие подработки). Воздействие подработки в расчетной схеме учитывалось вынужденными перемещениями опорных узлов стержней, моделирующих основание, в соответствии с п. 3.5.5.

В особом сочетании нагрузок воздействие горизонтальных деформаций земной поверхности и кривизны земной поверхности учитывались раздельно. Горизонтальные деформации земной поверхности учитывались горизонтальным смещением опорных узлов стержней, моделирующих основание. Кривизна земной поверхности учитывалась соответствующим вертикальным смещением и угловым поворотом опорных узлов стержней, моделирующих основание. Значения вынужденных перемещений основания фундаментов принимались для четырех групп подрабатываемых территорий (табл. 6.1) по средним значениям соответствующих деформаций для каждой группы [309].

Таблица 6.1

Вынужденные перемещения основания крайних и средних колонн для четырех групп подрабатываемых территорий

Группы подрабатываемых территорий	Вынужденные перемещения основания					
	горизонтальные перемещения, м		вертикальные перемещения, м		поворот, рад.	
	крайняя	средняя	крайняя	средняя	крайняя	средняя
I	0.0775	0.0175	0.0150	0.0008	0.00388	0.00088
II	0.0504	0.0114	0.0060	0.0003	0.00155	0.00035
III	0.0310	0.0070	0.0032	0.0002	0.00082	0.00018
IV	0.0116	0.0026	0.0015	0.0001	0.00039	0.00009

Распределение усилий (M , Q , N) в элементах каркаса определялось при различных значениях коэффициента жесткости основания. При этом наиболее неблагоприятным оказалось сочетание воздействий при попадании здания на край мульды сдвижения, т.е. сочетание кривизны выпуклости и горизонтальных деформаций растяжения.

Зависимости максимальных значений дополнительных изгибающих моментов в элементах каркаса от воздействия деформаций земной поверхности, соответствующих средним значениям для I группы подрабатываемых территорий, от коэффициента жесткости основания показаны на рис. 6.21.

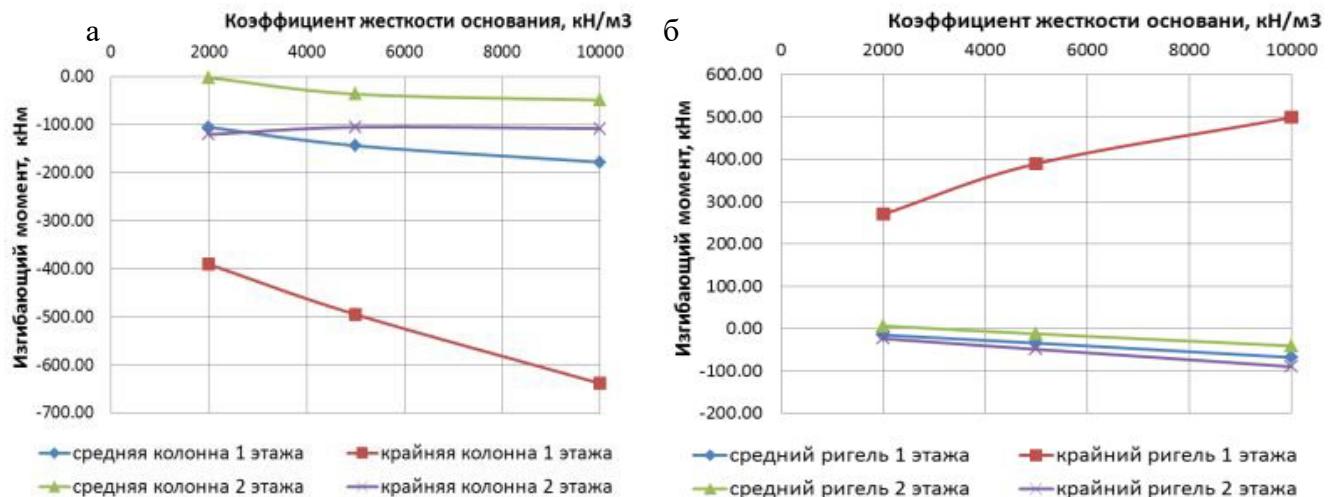


Рис. 6.21 Зависимость дополнительных изгибающих моментов от коэффициента жесткости основания: а – в колоннах; б – в ригелях

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Дополнительные усилия в элементах рамного каркаса от воздействия подработки могут существенно превышать усилия, вызванные основным сочетанием нагрузок.
2. Максимальные дополнительные усилия от воздействия подработки, как правило, возникают в основном от действия горизонтальных деформаций земной поверхности. При этом максимальные дополнительные изгибающие моменты и поперечные силы возникают в наиболее удаленных от центра здания (крайних) колоннах и ригелях первого этажа. Максимальные дополнительные продольные силы в средних ригелях нижних этажей.

3. Увеличение податливости основания позволяет существенно снизить максимальные дополнительные усилия в конструкциях. В некоторых случаях почти в два раза, то есть, по сути, уменьшить вредное воздействие подработки до средних значений более легкой группы подрабатываемых территорий.

4. Учет нелинейного деформирования грунтов основания и конструкций каркаса позволяет более точно определять усилия, возникающие в элементах рамного каркаса. При этом пониженные значения дополнительных усилий позволяют применять более экономичные решения конструкций.

5. Мероприятия по увеличению податливости основания можно применять в сочетании с мероприятиями по повышению жесткости конструкций здания либо дополнительными конструктивными элементами, позволяющими воспринимать усилия от подработки, например, в сочетании со связями распорками.

6. Увеличение податливости основания целесообразно осуществлять применением саморегулирующихся фундаментов [435] с ограничением их осадки предельно допустимой величиной. При этом существенное снижение жесткости основания может происходить за счет образования под подошвой саморегулирующихся фундаментов временных, локальных зон сдвигов (выпора) грунта. Соответственно коэффициент жесткости основания требуется определять с учетом нелинейных деформаций грунта [18, 416, 415, 417].

7. Для снижения дополнительных усилий в конструктивных элементах здания от вынужденных перемещений основания возможно также применение различных видов регулируемых фундаментов, позволяющих исправлять положение колонны по вертикали [175, 322, 182, 181]. В этом случае регулирование высоты фундамента в конечно элементной расчетной схеме можно выполнить путем задания соответствующих температурных деформаций вдоль стержня, моделирующего фундамент.

6.6.1.2. Снижение дополнительных усилий в конструкциях путем снижения жесткости основания

В качестве объекта исследования рассмотрим строящееся здание водоотливного комплекса шахты им. Ленина, г. Горловка. По данным инженерно-

геологических изысканий, выполненных институтом «Донгипрошахт», основанием фундаментов, является полускальный грунт (песчаник маловлажный сильно выветрелый, неоднородный с плотностью $\rho=2.33 \text{ г}/\text{см}^3$, пределом прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии $R_c=3 \text{ МПа}$ и модулем деформации $E=40 \text{ МПа}$). При устройстве котлована под здание водоотливного комплекса в грунтовом массиве были выявлены трещины (рис. 6.22), в результате чего площадка строительства была отнесена сначала к группе подрабатываемых территорий IVк, а затем по мере увеличения выявленных трещин к группе IIIк. В проект здания были внесены изменения, предусматривающие конструктивные меры защиты от величины уступа до 5 см (группа IVк), но после изменения группы подрабатываемой территории на более тяжелую с возможной величиной уступа 5-10 см потребовалась разработка дополнительных мероприятий.

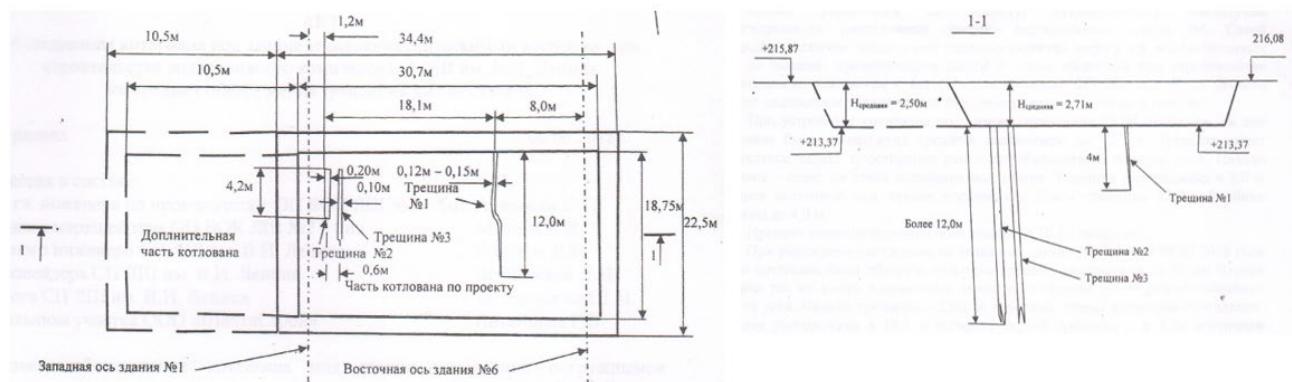


Рис. 6.22 Схема котлована под здание водоотливного комплекса шахты им. Ленина с указанием обнаруженных трещин на дне котлована

С целью определения усилий в основных несущих конструкциях объекта была разработана расчетная модель системы «здание – фундамент – основание» в ПК Лира. Расчет выполнялся методом конечных элементов. При этом конструкции фундаментов из перекрестных лент, цокольного и карнизного железобетонных поясов моделировались стержневыми элементами соответствующей жесткости. Стены из полнотелых бетонных блоков с армированием швов моделировались пластиинами с соответствующими жесткостными характеристиками и с учетом расположения проемов. Жесткость покрытия в расчете не учитывалась. Основание моделировалось стержневыми конечными элементами с шагом $\approx 1 \text{ м}$ по

длине ленточного фундамента, жесткость которых принималась в зависимости от коэффициента жесткости основания, соответствующего действующему давлению, и площади заменяемого участка основания. Моделирование уступа производилось как вынужденное перемещение опорных сечений элементов, моделирующих основание, на величину уступа. При учете уступа в случае возникновения растягивающих усилий в элементах, моделирующих основание, их жесткость принималась близкой к нулевой исходя из предположения, что грунт на растяжение не работает.

Коэффициенты жесткости основания определялись в нелинейной постановке в ПО Descon (рис. 6.23).

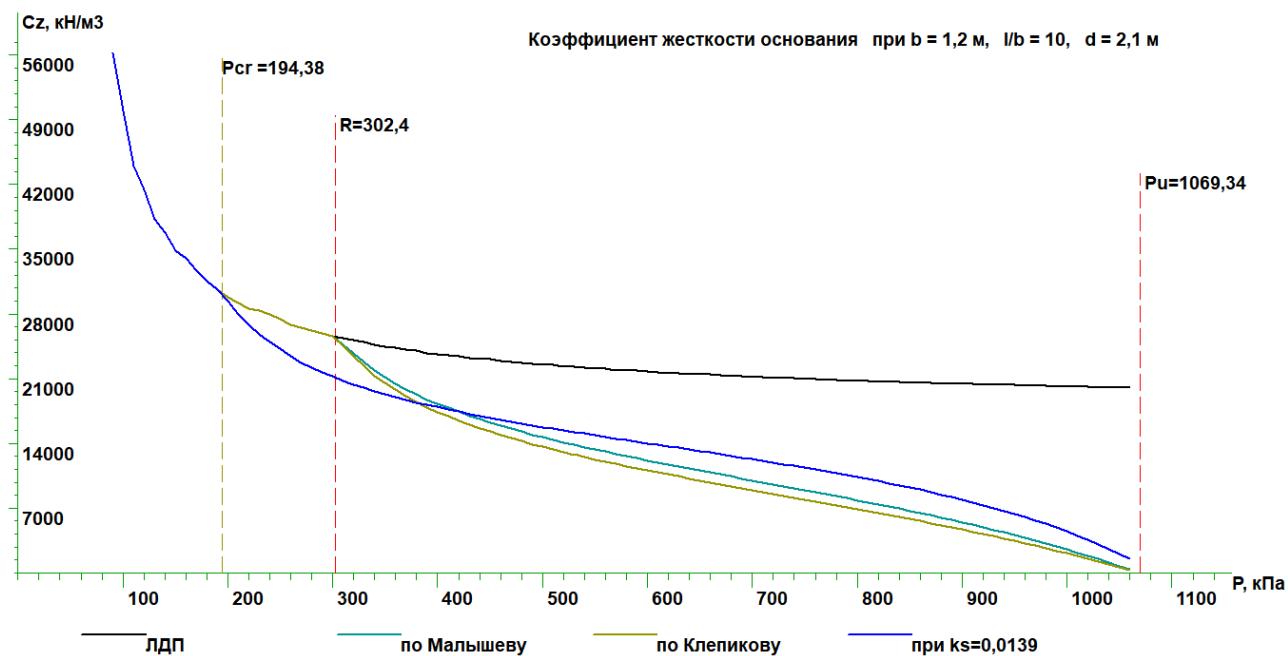


Рис. 6.23 Зависимость коэффициента жесткости основания от давления: для линейно-деформируемого полупространства и с учетом нелинейных деформаций по Малышеву М.В., Клепикову С.Н. и авторской методике

Так как без учета уступа при ширине фундаментов 1.2 м давление по подошве изменяется в диапазоне $\approx 90\text{-}150$ кПа, соответствующие осадки фундаментов составили всего 2-5 мм. Высокая жесткость основания приводит к существенной концентрации дополнительных усилий в конструкциях здания в месте возникновения уступа. Так как одним из путей снижения жесткости основания является повышение давления на него, особенно в стадии нелинейной работы (см.

рис. 6.23), была предпринята попытка повышения давления на основание путем уменьшения ширины подошвы фундамента до 0,7 м. При этом перераспределение давлений по подошве фундаментов приводило к возникновению нелинейных деформаций основания.

Зависимость коэффициента жесткости основания от давления определялась: для линейно-деформируемого полупространства и с учетом нелинейных деформаций по Малышеву М.В., Клепикову С.Н. и авторской методике [417].

Уменьшение ширины подошвы позволило снизить жесткость основания примерно в 1,5 раза, и соответственно снизить усилия в конструкциях здания, однако при этом усилия в фундаментных лентах и карнизном поясе по-прежнему превышали прочность их сечений.

В связи с этим был рассмотрен вариант дальнейшего снижения жесткости основания за счет устройства под фундаментом песчаной подушки толщиной до 1 м с модулем деформации не более 20 МПа.

Полученные вертикальные деформации и усилия в основных несущих элементах исследуемого здания с учетом деформаций земной поверхности от влияния подработки группы Шк представлены на рис. 6.24 – 6.25.

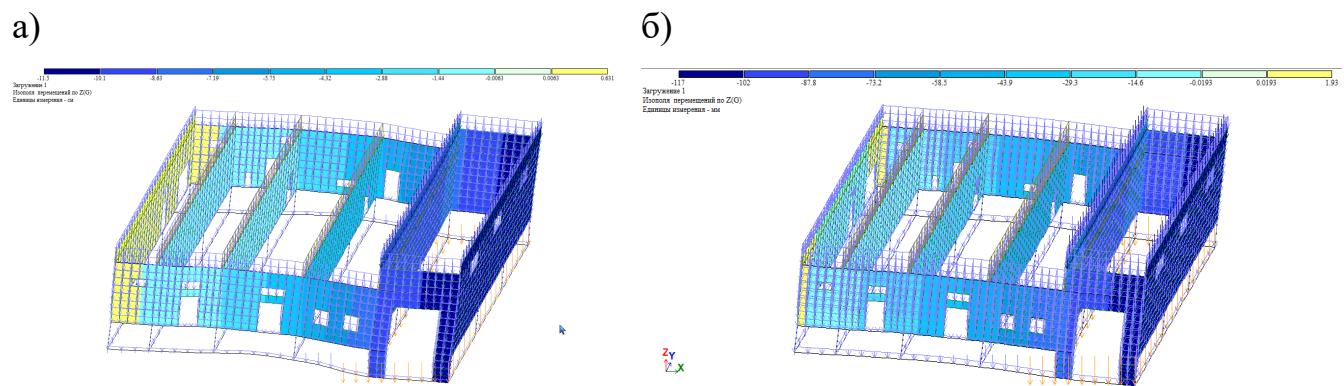


Рис. 6.24 Вертикальные перемещения при образовании уступа поперек здания:
а – при ширине подошвы фундамента 1,2 м без устройства песчаной подушки; б –
при ширине подошвы фундамента 0,7 м без устройства песчаной подушки

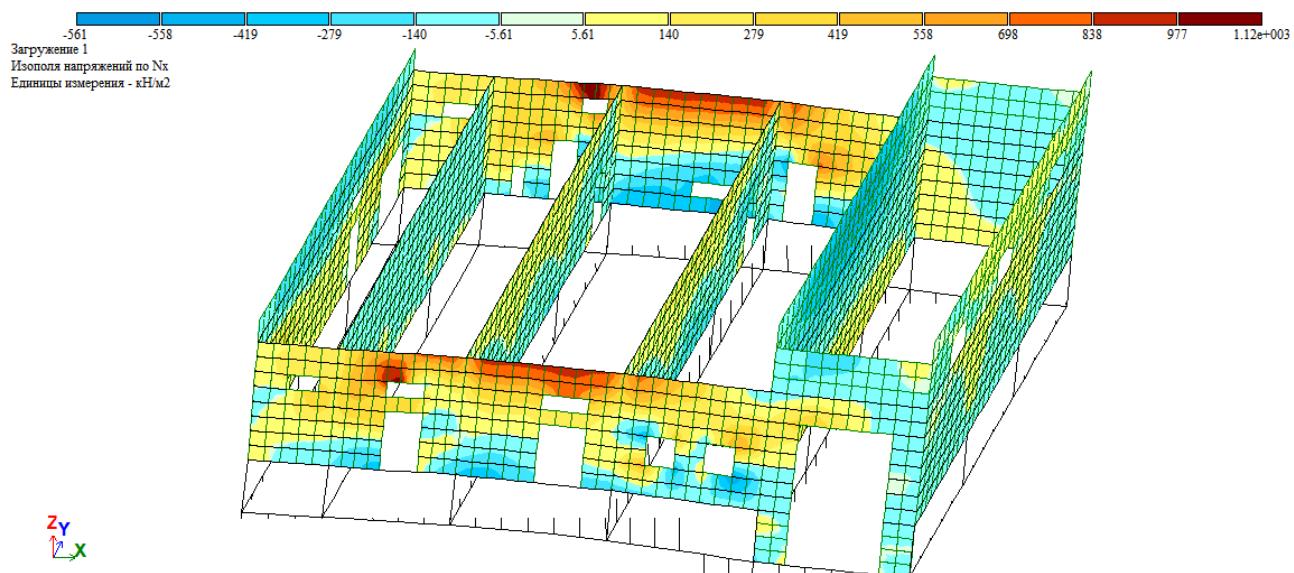


Рис. 6.25 Изополя горизонтальных напряжений при образовании уступа поперек здания при ширине подошвы фундамента 0,7 м без устройства песчаной подушки

Из нескольких рассмотренных вариантов окончательно были приняты фундаментные ленты шириной 0,7 м и высотой 0,9 м с устройством под ними песчаной подушки толщиной 1 м. Уменьшение ширины подошвы фундамента привело к повышению давления по подошве, уменьшению расчетного сопротивления и предельного критического давления. Это позволило увеличить врезаемость фундамента в основание и снизить усилия в конструкциях здания до допустимых значений. При этом жесткость основания снизилась по отношению к первоначальному варианту примерно в 3 раза на участках, на которых давление по подошве не превысит расчетное сопротивление основания, и примерно в 5-6 раз на участках с давлением по подошве, превышающим расчетное сопротивление основания.

Прочность сечений конструктивных элементов здания, проверенная с помощью ПК SCAD Office, для окончательного варианта устройства фундаментов шириной 0,7 м на грунтовой подушке толщиной 1 м с модулем деформации грунта не более 20 МПа обеспечивается. С учетом уменьшения ширины сечения фундаментных лент была увеличена их высота до 0,9 м с сохранением площади продольного верхнего и нижнего армирования.

Уменьшение жесткости основания позволило увеличить врезаемость фундамента в основание, уменьшить неравномерность осадок в месте образования уступа (см. рис. 6.24б) и таким образом снизить усилия в конструктивных элементах здания до допустимых значений. Это позволило минимизировать изменения в проектной документации и сократить сроки ее корректировки.

Дополнительные затраты на устройство песчаной подушки компенсируются за счет снижения расходов от простоя строительной техники на объекте и более быстрого ввода объекта в эксплуатацию.

6.6.1.3. Влияние жесткости здания на усилия в конструкциях

Рассмотрено влияние жесткости здания на усилия в конструкциях при вынужденных деформациях земной поверхности.

Геометрические и жесткостные характеристики поперечного сечения бескаркасного здания с четырьмя несущими продольными стенами длиной 21 м и различной этажности приведены в табл. 6.2.

Усилия в балке с приведенными жесткостными характеристиками определялись от вынужденных перемещений основания, вызванных кривизной земной поверхности.

При этом рассматривались следующие способы моделирования основания:

- моделирование пластинами, жесткость которых эквивалентна жесткости заменяемых участков основания (см. п. 3.1.1.2.2);
 - моделирование стержнями (см. п. 3.1.1.3);
 - моделирование переменным коэффициентом жесткости, при определении которого учитывались перемещения, вызванные кривизной земной поверхности.
- Данный способ является заведомо некорректным, однако он был рассмотрен в связи с тем, что в проектной практике расчета ЗиС на подрабатываемых территориях периодически ошибочно используется.

Часть результатов расчетов приведена на рис. 6.26, 6.27.

Таблица 6.2

Геометрические и жесткостные характеристики поперечного сечения бескаркасных зданий различной этажности

Кол-во этажей	Высота h, м	Площадь поперечного сечения стены A, м ²	Момент инерции I, м ⁴	E, кПа	Момент сопротивления W, м ³	Приведенная сдвиговая жесткость GF·10 ⁹ кН	Приведенная изгибная жесткость EI·10 ⁹ кНм ²	Соотношение жесткостей EI/GF, м ²	Суммарная пolygonная нагрузка q, кН/м	Пolygonная нагрузка q, кН/м	Суммарная широта подошвы фундамента b, м	Широта подошвы фундамента b, м	Давление по подошве, кПа	Расчетное сопротивление, R, кПа	Осадка при однородном основании с E=10 МПа, м	Cz, кН/м ³	EF, 10 ⁹	Показатель относительной жесткости системы «ОС»	Показатель относительной жесткости системы «CO»
1	5	9,6	20	16700000	8	0,064	0,33	5,2	240	60	2,40	0,60	100,0	196,4	0,0041	24390	0,16	34,08	0,03
2	8	14,4	76,8	16700000	19,2	0,096	1,28	13,3	360	90	2,40	0,60	150,0	196,4	0,0086	17442	0,24	6,35	0,16
3	11	19,2	193,6	16700000	35,2	0,128	3,23	25,2	480	120	2,40	0,60	200,0	196,4	0,0134	14925	0,32	2,15	0,46
4	14	24	392	16700000	56	0,160	6,55	40,8	600	150	3,20	0,80	187,5	197,9	0,0158	11867	0,40	1,13	0,89
5	17	28,8	693,6	16700000	81,6	0,192	11,58	60,2	720	180	4,00	1,00	180,0	199,4	0,0180	10000	0,48	0,67	1,49
6	20	33,6	1120	16700000	112	0,224	18,70	83,3	840	210	4,80	1,20	175,0	201,0	0,0202	8663	0,56	0,43	2,31
7	23	38,4	1692,8	16700000	147,2	0,257	28,27	110,2	960	240	4,80	1,20	200,0	201,0	0,0247	8097	0,64	0,27	3,74
8	26	43,2	2433,6	16700000	187,2	0,289	40,64	140,8	1080	270	5,60	1,40	192,9	202,4	0,0267	7223	0,72	0,19	5,17
9	29	48	3364	16700000	232	0,321	56,18	175,2	1200	300	6,40	1,60	187,5	204,0	0,0286	6556	0,80	0,15	6,88
10	32	52,8	4505,6	16700000	281,6	0,353	75,24	213,3	1320	330	6,40	1,60	206,3	204,0	0,0331	6231	0,88	0,10	9,70
11	35	57,6	5880	16700000	336	0,385	98,20	255,2	1440	360	8,00	2,00	180,0	207,0	0,0324	5556	0,96	0,09	11,36
12	38	62,4	7508,8	16700000	395,2	0,417	125,40	300,8	1560	390	8,00	2,00	195,0	207,0	0,0366	5328	1,04	0,07	15,13
13	41	67,2	9413,6	16700000	459,2	0,449	157,21	350,2	1680	420	8,00	2,00	210,0	207,0	0,0409	5134	1,12	0,05	19,68
14	44	72	11616	16700000	528	0,481	193,99	403,3	1800	450	9,60	2,40	187,5	210,0	0,0400	4688	1,20	0,05	22,17
15	47	76,8	14137,6	16700000	601,6	0,513	236,10	460,2	1920	480	9,60	2,40	200,0	210,0	0,0442	4525	1,28	0,04	27,95
16	50	81,6	17000	16700000	680	0,545	283,90	520,8	2040	510	9,60	2,40	212,5	210,0	0,0485	4381	1,36	0,03	34,71
20	63	100,8	33339,6	16700000	1058,4	0,673	556,77	826,9	2520	630	12,80	3,20	196,9	216,0	0,0545	3612	1,68	0,02	61,91
24	75	120	56250	16700000	1500	0,802	939,38	1171,9	3000	750	12,80	3,20	234,4	216,0	0,0710	3301	2,00	0,01	114,31

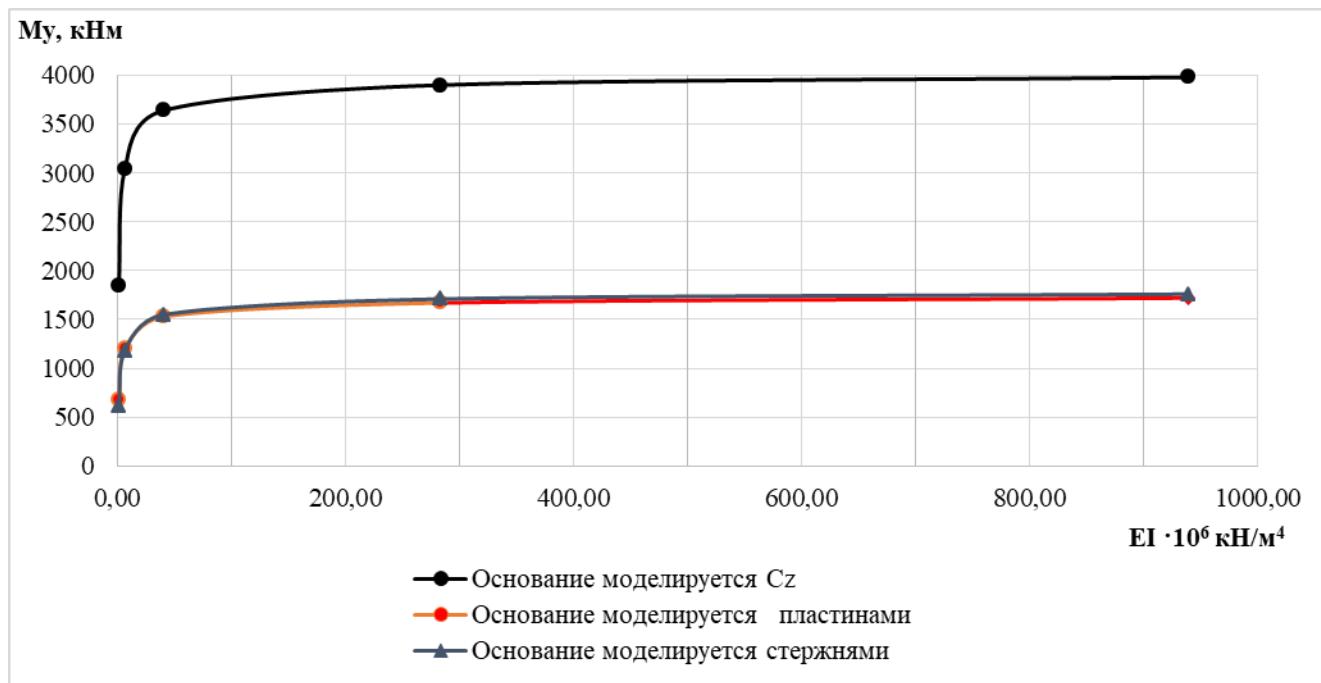


Рис. 6.26 Зависимость изгибающих моментов, вызванных кривизной земной поверхности, от приведенной изгибной жесткости балки

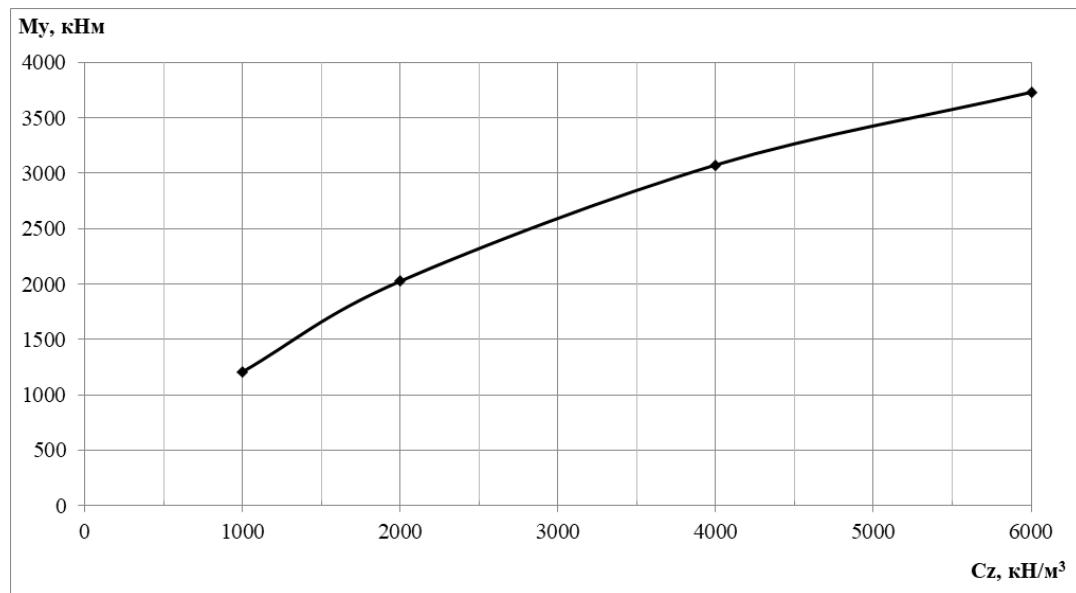


Рис. 6.27 Зависимость максимального изгибающего момента, вызванного кривизной земной поверхности, от жесткости основания (при моделировании основания коэффициентом жесткости C_z)

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. При определенной изгибной жесткости здания (относительной изгибной жесткости системы «ОФС») величина изгибающего момента становится практически постоянной, асимптотически приближаясь к своему максимальному

значению. Соответственно данную величину относительной жесткости можно считать границей перехода от здания конечной жесткости к жесткому зданию.

2. Существенное снижение сдвиговой жесткости также может повлиять на величину изгибающего момента за счет депланации сечений и образования повреждений от деформаций сдвига (см. рис. 4.27).

3. Моделирование основания пластинами и стержнями дает практически совпадающие результаты. Это позволяет утверждать, что при правильном определении эквивалентной жесткости заменяемых участков основания, вид конечных элементов, которыми осуществляется моделирование основания, практически не сказывается на результатах расчета.

4. Моделирование деформаций земной поверхности, вызванных подработкой, изменением жесткости основания является некорректным, так как завышает дополнительные усилия в конструкциях. Следует отметить, что при определенных условиях (низкой жесткости основания) результаты могут приближаться к результатам, полученным при моделировании вынужденными перемещениями. С увеличением жесткости основания разница в результатах будет увеличиваться.

6.7. Оползнеопасные территории

Численные расчеты устойчивости грунтового массива выполнены при анализе решений по берегоукреплению побережья Азовского моря на примере набережной пансионата «Волна» в пгт. Седово (см. п.4.5.1) [462].

Анализ существующих методов берегозащиты показал, что применение активных методов берегозащиты на таком коротком участке размываемого берега неэффективен, так как решая локальную задачу можно ухудшить общую обстановку в береговой зоне [396]. Существующая застройка и инфраструктура пансионата «Волна» не позволяет выполнить берег откосного типа. Поэтому в качестве основных вариантов берегоукрепления было рассмотрено устройство вертикальной стенки (больверк), выполненной:

- из безанкерного шпунта длиной 11 м, с заглублением в ИГЭ 5 (вариант 1);
- из одноанкерного шпунта длиной 11 м, с заглублением в ИГЭ 5 (вариант 2);

- из одноанкерного шпунта длиной 4 м, с заглублением в ИГЭ 4 (вариант 3);
- из двуханкерного шпунта длиной 4 м, с заглублением в ИГЭ 4 (вариант 4).

При этом рассматривалось применение металлического шпунта, а также шпунта из ПВХ профиля.

Заглубление в ИГЭ-4 (варианты 3 и 4) выполнялось исключительно с целью создания фильтрационного барьера в слое намывного песка ИГЭ-3, а не для передачи нагрузки на слабый слой грунта ИГЭ-4 [465].

Расчеты устойчивости набережной, укрепленной при помощи шпунтовой стенки различной конструкции, выполнялись при помощи программного комплекса для геотехнических расчетов Plaxis 2D с использованием модели грунтового основания «Кулона-Мора», а также аналитически с проверкой устойчивости:

- на поворот вокруг точки крепления анкера;
- на сдвиг по фиксированным поверхностям скольжения;
- на сдвиг анкерной плиты (анкерное усилие принимается из расчета устойчивости лицевой стенки).

Основные результаты расчетов представлены на рис. 6.28 – 6.32 и в табл. 6.3.

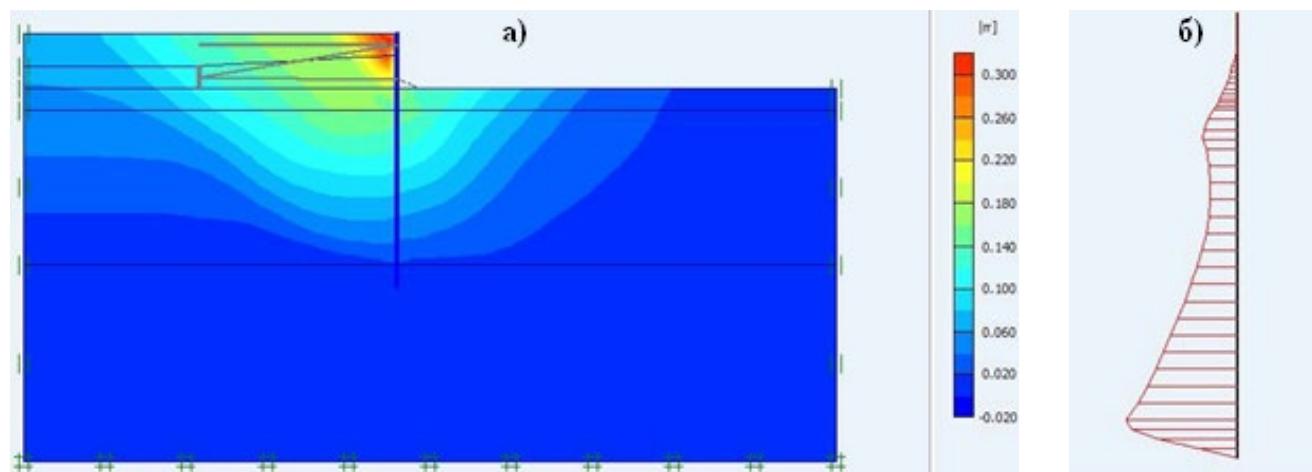


Рис. 6.28 Безанкерный шпунт длиной 11 м: а – изополя деформаций; б – эпюра изгибающих моментов в шпунте

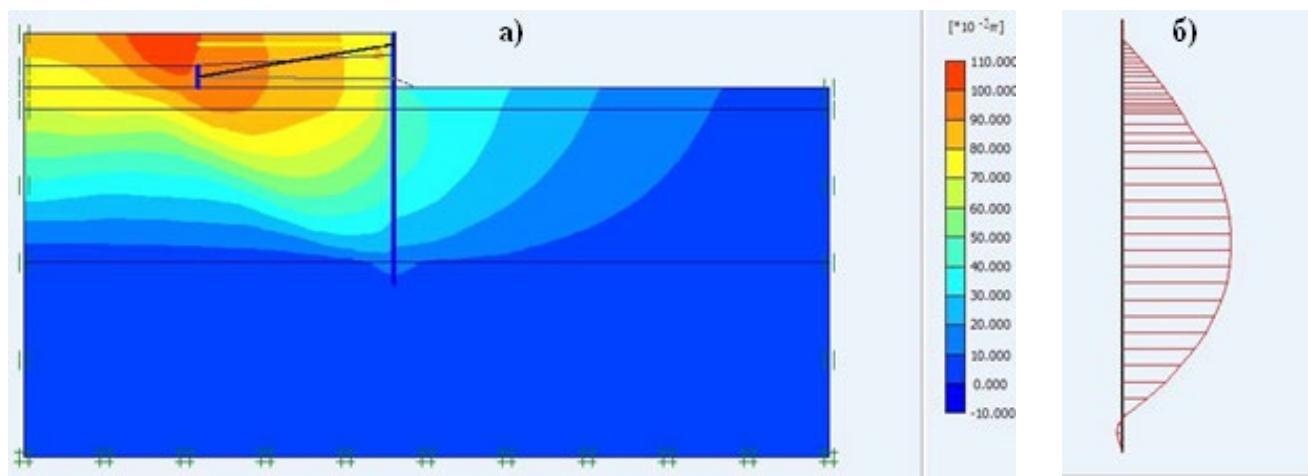


Рис. 6.29 Одноанкерный шпунт длиной 11 м: а – изополя деформаций; б – эпюра изгибающих моментов в шпунте

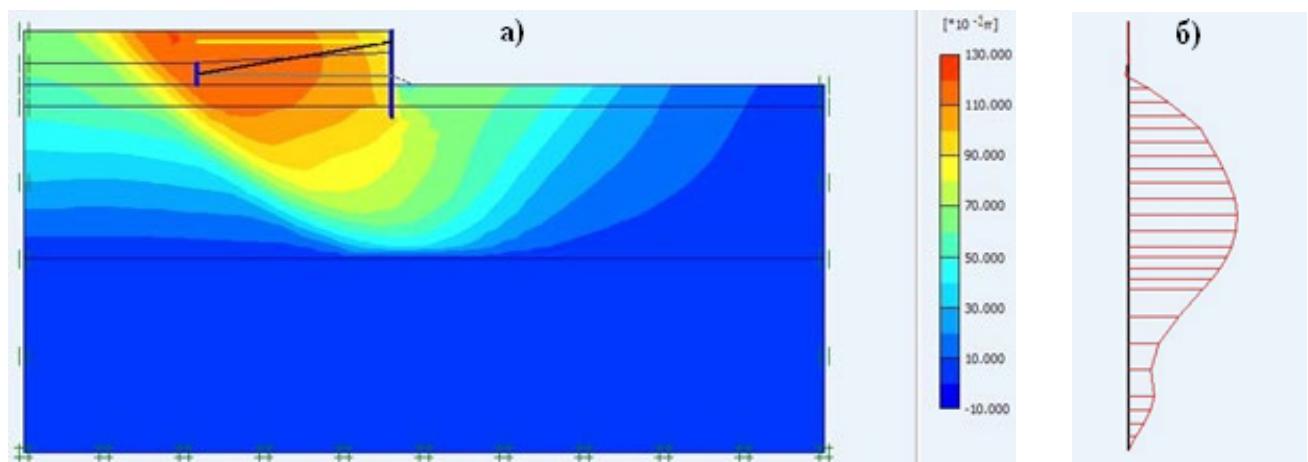


Рис. 6.30 Одноанкерный шпунт длиной 4 м: а – изополя деформаций; б – эпюра изгибающих моментов в шпунте

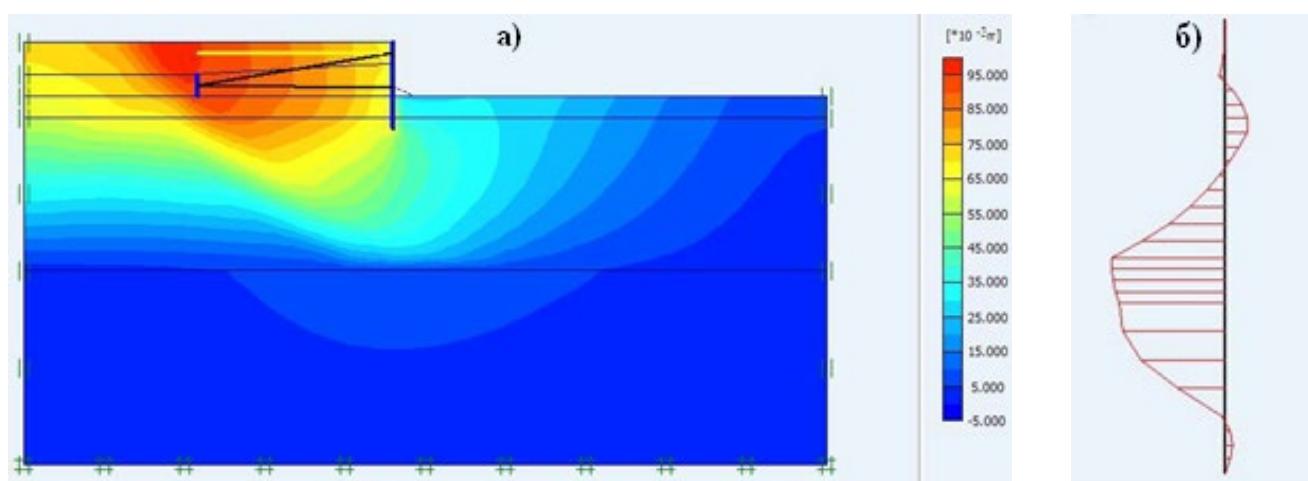


Рис. 6.31 Двуханкерный шпунт длиной 4 м: а – изополя деформаций; б – эпюра изгибающих моментов в шпунте

Таблица 6.3
Максимальные усилия и перемещения в шпунтовой стенке

Вариант	M_{max} , кН·м/м	Максимальные перемещения, мм		Устойчивость
		горизонтальные	общие	
1	46,8	>300	>300	нет
2	118,9	47	100	да
3	5,13	>90	>120	нет
4	3,8	48	95	да

Устойчивость безанкерного (консольного) шпунта длиной 11 м и одноанкерного шпунта длиной 4 м не обеспечивается за счет значительных перемещений соответственно верхнего и нижнего конца шпунта (рис. 6.32а, в). Численные значения перемещений, приведенные в табл. 6.3, для этих вариантов указаны до момента потери устойчивости.

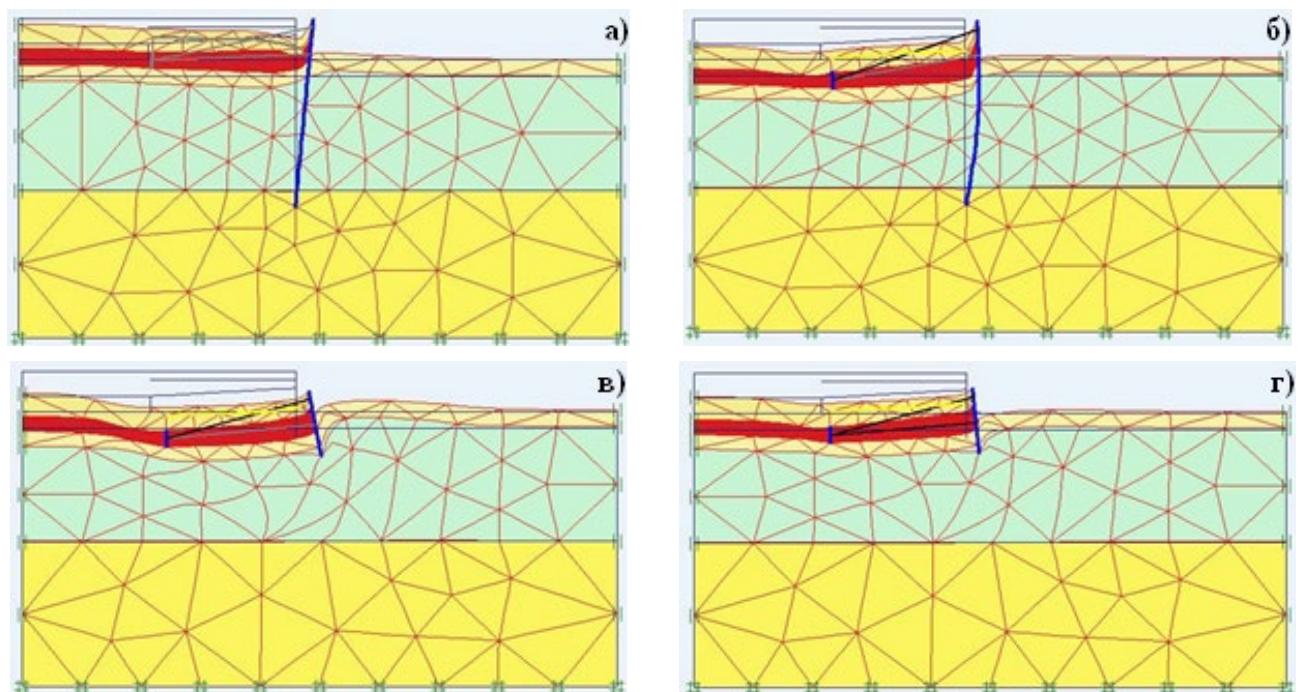


Рис. 6.32 Деформированные схемы: а – безанкерного шпунта длиной 11 м; б – одноанкерного шпунта длиной 11 м; в – одноанкерного шпунта длиной 4 м; г – двуханкерного шпунта длиной 4 м

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Варианты укрепления безанкерным шпунтом длиной 11 м и одноанкерным шпунтом длиной 4 м не обеспечивают устойчивость набережной. При этом схема потери устойчивости шпунта длиной 4 м практически воспроизвела схему потери устойчивости фрагментов существующей подпорной стены и бун, опирающихся на сваи длиной 4-5 м (см. п. 4.5.1).

2. При укреплении набережной одноанкерным шпунтом длиной 11 м или двуханкерным шпунтом длиной 4 м устойчивость обеспечивается, однако в первом случае изгибающий момент в шпунтовой стенке позволяет использовать только металлический шпунт типа «Ларсен», а во втором случае величина изгибающего момента позволяет применить шпунт из ПВХ профиля.

3. Применение шпунта из ПВХ профиля позволит практически исключить вертикальную нагрузку от собственного веса стены набережной на подстилающий слабый слой грунта.

4. Применение двуханкерного шпунта из ПВХ профиля длиной 4 м по сравнению с одноанкерным шпунтом длиной 11 м позволит получить экономию только на стоимости шпунта порядка 9 млн. рос. рублей.

6.8. Карстоопасные территории

Влияние карстовых деформаций на НДС здания исследовалось на примере здания православного храма с габаритными размерами в плане 29,4 x 36,3 м. Полная высота здания 33,6 м Под всем зданием расположен цокольный этаж, высотой 4,2 м.

Конструктивная схема здания смешанная, с несущими наружными и внутренними стенами и четырьмя центральными колоннами, поддерживающими железобетонный купол.

Для защиты здания от карстовых деформаций в здании предусмотрены следующие конструктивные мероприятия:

- устройство жесткой монолитной железобетонной подземной части, состоящей из фундаментной плиты толщиной 800 мм, плиты перекрытия над цокольным этажом и наружных и внутренних стен, выполняющих роль ребер жесткости;

– устройство встроенных в кирпичные стены монолитных железобетонных стоек, объединенных замкнутыми ЖБ поясами в различных уровнях.

В связи с тем, что карстовая воронка, может возникнуть под любой частью здания, расчетным обычно считается такое расположение воронки, при котором в конструкциях здания возникают наибольшие по величине усилия (изгибающие моменты и поперечные силы). При этом возможно существование несколько расчетных расположений воронки, соответствующих возникновению наибольших усилий в разных конструкциях.

Для снижения количества рассматриваемых вариантов в качестве возможных расчетных мест расположения воронок обычно рассматриваются места, в которых в площадь карстовой воронки попадают наиболее загруженные участки стен или фундаментов.

Определение напряженно-деформированного состояния подземной части храма производилось при помощи программного комплекса ЛИРА. При этом рассматривались несколько положений карстовой воронки различного диаметра и глубины.

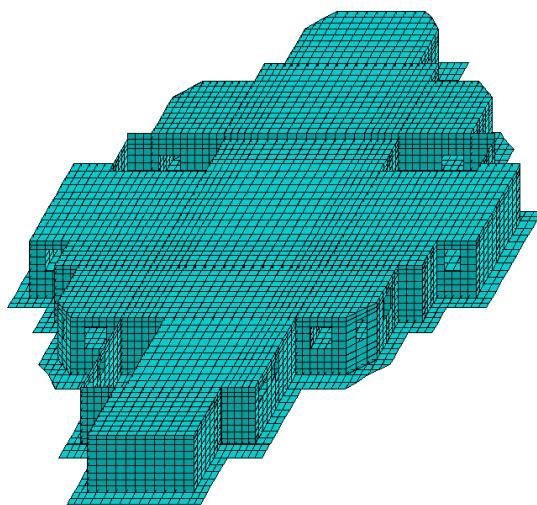
Моделирование грунтового основания выполнялось:

- переменным коэффициентом жесткости основания (рис. 6.33а). В местах образования карстовой воронки коэффициент жесткости основания принимался равным нулю. Учитывалось также возможное разуплотнение грунта вокруг карстовой воронки путем снижения жесткости основания вокруг нее;
- объемными КЭ с применением упруго пластической модели (рис. 6.33б).

Были рассмотрены три вида грунта сопоставимой прочности, но с различным соотношением прочностных характеристик:

- грунт, прочность которого обеспечивается преимущественно удельным сцеплением (глина);
- грунт, прочность которого в равной степени обеспечивается как удельным сцеплением, так и внутренним трением (суглинок);
- грунт, прочность которого обеспечивается преимущественно внутренним трением (песок).

а)



б)

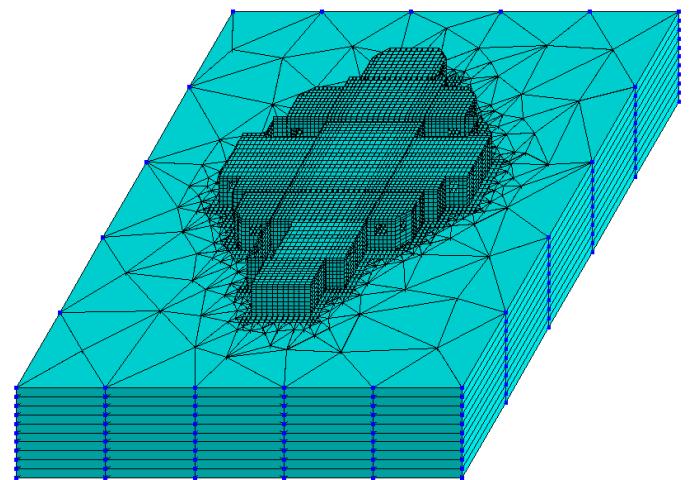


Рис. 6.33 Расчетные модели коробчатой фундаментной плиты: а – моделирование основания контактной моделью; б – моделирование основания объемными КЭ (Лира-САПР)

Также было исследовано изменение величины переменного коэффициента жесткости основания вокруг воронки от глубины и диаметра карстовой воронки, модели грунтового основания и давления на основание.

Результаты исследований частично приведены на рис. 6.34 – 6.39.

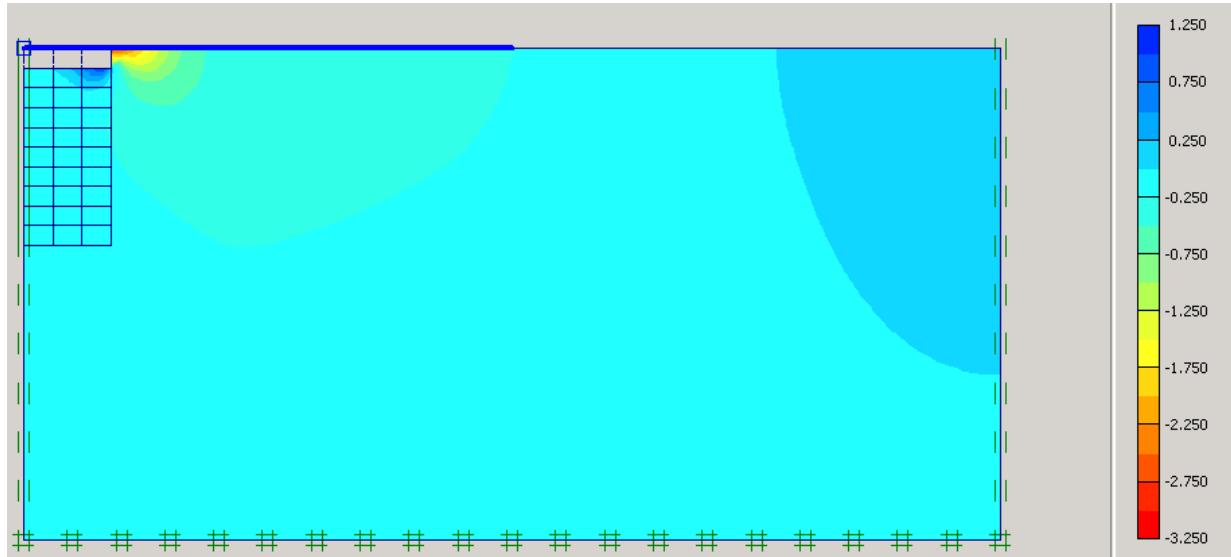


Рис. 6.34 Изополя вертикальных перемещений при глубине воронки 1 м

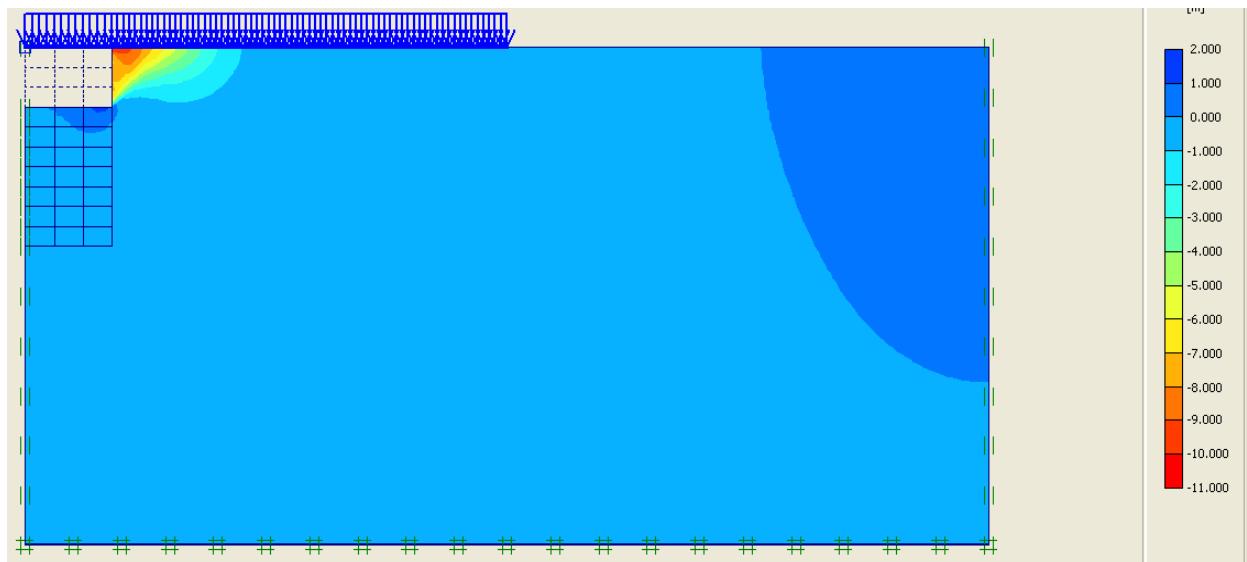


Рис. 6.35 Изополя вертикальных перемещений при глубине воронки 3 м

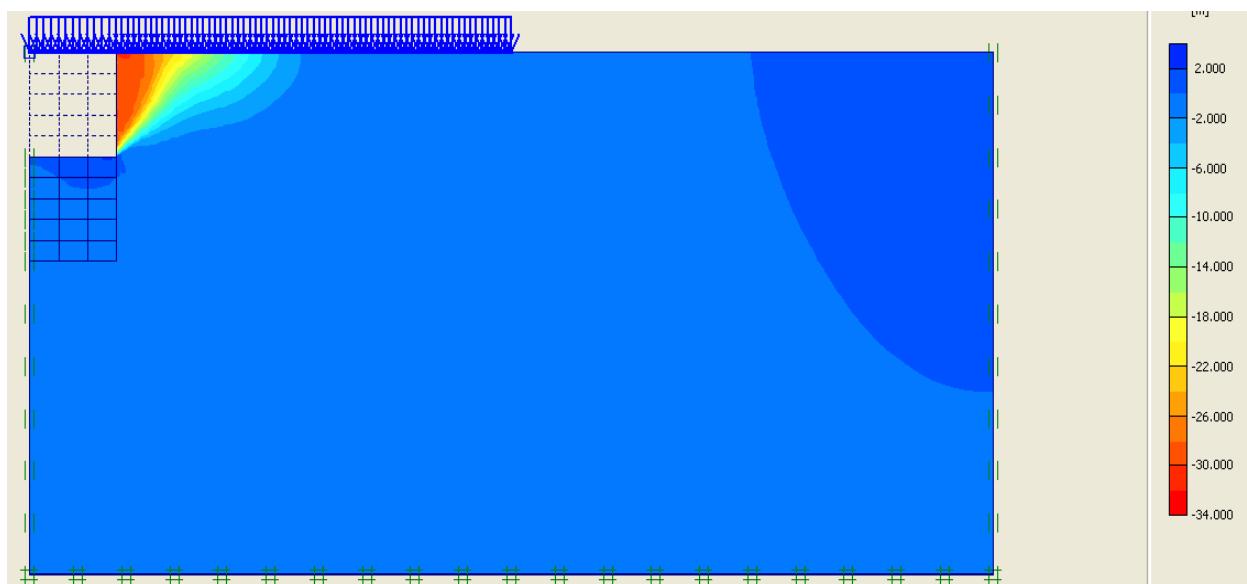


Рис. 6.36 Изополя вертикальных перемещений при глубине воронки 5 м

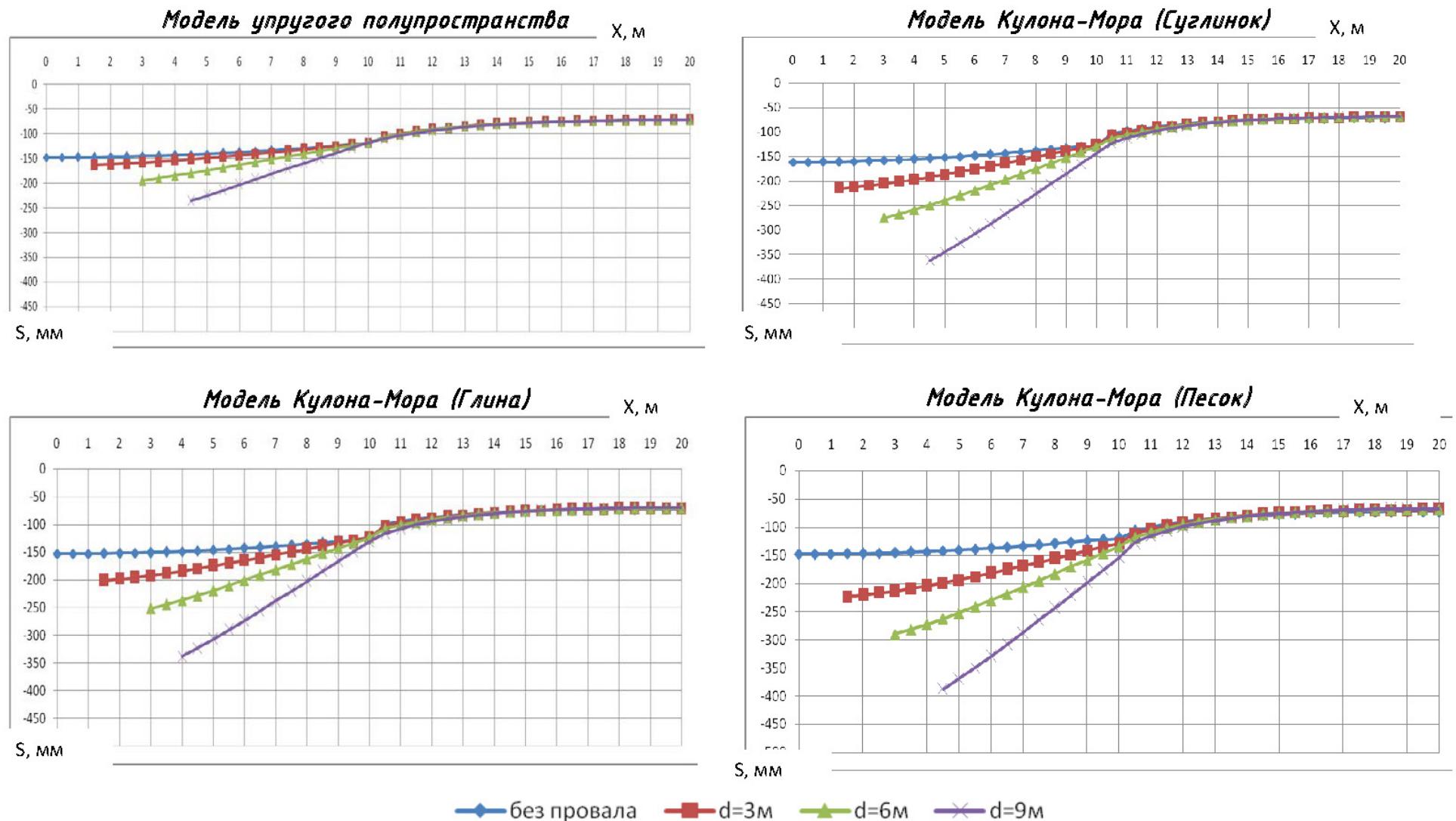


Рис. 6.37 Осадки основания за пределами карстовой воронки глубиной 5 м

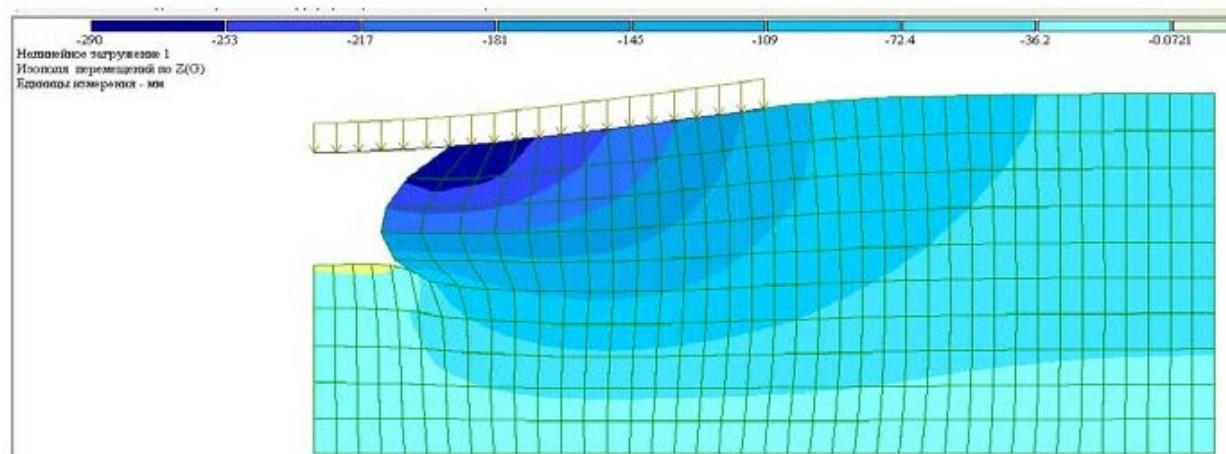


Рис. 6.38 Изополя перемещений при глубине воронки 5 м (осесимметричная задача Лира-САПР)

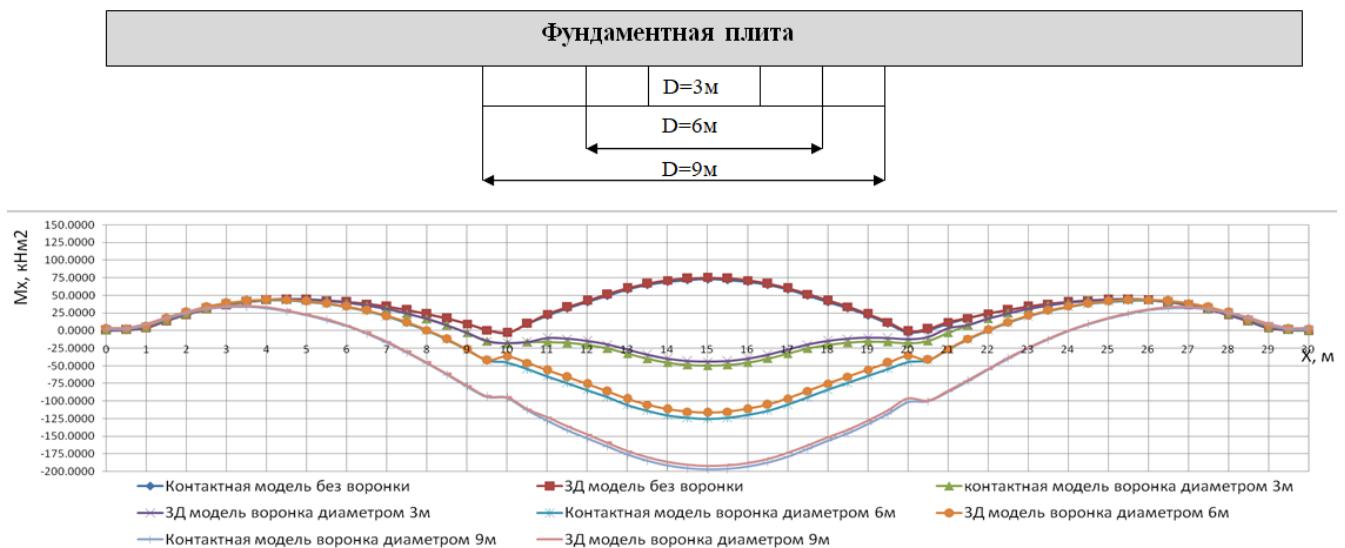


Рис. 6.39 Эпюры изгибающих моментов в фундаментной плите при образовании в ее центре карстовой воронки диаметром 3, 6 и 9 м

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

Путем проведения численных исследований методом конечных элементов с использованием модели упругого полупространства и нелинейной упруго-пластической модели грунта (Кулона-Мора), установлено, что при определении коэффициента жесткости основания, ослабленного карстовой воронкой, более точные результаты будут получены при использовании упругопластических моделей (Кулона-Мора или Hardening Soil), так как эти модели позволяют учитывать прочностные характеристики грунтового основания и сдвиговые деформации грунта, возникающие на бортах воронки.

Снижение связности грунта в модели Кулона-Мора приводит к увеличению расхождений в результатах с моделью упругого полупространства.

Увеличение давления на основание, ослабленное карстовой воронкой, от 100 до 300 кПа приводит к снижению коэффициента жесткости основания на краю воронки примерно в 2 раза за счет увеличения поперечных деформаций грунта по бортам воронки.

Существенное влияние на изменение коэффициента жесткости основания в окрестностях провала имеют: диаметр, глубина карстовой воронки, прочностные характеристики грунта, модель грунтового массива и давление на основание, так как эти факторы являются наиболее влияющими на устойчивость грунта в окрестностях провала.

Сопоставление результатов расчета, полученных при моделировании основания переменным коэффициентом жесткости с учетом разуплотнения грунта на бортах воронки и объемным моделированием МКЭ (нелинейная упругопластическая задача), показало, что разница в результатах не превышает 5%, увеличиваясь по мере роста сдвиговых деформаций. Учитывая меньшую трудоемкость моделирования основания переменным коэффициентом жесткости по сравнению с объемным моделированием, данный способ является более предпочтительным в практике проектирования.

Наиболее неблагоприятным местоположением карстовой воронки для фундаментной плиты является не место приложения максимальной нагрузки, а место наиболее загруженного основания.

6.9. Регулирование усилий в плитном фундаменте в процессе возведения здания

Рассмотрен метод снижения усилий в плитном фундаменте путем его устройства из раздельных элементов, которые включаются в совместную работу на различных этапах возведения здания [457]. Плитный фундамент разделяется временными деформационными швами на опорные и пролетные элементы. Опорные элементы могут быть выполнены в виде монолитных железобетонных ленточных фундаментов под стены здания либо в виде отдельных столбчатых

фундаментов под колонны. Между опорными элементами выполняются пролетные элементы в виде сплошных монолитных железобетонных плит. Между опорными и пролетными элементами плитного фундамента устраиваются временные деформационные швы шириной 0.7-1 м.

Включение пролетных элементов в работу осуществляется путем замоноличивания временных деформационных швов.

Момент включения пролетных элементов плитного фундамента в работу выбирается из соображений оптимального использования несущей способности и деформативности основания под опорными элементами. В качестве критериев выбора могут быть использованы:

- достижение давлением по подошве опорного элемента определенной величины. При этом допускается уровень давлений, превышающий величину расчетного сопротивления, определенного для ширины опорного элемента;
- достижение опорным элементом определенной величины осадки - s' . При этом толщину пролетных элементов плитного фундамента можно уменьшить на величину прогнозируемой осадки опорных элементов на момент включения их в совместную работу.

Временные деформационные швы в плитном фундаменте целесообразно устраивать в местах действия минимальных изгибающих моментов. В этом случае дополнительную локальную нижнюю и верхнюю арматуру можно обрывать в месте устройства временного деформационного шва. Соответственно временный деформационный шов будет пересекать только основная непрерывная (фоновая) арматура. Армирование в деформационном шве может быть выполнено в виде выпусков из опорных и пролетных элементов, которые свариваются перед замоноличиванием деформационного шва либо в виде непрерывной арматуры, которая устанавливается до бетонирования опорных и пролетных элементов.

Арматурные стержни, проходящие непрерывно через незамоноличенную зону, можно выполнять с компенсационным изгибом, который позволит им, включиться в работу только после достижения определенной разницы в осадках опорного и пролетного элементов плитного фундамента.

Первоначально нагрузка от строящегося здания воспринимается только опорными элементами плитного фундамента, а на определенном этапе возведения здания в работу включаются и пролетные элементы, после чего возведение здания продолжается. При этом по мере увеличения нагрузки под подошвой опорного элемента происходит трансформация эпюры контактных напряжений (рис. 6.40а) от седлообразного до параболического вида. После включения в работу пролетных элементов происходит перераспределение усилий в элементах плитного фундамента и дальнейшая трансформация эпюры контактных напряжений (рис. 6.40 б).

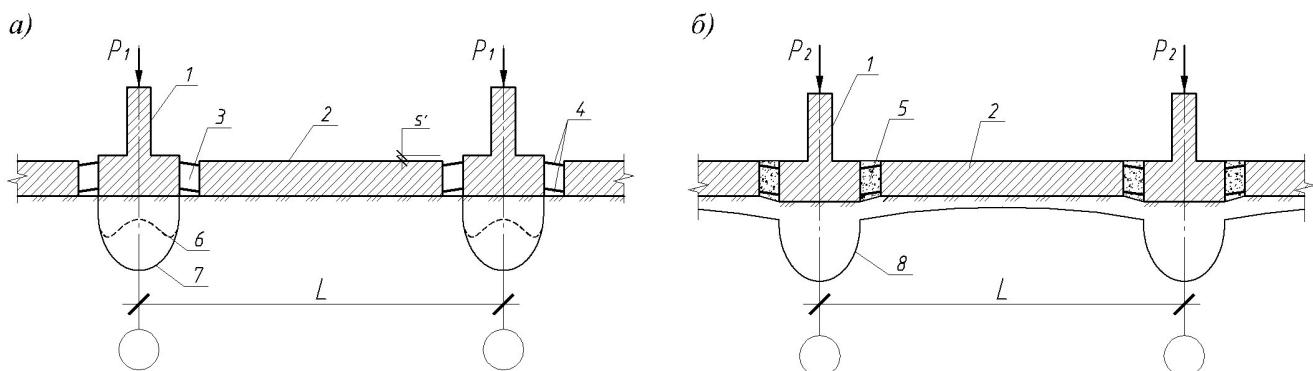


Рис. 6.40 Распределение контактных напряжений: а) раздельная работа опорных и пролетных элементов плитного фундамента; б) совместная работа опорных и пролетных элементов плитного фундамента; 1 – опорный элемент плитного фундамента; 2 – пролетный элемент плитного фундамента; 3 – временный деформационный шов; 4 – основная арматура; 5 – замоноличенный деформационный шов; 6 – эпюра контактных напряжений под опорным элементом при давлениях меньше начального критического; 7 – тоже при давлениях больше расчетного сопротивления; 8 – тоже после включения в работу пролетных элементов ПФ

Для определения НДС плитного фундамента, устраиваемого данным способом, необходимо учитывать историю нагружения системы «Основание-фундамент», а также поэтапное изменение расчетной схемы несущих конструкций. При давлениях под опорными элементами плитного фундамента больше соответствующего расчетного сопротивления основания необходимо также учитывать и нелинейность деформирования грунта.

Для качественной оценки влияния поэтапного включения пролетных элементов на НДС плитного фундамента выполнена серия сравнительных расчетов. Сравнивались результаты НДС элементов, включаемых в совместную работу на различных этапах возведения здания, с результатами, полученными для сплошного плитного фундамента. Расчеты выполнялись в ПК Plaxis, который позволяет учесть поэтапное изменение расчетной схемы.

В расчетах рассматривалось поперечное сечение плитного фундамента, состоящего из четырех опорных элементов и трех пролетных элементов, связывающих фундаменты в единый монолитный блок (рис. 6.41).

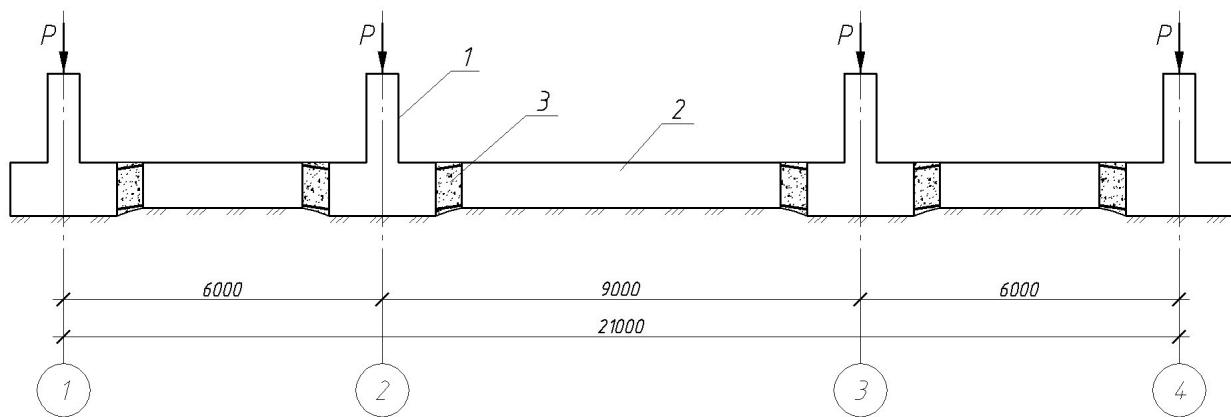


Рис. 6.41 Поперечное сечение плитного фундамента. 1 – опорный элемент; 2 – пролетный элемент; 3 – замоноличенный временный деформационный шов

Расчеты выполнены в условиях плоской деформации, что не является строгим решением для плитных фундаментов, но для качественной оценки точность полученных результатов достаточна. При отношении длины плитного фундамента к ширине, более или равном двум, допускается выполнять совместный расчет плиты, взаимодействующей с деформируемым основанием, в условиях плоской задачи. При этом при расчете в поперечном направлении основание и плита работают в условиях плоской деформации.

В качестве расчетной модели грунтового основания использовалась модель Мора-Кулона. Основание представлено однородным массивом грунта со следующими основными физико-механическими характеристиками ($\gamma=18 \text{ кН/м}^3$, $E=15 \text{ МПа}$, $\nu=0.3$, $c=20 \text{ кПа}$, $\varphi=18^\circ$).

Толщина плитного фундамента – 1 м. Материал фундаментных конструкций – тяжёлый бетон класса В20. Конструкции фундаментов моделировались стержневыми конечными элементами соответствующей жесткости.

Нагружение осуществлялось через опорные элементы плитного фундамента. Приращение нагрузки выполнялось поэтапно до значения расчетной нагрузки. Включение пролетных элементов плитного фундамента в совместную работу производилось на различных этапах нагружения (начиная с 50% и до 90% от расчетного значения нагрузки с интервалом 10%).

По результатам расчетов были получены эпюры усилий в элементах плитного фундамента, изополя напряжений и деформаций в основании плитного фундамента.

Эпюры изгибающих моментов в сплошном плитном фундаменте, а также при поэтапном включении элементов приведены на рис. 6.42.

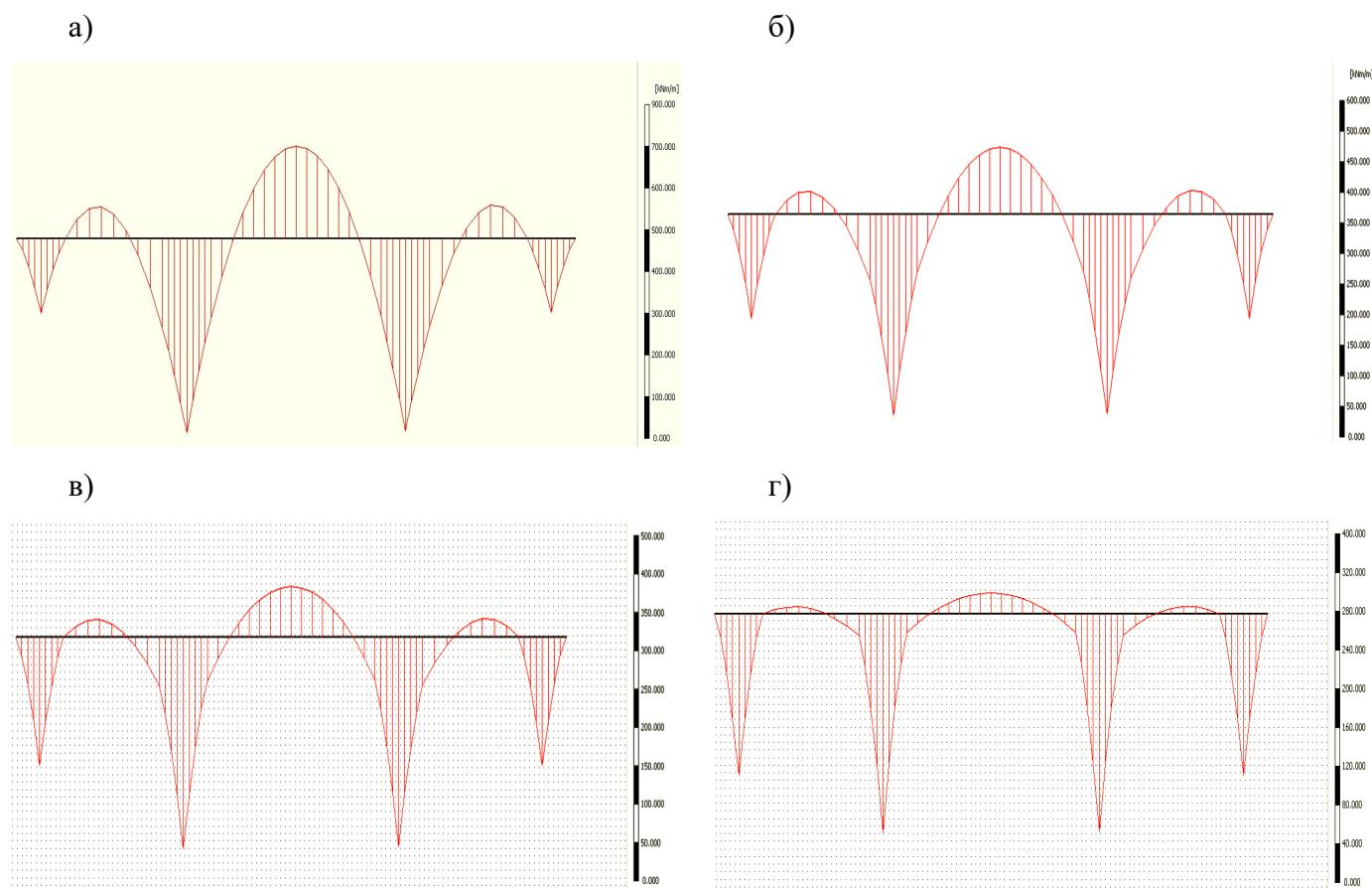
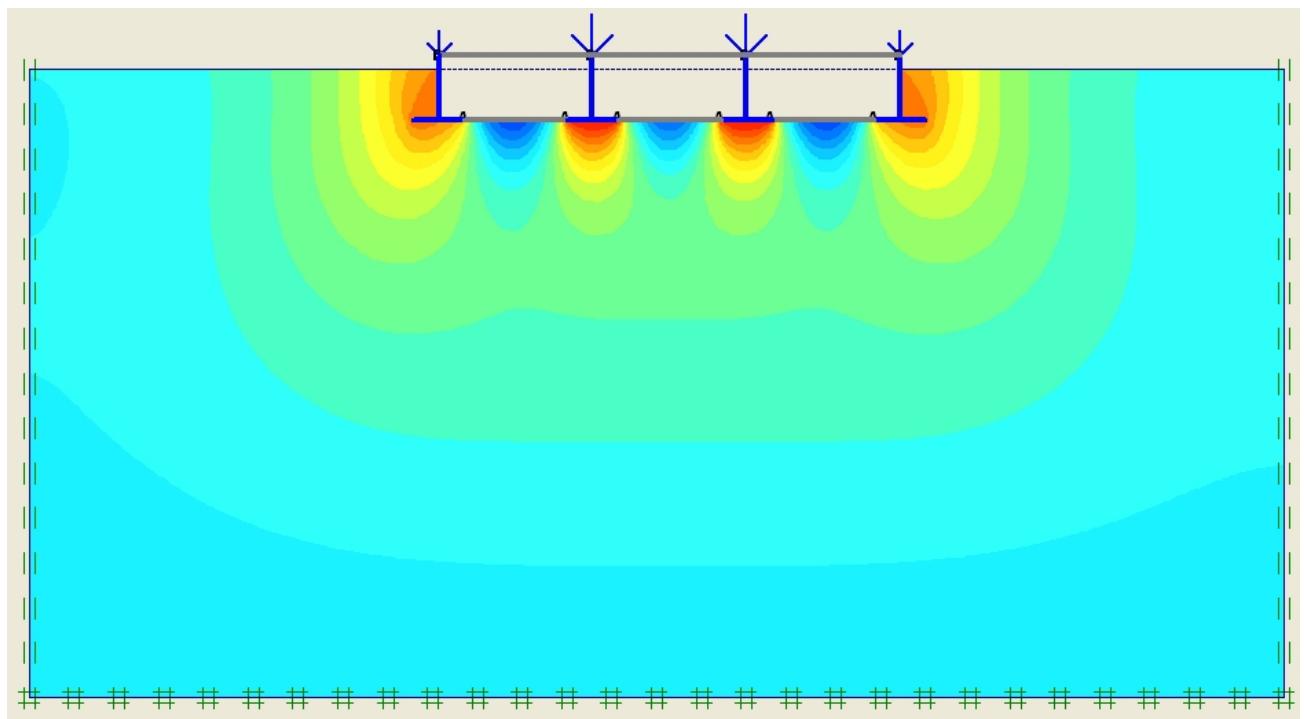


Рис. 6.42 Эпюры изгибающих моментов: а) сплошная фундаментная плита; б) включение элементов фундаментной плиты в работу при нагрузке 50% от расчетной; в) то же при нагрузке 70%; г) то же при нагрузке 90%

Вертикальные деформации основания до включения элементов фундаментной плиты в работу и после показаны на рис. 6.43.

а)



б)

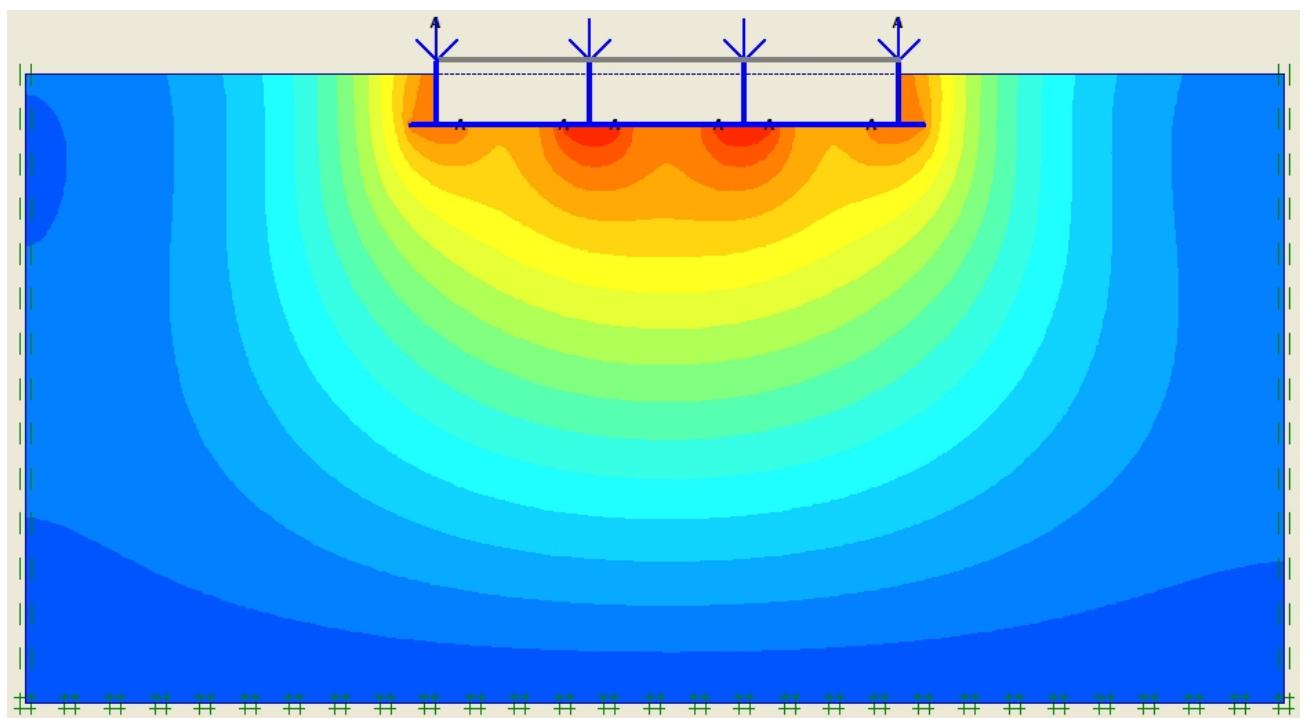


Рис. 6.43 Изополя вертикальных деформаций: а – до включения в работу элементов фундаментной плиты; б – после включения в работу элементов фундаментной плиты

Изополя осадок основания от расчетного значения нагрузки для сплошного плитного фундамента, а также при поэтапном включении элементов приведены на рис. 6.44.

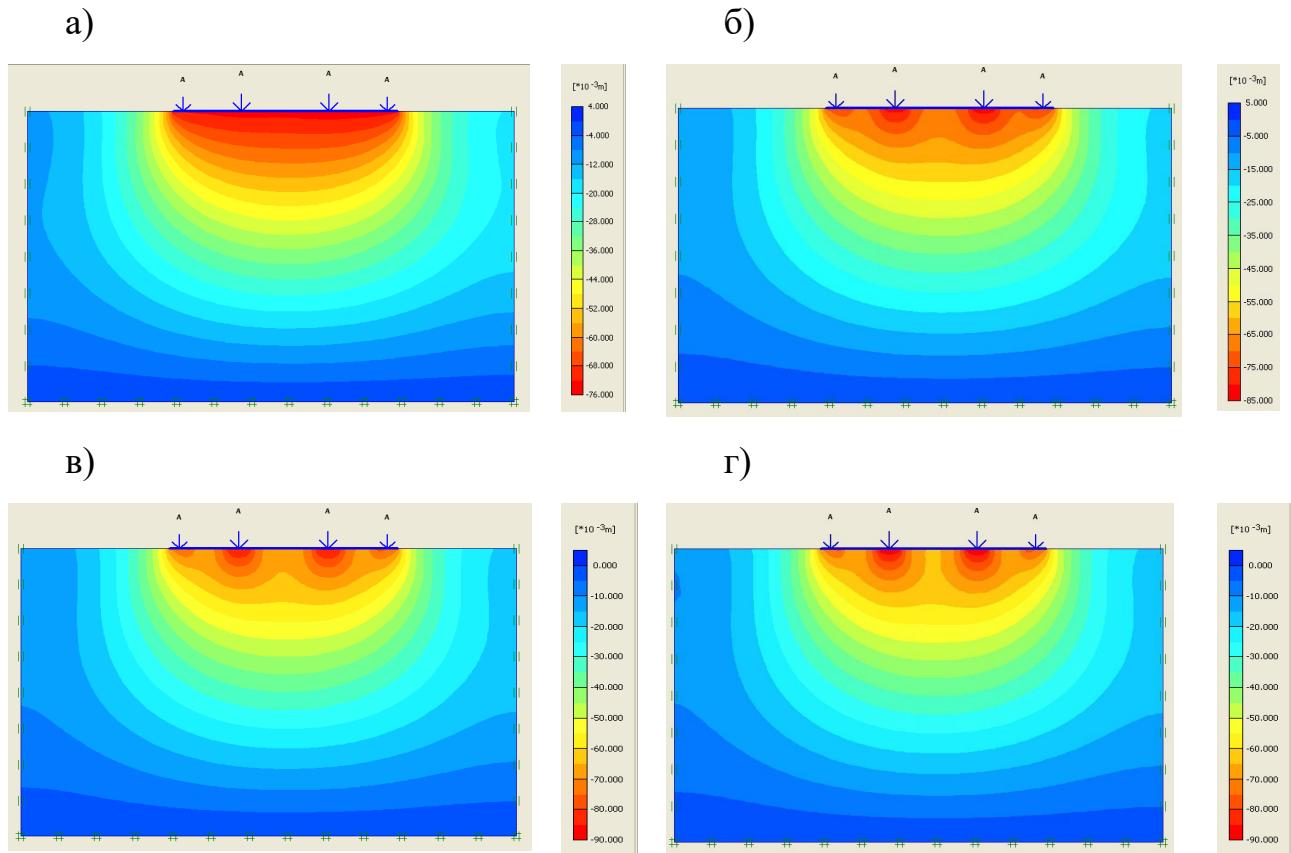


Рис. 6.44 Изополя осадок после приложения расчетной нагрузки: а) при сплошной фундаментной плите; б) включение элементов фундаментной плиты в работу при нагрузке 50% от расчетной; в) то же при нагрузке 70% от расчетной; г) то же при нагрузке 90% от расчетной

Относительное изменение изгибающих моментов и осадок в опорном и пролетном сечении плитного фундамента в зависимости от этапа включения пролетных элементов в работу приведены на рис. 6.45. За 100% приняты изгибающие моменты $M_{пл}$ и осадки $S_{пл}$ в соответствующих сечениях сплошного плитного фундамента.

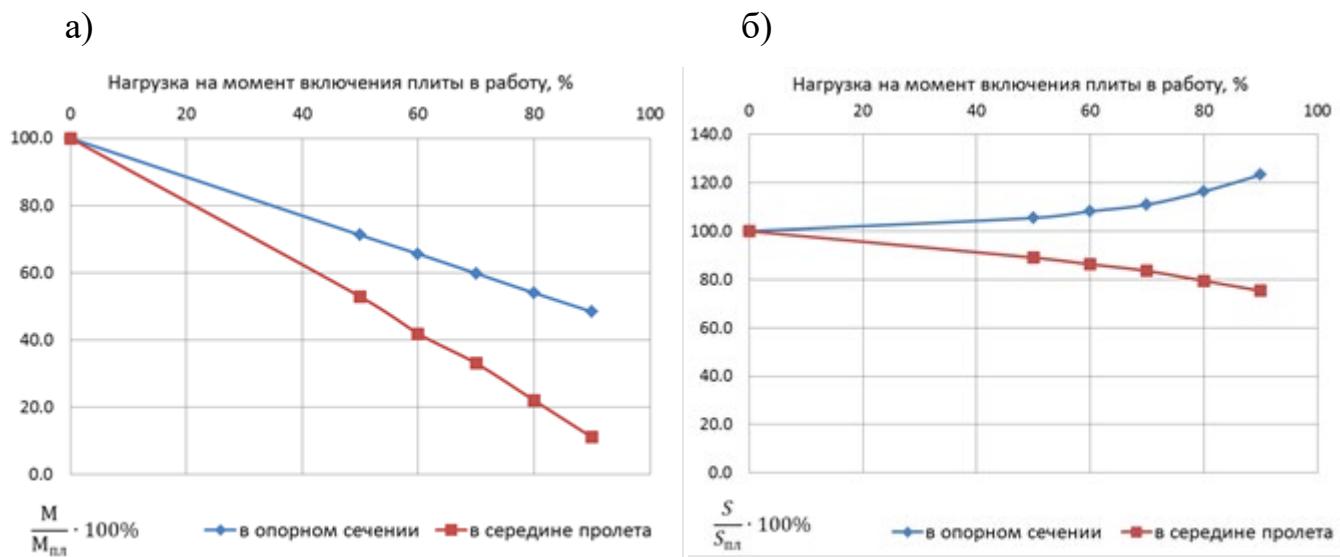


Рис. 6.45 Изменение изгибающих моментов и осадок в опорном и пролетном сечении плитного фундамента в зависимости от этапа включения пролетных элементов в работу: а) изгибающий момент, выраженный в процентном отношении от изгибающего момента в соответствующем сечении сплошной фундаментной плиты; б) осадка, выраженная в процентном отношении от осадки сплошной фундаментной плиты

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Поэтапное включение в работу пролетных элементов плитного фундамента позволяет существенно уменьшить усилия в пролетной части фундаментной плиты. При этом, чем позже будет включена в работу плитная часть фундамента тем меньше в ней будут изгибающие моменты. Изгибающие моменты в пролетной части фундаментной плиты таким образом можно снизить в несколько раз, и соответственно существенно снизить материалоемкость фундамента.

2. Снижение изгибающих моментов наблюдается не только в пролетной части плитного фундамента, но и в опорных участках. Это явление объясняется трансформацией эпюры контактных давлений под подошвой фундамента после образования зон предельного равновесия под краями опорных элементов.

3. Давления по подошве плитного фундамента распределяются менее равномерно, повышаясь под подошвой опорных элементов и понижаясь под пролетной частью. Это позволяет более полно использовать несущую способность основания непосредственно под опорными элементами. Этап

включения пролетных элементов в работу может быть продиктован ограничением давлений под подошвой либо осадок опорных элементов какой-то долей от предельных значений.

4. Осадки опорных элементов плитного фундамента выше, чем пролетных элементов, в связи с этим рекомендуется предусматривать их строительный подъем на величину осадки на момент включения в работу пролетных элементов.

5. При строительстве в сложных инженерно-геологических условиях, а также при неоднородных напластованиях существует вероятность проявления неравномерных осадок фундаментов (кренов) уже в процессе строительства здания. В этом случае возможно частичное либо полное исправление неравномерных осадок, возникших во время строительства, путем включения в работу пролетных элементов плитного фундамента на участках с меньшими осадками на более позднем этапе возведения здания.

6.10. Жесткость основания саморегулирующихся фундаментов

Рассмотрено применение саморегулирующегося ленточного фундамента, подошва которого выполнена в виде продольных ребер высотой 100 мм (рис. 6.46). При перераспределении нагрузок, вызванном неравномерными осадками, саморегулирующийся фундамент изменяет параметры взаимодействия с основанием. По мере увеличения нагрузки и осадки происходит увеличение опорной площади подошвы рассматриваемого фундамента от 1 м до 3 м.

Грунт основания имеет следующие основные характеристики ($\gamma=17,1 \text{ кН/м}^3$, $E=14 \text{ МПа}$, $c_{II}=23 \text{ кПа}$, $\phi_{II}=21^\circ$, $c_I=15,3 \text{ кПа}$, $\phi_I=18,3^\circ$).

Зависимости осадки и коэффициента жесткости основания саморегулирующегося фундамента от уровня нагрузки на фундамент (рис. 6.47, 6.48) строились путем постепенного пошагового нагружения фундамента, в ходе которого на каждом шаге выполнялась корректировка параметров (размеров и площади) контактной поверхности в зависимости от величины текущей осадки в соответствии с алгоритмом, предложенным в п. 3.2.6.

Аналогичные зависимости были построены для ленточных фундаментов со сплошной подошвой шириной 1 и 3 м.

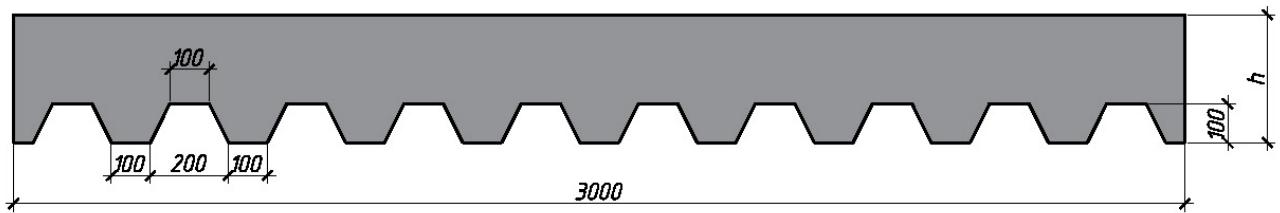


Рис. 6.46 Поперечное сечение саморегулирующегося ленточного фундамента

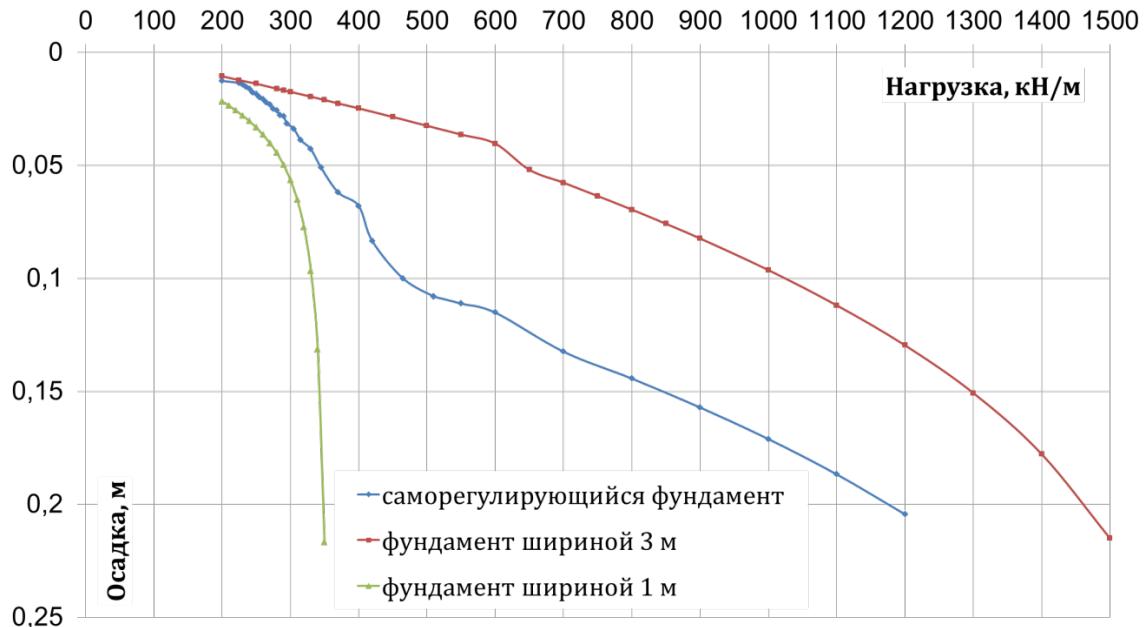


Рис. 6.47 Зависимость осадок от нагрузки на фундамент

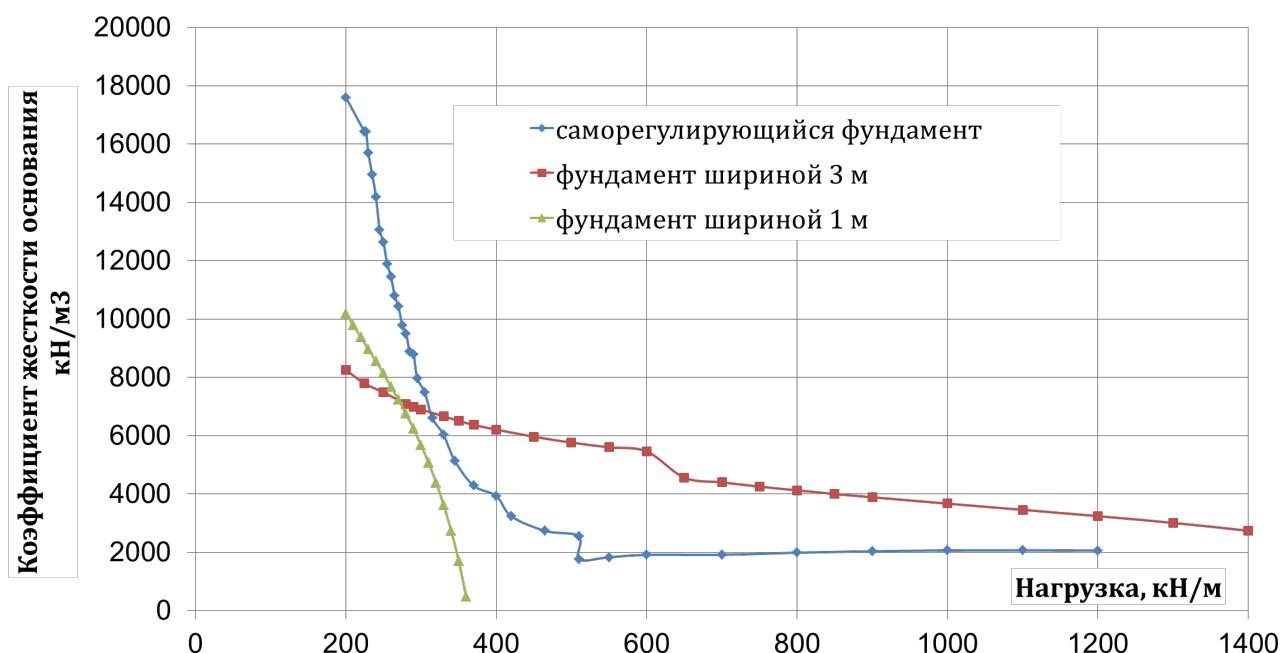


Рис. 6.48 Зависимость коэффициента жесткости основания от нагрузки

6.11. Выводы

1. Несмотря на имеющиеся недостатки (см. п. 6.1) модель переменного коэффициента жесткости основания (Клепикова С.Н.) является одной из наиболее приемлемых моделей для расчета ЗиС в СИГГУ. Особенно для СИГГУ, в которых деформации основания не зависят от внешней нагрузки на основание.
2. Применение расчетной модели основания в форме коэффициента жесткости Клепикова позволяет учесть как деформации общего характера, распространяющиеся за пределы нагруженной площади, так и местные деформации, развивающиеся только непосредственно под нагрузкой. При этом может учитываться как линейная, так и нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями.
3. Наиболее неблагоприятные значения неравномерных осадок, вызванных разуплотнением грунта, соответствуют относительной ширине котлована в диапазоне $5 \leq B_k/D_k \leq 10$. При относительной ширине котлована менее 5 несмотря на увеличение относительной неравномерности осадок происходит резкое снижение абсолютной разности осадок за счет существенного уменьшения осадки центральной точки, которая может составлять 15 – 50% от своего максимального значения. При увеличении относительной ширины котлована более 10 происходит значительное снижение неравномерных осадок, вызванных разуплотнением грунта, за счет увеличения расстояния между характерными точками котлована и уменьшения абсолютной разности осадок этих точек из-за опережающего увеличения осадок в крайних точках. При этом осадка в центральной точке практически достигает своего максимального значения при $B_k/D_k > 25$, в то время как осадки в крайних и угловых точках продолжают увеличиваться вплоть до $B_k/D_k = 100$.
4. Для бескаркасных зданий в грунтовых условиях I типа по просадочности учет неравномерных деформаций основания, вызванных просадками от собственного веса грунта, целесообразен только при $H_{sl} \leq 2 \cdot h_{sl,p}$ либо при просадках от внешней нагрузки близких к 0. В остальных случаях просадку от собственного веса грунта учитывать не следует.

5. Характер распределения вертикальных напряжений в обводненном набухающем грунте по результатам численных исследований подтвердил выдвинутую автором гипотезу (см. п 2.3.3) о распределении в горизонтальном сечении дополнительных напряжений от неувлажненной части грунтового массива в виде близком к линейным треугольным эпюрам, с пиковыми значениями на границе обводненной зоны.

6. Значения величины подъема поверхности в центре площади замачивания, определенные по предложенному автором алгоритму и по действующим нормативным документам, отличаются не более чем на 3%.

7. Целенаправленное увеличение податливости основания позволяет существенно снизить дополнительные усилия в отдельных конструкциях, вызванные неравномерными деформациями основания, не зависящими от внешней нагрузки, на величину до 50%.

8. Моделирование деформаций основания, не зависящих от внешней нагрузки на основание, следует выполнять вынужденными перемещениями основания в соответствии с п. 3.5.5.

9. При неравномерных деформациях основания сечения здания испытывают депланацию, которая вызывает уменьшение их изгибной жесткости. При этом, чем меньше сдвиговая жесткость сечения, тем больше степень ее депланации. Соответственно при расчете системы «ОФС» требуется учет как изгибной, так и сдвиговой жесткости здания.

10. При моделировании воздействий на ЗиС от карстовых деформаций необходимо учитывать возможность разуплотнения грунта в окрестностях карстовой воронки.

11. Применение саморегулирующихся фундаментов является эффективным мероприятием для снижения дополнительных усилий в конструкциях от неравномерных деформаций основания и позволяет: частично компенсировать (на величину высоты продольных ребер) неравномерность деформаций основания; при перераспределении нагрузки снизить в 2-3 раза жесткость основания, сохраняя при этом его несущую способность.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

Задачи теоретических исследований, выполненных в данной диссертации, как правило, вытекали из противоречий, выявленных автором в результате анализа многочисленных результатов расчета и многолетних натурных обследований и наблюдений за зданиями и сооружениями, которые эксплуатируются в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях.

Анализ закономерностей совместной работы системы «ОФС» в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях позволяет сделать следующие выводы.

1. Полученные в работе результаты исследований позволяют утверждать, что поставленная цель, заключающаяся в решении важной научно-технической проблемы, а именно в развитии методов совместного расчета зданий и сооружений с неравномерно деформируемым основанием в сложных инженерно-геологических условиях, достигнута.

2. Из рассмотренных моделей грунтового основания модель переменного коэффициента жесткости (Клепикова С.Н.) является одной из наиболее приемлемых для расчета зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, в которых деформации основания не зависят от внешней нагрузки на основание. Данная модель позволяет учесть все новые предложения по развитию аналитических методов определения различных видов деформаций грунтового основания. При этом распределительная способность грунта может учитываться как частично, так и полностью при соотношении $E_{el}/E \approx 1$.

3. Учет нелинейной работы грунтового основания и материалов строительных конструкций позволяет реализовать излишние запасы прочности в конструкциях и получить значительный экономический эффект. В частности при проектировании 16-ти этажного жилого дома на подрабатываемой территории в квартале 191А по ул. Розы Люксембург в г. Донецке учет нелинейной работы конструкций и основания позволил снизить площадь рабочей арматуры в

вертикальных железобетонных элементах (стенах, колоннах) в среднем на 20-25%, а в отдельных элементах на 30-40%.

4. Предложенные усовершенствования аналитических методов определения деформаций основания, вызванных отдельными видами сложных инженерно-геологических условий, позволяют существенно расширить область их корректного применения. При этом, в пределах области корректного применения общепринятых методов расхождения в результатах не превышают 5 %.

5. В грунтовых условиях I типа по просадочности учет неравномерных деформаций основания бескаркасных зданий, вызванных просадками от собственного веса грунта, целесообразен только при $H_{sl} \leq 2 \cdot h_{sl,p}$ либо при просадках от внешней нагрузки близких к 0. В остальных случаях просадку от собственного веса грунта учитывать не следует.

6. Предложенный алгоритм построения поверхности бугра набухания при замачивании набухающих грунтов сверху позволяет определять воздействия в виде вынужденных перемещений основания или дополнительных эквивалентных нагрузок на расчетную схему здания с учетом неоднородности геологического строения грунтового массива, формы обводненной зоны и полей напряжений, как от собственного веса грунта, так и от внешней нагрузки. Значения величины подъема поверхности в центре площади замачивания, определенные по предложенному алгоритму и по действующим нормативным документам, отличаются не более чем на 3%.

7. Моделирование неравномерных деформаций основания, не зависящих от внешней нагрузки на основание, при численных методах расчета следует выполнять вынужденными перемещениями основания. Моделирование таких деформаций изменением жесткости основания является некорректным, так как завышает дополнительные усилия в конструкциях. При определенных условиях (низкой жесткости основания) результаты могут приближаться к результатам, полученным при моделировании вынужденными перемещениями, однако с

увеличением жесткости основания разница в результатах будет увеличиваться и может достигать 200% и более.

8. Относительную жесткость системы "основание – фундамент – сооружение" целесообразно регулировать путем изменения напряженно-деформированного состояния ее элементов. При этом целенаправленное увеличение податливости основания позволяет снизить дополнительные усилия в отдельных конструкциях, вызванные неравномерными деформациями основания, не зависящими от внешней нагрузки, на величину до 50%.

9. Наиболее неблагоприятной схемой неравномерных деформаций основания, учитываемой в особом сочетании воздействий от сложных инженерно-геологических условий, как правило, является схема, усугубляющая неравномерность деформаций основания от основного сочетания нагрузок.

10. Результаты исследования и разработанное программное обеспечение были внедрены при проектировании и технической диагностике более 100 строительных объектов, эксплуатирующихся в сложных инженерно-геологических условиях, что позволило: сократить затраты времени и труда на поиск наиболее неблагоприятных расчетных схем и выполнение расчетов; повысить экономичность и надежность проектных решений зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях; применить рациональные и эффективные меры защиты зданий и сооружений от неравномерных деформаций основания.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Банах, В.А. Развитие статико-динамических расчетных моделей зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях : автореф. дис. д.т.н.: 05.23.01 / Банах Виктор Аркадиевич. Днепропетровск. 2013. 38 с.
2. Гарагаш, Б.А. Надежность стохастических пространственных систем сооружений и оснований при неоднородных деформациях оснований : дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02, 05.23.17 / Гарагаш Борис Ашотович. Волгоград. 2001. 519 с.
3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будинків і споруд. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 104 с.
4. EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. Brussels: European Committee for Standardization, November 2004. 168 pp.
5. Frank, R. Some aspects of soil-structure interaction according to Eurocode 7 'Geotechnical design' / R. Frank // Engenharia Civil, Vol. 25, 2006. pp. 5-16.
6. Филоненко-Бородич, М.Н. Теория упругости / М.Н. Филоненко-Бородич. М.: Гостехиздат, 1947. 300 с.
7. Пастернак, П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П.Л. Пастернак. М.: Госстройиздат, 1954. 56 с.
8. Медников, И.А. Коэффициенты постели линейно-деформируемого многослойного основания / И.А. Медников // Основания фундаменты и механика грунтов, № 4, 1967.
9. Sekhar Chandra Dutta. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system / Sekhar Chandra Dutta, Rana Roy // Computers and Structures, No. 80, 2002. pp. 1579–1594.
10. Фам Дау Кыонг. Коэффициент постели и его использование при расчете взаимодействия фундаментных плит и грунтовых оснований : автореф. дис.

... канд. техн. наук: 05.23.02 / Фам Даык Кыонг. М. 2009. 22 с.

11. Клейн, Г.К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании / Г.К. Клейн // тр. МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1956. С. 21-29.
12. Бугров, А.К. Механика грунтов / А.К. Бугров. СПб.: Изд-во Политехн. университета, 2011. 287 с.
13. Леонтьев, Н.Н. Основы теории балок и плит на деформируемом основании / Н.Н. Леонтьев, А.Н. Леонтьев, Д.Н. Соболев, Н.Н. Анохин/ Учебное пособие. М.: МИСИ им. Куйбышева, 1982. 120 с.
14. Власов, В.З. Балки, плиты и оболочки на упругом основании / В.З. Власов, Н.Н. Леонтьев. М.: Физматгиз, 1960. 491 с.
15. Клепиков, С.Н. Расчет балок на упругом основании при переменном коэффициенте постели / С.Н. Клепиков // "ОФМГ", № 5, 1965. С. 21–23.
16. Клепиков, С.Н. Расчет конструкций на упругом основании / С.Н. Клепиков. К.: Будівельник, 1967. 184 с.
17. Клепиков, С.Н. Расчет конструкций на неупругом основании при сложном нагружении / С.Н. Клепиков // "ОФМГ", № 5, 1983. С. 15–17.
18. Клепиков, С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. К.: НИИСК, 1996. 204 с.
19. Манвелов, Л.И. О выборе расчетной модели упругого основания / Л.И. Манвелов, А.И. Барташевич // Строительная механика и расчет сооружений, № 4, 1961.
20. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. 3-е изд. М.: Стройиздат, 1984. 679 с.
21. Синицын, А.П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости / А.П. Синицын. М.: Стройиздат, 1974. 176 с.
22. Rachkov, D.V. Qualified method of layer-by-layer summation to define the

- settlement of foundation / D.V. Rachkov, Ya.A. Pronozin, V.M. Chikishev // Magazine of Civil Engineering, No. 4(72), 2017. pp. 36-45.
23. Зарецкий, Ю.К. Нелинейная механика грунтов и перспективы ее развития / Ю.К. Зарецкий // "ОФМГ", № 5, 1982. С. 28–31.
 24. Зарецкий, Ю.К. Напряженно–деформированное состояние грунтового основания под действием жесткого ленточного фундамента / Ю.К. Зарецкий, В.В. Орехов // "ОФМГ", № 6, 1983. С. 21–24.
 25. Орехов, В.В. Методика расчётов многофазных, нелинейно деформируемых грунтовых оснований при статических и сейсмических воздействиях / В.В. Орехов. М.: МГСУ, 2010. 80 с.
 26. Бугров, А.К. О решении смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунтов / А.К. Бугров // "ОФМГ", № 6, 1974. С. 20–23.
 27. Бугров, А.К. Расчет осадок с развитыми пластическими областями и проектирование фундаментов на них / А.К. Бугров // Всесоюзн. науч.-техн. конф. Современные проблемы нелинейной механики грунтов. Челябинск. 1987. С. 78–83.
 28. Шapiro, Д.М. Практический метод расчета оснований и грунтовых сооружений в нелинейной постановке / Д.М. Шapiro // "ОФМГ", № 5, 1985. С. 19-21.
 29. Шapiro, Д.М. Нелинейная механика грунтов / Д.М. Шapiro. Воронеж: ВГАСУ, 2016. 123 с.
 30. Малышев, М.В. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах / М.В. Малышев, Н.С. Никитина // "ОФМГ", № 2, 1982. С. 21-25.
 31. Малышев, М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев. М.: Стройиздат, 1994. 228 с.
 32. Мурзенко, Ю.Н. Проектирование оснований зданий и сооружений в нелинейной стадии работы. Учебное пособие / Ю.Н. Мурзенко.

Новочеркасск: изд. НПИ, 1981. 88 с.

33. Мурзенко, Ю.Н. Расчет оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю.Н. Мурзенко. Л.: Стройиздат Л. отделение, 1989. 134 с.
34. Гольдштейн, М.Н. Инженерный метод расчета осадок при давлениях, превышающих нормативное / М.Н. Гольдштейн, С.Г. Кушнер // "ОФМГ", № 5, 1970. С. 13–17.
35. Клепиков, С.Н. Исследование взаимодействия модели здания с нелинейно-деформируемым основанием / С.Н. Клепиков, А.И. Кисиль, Г.В. Шарапов // Основания и фундаменты / Респ. межвед. науч.-техн. сб. - К., № 19, 1986. С. 32-35.
36. Метелюк, Н.С. Упрощенный способ определения коэффициента жесткости нелинейно деформируемого основания при расчетах зданий в сложных условиях / Н.С. Метелюк // Проектирование и строительство заглубленных в грунт сооружений и конструкций. К.: НИИСК, 1984. С. 34–39.
37. Рыжов, А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований / А.М. Рыжов. Запорожье: Видавець, 1995. 448 с.
38. Петраков, А.А. Применение деформационной теории пластичности для анализа сложных нагрузений / А.А. Петраков // Строительная механика и расчет сооружений, № 2, 1984. С. 13–18.
39. Пилягин, А.В. Метод решения смешанной пространственной задачи теории упругости и пластичности грунтов / А.В. Пилягин // Исследование работы оснований и фундаментов в сложных грунтовых условиях. Межвузовский сборник. Казань: КХТИ им. С.М. Кирова, 1985. С. 44-47.
40. Фадеев, А.Б. Решение осесимметричной смешанной задачи теории упругости и пластичности методом конечных элементов / А.Б. Фадеев // "ОФМГ", № 4, 1984. С. 25–27.
41. Алехин, А.Н. Метод расчета осадок грунтовых оснований с использованием

- нелинейной модели / А.Н. Алехин // Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 8, 2004. С. 156-161.
42. Трегуб, А.В. Обоснование допускаемого давления на нелинейно-деформируемые основания фундаментов мелкого заложения в соответствии с национальными нормами и Еврокодами / А.В. Трегуб, Ю.А. Киричек // Будівельні конструкції, № 83(2), 2016. С. 272-281.
 43. Трегуб, А.В. Усовершенствование метода проектирования фундаментов мелкого заложения с учетом нелинейности деформирования грунтов : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Трегуб Александр Викторович. Днепропетровск. 2014. 223 с.
 44. Mirsayarov, I.T. Prediction of deformations of foundation beds with a consideration of long-term nonlinear soil deformation / I.T. Mirsayarov, I.V. Koroleva // Soil Mech Found Eng, No. 48, 2011. pp. 148-157.
 45. Криворотов, А.П. Оценка взаимодействия фундаментов с грунтом и совершенствование методов их проектирования : дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Криворотов Александр Петрович. Пермь. 2002. 404 с.
 46. Lukić Kristić, I. Direct method for determination of shallow foundation settlements / Lukić Kristić, I., Szavits-Nossan, V., Miščević, P. // GRAĐEVINAR, Vol. 6, No. 69 , 2017. pp. 467-477, doi: 10.14256/JCE.1926.2016.
 47. Рекомендации по расчету нелинейных осадок фундаментов мелкого заложения в условиях плоской задачи. К.: НИИСК, 1973. 28 с.
 48. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов / С.С. Вялов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
 49. Гольдштейн, М.Н. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений / М.Н. Гольдштейн, С.Г. Кушнер, М.И. Шевченко. К.: Будівельник, 1977. 208 с.
 50. Yang, G. Application of The Tangent Modulus Method in Nonlinear Settlement Analysis of Sand Foundation / Yang G., Luo Y., Zhang Y. and Wang E. //

Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris. 2013. pp. 3483-3486.

51. Лушников, В.В. Анализ расчетов осадок в нелинейной стадии работы грунта / В.В. Лушников, А.С. Ярдяков // Вестник ПНИПУ Строительство и архитектура, № 2, 2014. С. 44-55.
52. Романов, О.М. Аппроксимирующие зависимости реальных диаграмм деформирования грунта при его нагружении / О.М. Романов // Будівельні конструкції. – Київ: НДІБК, 2000. С. 210 – 214.
53. Методические рекомендации по учету нелинейных свойств основания при расчете конструкций по реальным диаграммам деформирования грунта / НИИСК Госстроя СССР. К. 1977. 30 с.
54. Шашкин, А.Г. Теоретические и методологические основы обеспечения безопасности строительства и эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга : дис. ... д-ра техн. наук: 25.00.08 / Шашкин Алексей Георгиевич. СПб. 2011. 399 с.
55. Шапиро, Д.М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники / Д.М. Шапиро. Воронеж: ИПЦ «Научная книга», 2012. 164 с.
56. Кушнер, С.Г. К использованию нелинейных моделей в механике грунтов / С.Г. Кушнер // "ОФМГ", № 4, 1994. С. 11-13.
57. Быховцев, В.Е. Компьютерное моделирование систем нелинейной механики грунтов / В. Е. Быховцев, А. В. Быховцев, В. В. Бондарева. – Гомель: Гомельский государственный университет им. Ф. Скорины. 2002. 215 с.
58. Вронский, А.В. Учет нелинейной зависимости осадки основания от нагрузки при расчете жестких балок на неоднородном основании / А.В. Вронский // "ОФМГ", № 3, 1969.
59. Вронский, А.В. Влияние характера изменения жесткости основания на напряженное состояние его конструкций / А.В. Вронский // Сб. Основания, фундаменты и подземные сооружения, № 59, 1970.

60. Косицын, Б.А. Об учете нелинейности деформирования основания при расчете эксплуатируемых зданий на неравномерные осадки / Б.А. Косицын // "ОФМГ", № 2, 1981. С. 11-13.
61. Вялов, С.С. Осадки и контактные давления нелинейно-деформируемого основания при полосовой нагрузке / С.С. Вялов // "ОФМГ", № 6, 1977. С. 15–20.
62. Ломизе, Г.М. Исследование закономерностей развития напряженно-деформированного состояния песчаного основания при плоской деформации / Г.М. Ломизе, А.Л. Крыжановский, В.Ф. Петрянин // "ОФМГ", № 1, 1972. С. 4-7.
63. Метелюк, Н.С. Совершенствование расчета сооружений, возводимых в сложных грунтовых условиях / Н.С. Метелюк. К.: Будівельник, 1980. 144 с.
64. Васенин, В.А. Учет реологических свойств грунтов при расчете осадок здания / В.А. Васенин, Е.Д. Астафьева // Строительство уникальных зданий и сооружений, № 1, 2012. С. 1-21.
65. Леденев, В.В. Механические и реологические модели оснований и фундаментов / В.В. Леденев, А.В. Худяков. Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2012. 80 с.
66. Ухов, С.Б. Расчет сооружений и оснований методом конечного элемента / С.Б. Ухов. М.: МИСИ, 1973. 118 с.
67. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. М.: Недра, 1987. 224 с.
68. Мангушев, Р.А. Механика грунтов: Учебник / Р.А. Мангушев, В.Д. Карлов, И.И. Сахаров. М.: ACB, 2009. 264 с.
69. Мангушев, Р.А. Основания и фундаменты: Учебник для бакалавров строительства / Р.А. Мангушев, В.Д. Карлов, И.И. Сахаров, А.И. Осокин. М.: Изд-во ACB, 2011. 394 с.
70. Кудрявцев, С.А. Использование метода конечных элементов в решении задач

- геотехники: учеб. пособие / С.А. Кудрявцев и др. Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 2014. 162 с.
71. Парамонов, В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники / В.Н. Парамонов. СПб.: ГК «Геореконструкция», 2012. 262 с.
 72. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. СПб.: "Стройиздат Северо-Запад", Группа компаний "Геореконструкция", 2010. 551 с.
 73. Строкова, Л.А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов / Л.А. Строкова // Известия Томского политехнического университета. 2008. Т. 313. № 1. С. 69-74.
 74. Schanz, T. The hardening soil model: formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema, Rotterdam. 1999. 281-290 pp.
 75. Строкова, Л.А. Научно методические аспекты создания расчетных моделей грунтовых оснований / Л.А. Строкова // Известия Томского политехнического университета, Т. 316, № 1, 2010. С. 151-156.
 76. Тер-Мартиросян, А.З. Определение параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний / А.З. Тер-Мартиросян, А.Ю. Мирный, В.В. Сидоров, Е.С. Соболев // Геотехника. Теория и практика. Общероссийская конф. молодых ученых, научных сотрудников и специалистов: межвузовский тематический сб. трудов. СПб. 2013. С. 141-146.
 77. Мельников, Р.В. Компрессионные испытания грунта как способ определения параметров модели Hardening Soil / Р.В. Мельников // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2014. № 4. С. 90-94.
 78. Болдырев, Г.Г. Определение параметров моделей грунтов / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Д.Н. Валеев // "ОФМГ", № 3, 2006. С. 20-25.
 79. Соколова, О.В. Подбор параметров грунтовых моделей в программном комплексе Plaxis 2D / О.В. Соколова // Инженерно-строительный журнал.

2014. № 4. С. 10-16.

80. Калугина, Ю.А. Расчетные модули деформации грунта согласно национальным стандартам России и Германии / Ю.А. Калугина, Д. Кек, Я.А. Пронозин // Инженерно-строительный журнал, № 7(75), 2017. С. 139-149.
81. Шулятьев, О.А. Основания и фундаменты высотных зданий / О.А. Шулятьев. М.: ACB, 2016. 392 с.
82. Егорова, Е.С. Модели грунтов, реализованные в программных комплексах SCAD Office и Plaxis 3D / Е.С. Егорова, А.В. Иоскевич, В.В.Иоскевич, К.Н. Агишев, В.Ю. Кожевников // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2016. № 3(42). С. 31-60.
83. Кушнер, С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. Запорожье: ООО "ИПО Запорожье", 2008. 496 с.
84. Барвашов, В.А. К расчету осадок грунтовых оснований, представленных различными моделями / В.А. Барвашов // "ОФМГ", № 4, 1977. С. 25-27.
85. Гарагаш, Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «основание-сооружение» при неравномерных деформациях основания. В 2-х томах. Учебное издание / Б.А. Гарагаш. М.: ACB, 2012. 416, 472 с.
86. Шейнин, В.И. Алгоритм и программа инженерного расчета осадок фундаментных плит с учетом неравномерности нагрузки на основание и неоднородности массива / Шейнин В.И. и др. // "ОФМГ", № 5, 2006. С. 2-7.
87. Тимченко, Р.А. Расчет круглого фундамента на подрабатываемых территориях / Р.А. Тимченко, А.В. Богатынский // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво), Т. 2, № 3(38), 2013. С. 344-351.
88. Флорин, В.А. Основы механики грунтов. В 2 т. / В.А. Флорин. Л., М.: Госстройиздат, 1959, 1961.
89. Жемочкин, Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Синицын. 2-е изд. М.: Госстройиздат, 1962. 239 с.

90. Кузнецов, В.И. Упругое основание. Расчеты балок, плит и рам / В.И. Кузнецов. М.: Госстройиздат, 1952. 296 с.
91. Симвулиди, И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании: Учеб. пособие для строит. спец. вузов / И.А. Симвулиди. 5-е изд. М.: ВШ, 1987. 576 с.
92. Егупов, В.К. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость / В.К. Егупов, К.В. Егупов, Э.П. Лукаш. К.: Будівельник, 1982. 144 с.
93. Косицын, Б.А. Расчетные схемы зданий при их статическом расчете на неравномерные осадки фундаментов / Б.А. Косицын // Исследования по расчету строительных конструкций и надежности сооружений: Сб. науч. тр. / ЦНИИСК. М., 1987. С. 16-27.
94. Лишак, В.И. Некоторые вопросы расчета конструкций крупнопанельных зданий на неравномерные осадки оснований / В.И. Лишак // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. М.: Госстройиздат, 1963. С. 67-71.
95. Соболев, Д.Н. Практический метод определения расчетных усилий в крупнопанельных зданиях на неоднородных основаниях / Д.Н. Соболев // Статические расчеты крупнопанельных зданий. М., 1963. С. 97-128.
96. Милюков, Д.А. Строительство и защита жилых и гражданских зданий на подрабатываемых территориях / Д.А. Милюков, А.А. Петраков. К.: Будівельник, 1981. 104 с.
97. Шагин, П.П. Прочность и устойчивость бескаркасных жилых зданий из сборных элементов на сильно и неравномерно сжимаемых грунтах / П.П. Шагин. М.: Госстройиздат, 1961. 347 с.
98. Семенюк, С.Д. Железобетонные фундаменты из перекрёстных балок в сложных грунтовых условиях / С.Д. Семенюк // Будівельні конструкції. 2015. № 82. С. 529-539.
99. Сергеев, Д.Д. Проектирование крупнопанельных зданий для сложных

- геологических условий / Д.Д. Сергеев. М.: Стройиздат, 1973. 160 с.
100. Дионисьев-Македонский, А.Д. Приведенные жесткостные характеристики стен зданий / А.Д. Дионисьев-Македонский // Прогрессивные конструктивные решения в промышленном и гражданском строительстве Харьковской области. Харьков: НТО Стройиндустрии. 1970. С. 37-41.
101. Мустафаев, А.А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах / А.А. Мустафаев. М.: Высшая школа, 1989. 590 с.
102. Meyerhoff, G.G. The settlement analysis of building frames / G.G. Meyerhoff // The Structural Engineering, No. 25, 1953.
103. Лишак, В.И. Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные деформации основания / В.И. Лишак. М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1969. 67 с.
104. Косицын, Б.А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий / Б.А. Косицын. М.: Стройиздат, 1971. 215 с.
105. Вольфсон, Б.П. Расчет зданий как сборных (монолитных) тонкостенных пространственных систем / Б.П. Вольфсон // Строительная механика и расчет сооружений, № 5, 1972. С. 7-14.
106. Милейковский, И.Е. Применение уравнений составных ортотропных плит к расчету каркасно-панельных и бескаркасных зданий / И.Е. Милейковский // Сб. Вопросы расчета конструкций жилых и общественных зданий со сборными элементами - М.: Госстройиздат, 1958. С. 81-98.
107. Гарагаш, Б.А. Относительная жесткость системы "основание-здание" как ее интегральная характеристика / Б.А. Гарагаш // Сб. Надежность и долговечность строительных материалов и конструкций. Международная техн. конф. - Волгоград: Изд-во ВолГАСА, 2000. С. 25-38.
108. Дроздов, П.Ф. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П.Ф.Дроздов, М.И. Додонов, Л.Л. Паньшин, Р.Л. Саруханян. М.: Стройиздат, 1986. 351 с.

109. Дыховичный, Ю.А. Проектирование и строительство на территориях, подверженных карстово-суффозионным процессам в Москве / Ю.А. Дыховичный, В.А. Максименко // "ОФМГ", № 3, 1979. С. 20 – 23.
110. Клепиков, С.Н. Расчет бескаркасных крупнопанельных зданий на неравномерные осадки оснований / С.Н. Клепиков. К.: Будівельник, 1966. 98 с.
111. Егупов, В.К. Пространственные расчеты зданий / В.К. Егупов, Т.А. Командрина, В.Н. Голобородько. К.: Будівельник, 1976. 264 с.
112. Косицын, Б.А. К учету нелинейности деформирования крупнопанельных стен при расчете зданий на неравномерные осадки / Б.А. Косицын // Исследование по теории и методам расчета строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1982. С. 75-83.
113. Подольский, Д.М. Пространственный расчет зданий повышенной этажности. М.: Стройиздат, 1975. 158 с.
114. Пшеничкин, А.П. К расчету гражданских зданий на неоднородных линейно и нелинейно деформируемых лессовых основаниях / А.П. Пшеничкин // Сб. Механика грунтов, основания и фундаменты. ВИСИ. Воронеж, 1972.
115. Кисиль, А.И. Применение ЭВМ для расчетов зданий разных конструктивных систем // Здания и сооружения в сложных грунтовых условиях. – К.: Будівельник, 1982. С. 74-78.
116. Левин, В.М. Методы расчета железобетонных башенных сооружений промышленного назначения : дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Левин Виктор Матвеевич. Макеевка. 1999. 344 с.
117. Трофимчук, А.Н. Надежность систем сооружение - грунтовое основание в сложных инженерно-геологических условиях / А.Н. Трофимчук, В.Г. Черный, Г.И. Черный. К.: Полграф Консалтинг, 2006. 248 с.
118. Городецкий, А.С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона / А.С. Городецкий, Л.Г. Батрак, Д.А. Городецкий

- и др. К.: Изд-во "Факт", 2004. 106 с.
119. Городецкий, А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. К.: Изд-во "Факт", 2005. 344 с.
120. Александров, А.В. Расчетная модель многоэтажного здания на основе метода конечных элементов и некоторые результаты ее применения / А.В. Александров, И.Н. Шапошников, Г.А. Мануйлов и др. // Труды III Международного симпозиума. Публикация №43 М. 1976. С. 51-58.
121. Немчинов, Ю.И. Расчет зданий и сооружений методом пространственных конечных элементов / Ю.И. Немчинов, А.В. Фролов // Строительная механика и расчет сооружений, № 5, 1981. С. 29-33.
122. Клованич, С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / С.Ф. Клованич, Д.И. Безушко. Одесса: Изд-во ОНМУ, 2009. 89 с.
123. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. 736 с.
124. Винников, Ю.Л. Моделирование напряженно-деформированного состояния системы «реконструируемое здание – фундаменты – основание» / Ю.Л. Винников, А.В. Суходуб, О.В. Кичаева // Вестник ПНИПУ, № 2, 2015. С. 50-63.
125. Леденев, В.В. Расчетные модели для проектирования конструкций зданий / В.В. Леденев, П.В. Монастырев, Г.М. Куликов, С.В. Плотникова. Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2016. 296 с.
126. Заварзин, Ю.В. Особенности деформирования каркасов многоэтажных зданий в условиях деформирования оснований : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Заварзин Юрий Владимирович. К. 1987. 22 с.
127. Гусениця, А.П. Конструкції багатоповерхових каркасних будинків та їх розрахунки / А.П. Гусениця, П.П. Шандрук. К.: КНУБА, 2002. 72 с.
128. Егупов, К.В. Сравнительный анализ расчетных моделей каркасно-каменных

- зданий / К.В. Егупов, К.И. Анисимов, А.С. Бондаренко // Вестник ОГАСА, № 33, 2010. С. 73-77.
129. Верюжский, Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский. К.: Книжное изд-во НАУ, 2006. 808 с.
130. Шулятьев С.О. Влияние несущего каркаса здания на напряженно-деформированное состояние фундаментной плиты : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Шулятьев Станислав Олегович. М. 2013. 24 с.
131. Дыховичный, А.А. Статически неопределеные железобетонные конструкции / А.А. Дыховичный. К.: Будівельник, 1978. 108 с.
132. Блюгер, Ф.Г. Расчет зданий с учетом нелинейной податливости соединений и локальных пластических деформаций стен / Ф.Г. Блюгер // Строительная механика и расчет сооружений, № 3, 1970.
133. Акуленко, М.М. Рекомендации по расчету железобетонных балок и балочных плит на упругом основании с учетом физической нелинейности / М.М. Акуленко. К.: НИИСК, 1973. 31 с.
134. Петраков, А.А. Практические методы решения упруго–пластических задач при сложном нагружении бетонных конструкций / А.А. Петраков // Современные проблемы строительства. Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО "Лебедь", 1999. С. 65–69.
135. Петраков, А.А. Исследование прочности бетона как материала, обладающего внутренним трением / А.А. Петраков // Вестник ДонГАСА, № 1(21), 2000. С. 112-114.
136. Петраков, А.А. Сложное нагружение строительных конструкций и оснований : автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01, 05.23.02 / Петраков Александр Александрович. К. 1994. 36 с.
137. Межеровский, В.А. Учет нелинейности работы остова зданий, взаимодействующих с просадочными основаниями / В.А. Межеровский, Н.А.

- Пономарева, Ж.А. Рахманов, И.И. Хаимов // Изв. вузов. Строительство, № 7-8, 1994. С. 26-31.
138. Крылов, С.М. Перераспределение усилий в статически неопределенных железобетонных конструкциях / С.М. Крылов. М.: Изд-во литературы по строительству, 1964. 168 с.
139. Печенов, А.Н. Расчет и конструирование многоэтажных каркасно-панельных зданий / А.Н. Печенов. 2-е изд. К.: Будівельник, 1975. 192 с.
140. Тихий, М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий. Пер. с чешск. / М. Тихий, Й. Ракосник. М.: Стройиздат, 1976. 198 с.
141. Залесов, А.С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, И.Ю. Ларичева // Бетон и железобетон, № 5, 1997. С. 31-35.
142. Емец, Е.В. Напряженно-деформированное состояние несущих железобетонных конструкций каркасных зданий, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Емец Елена Васильевна. Макеевка. 2003. 119 с.
143. Эренбург, В.М. Эксплуатационные пластические шарниры в железобетонных ригелях рамных каркасов общественных зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Эренбург Владимир Маркович. М. 1994. 24 с.
144. Манискевич, Е.С. Эффективность учета физической и геометрической нелинейности в расчетах железобетонных конструкций / Е.С. Манискевич, В.Я. Бачинский // Строительная механика и расчет сооружений, № 5, 1986. С. 38-40.
145. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций / ОАО "ЦНИИПромзданий". М. 2002. 39 с.

146. Рекомендации по применению нелинейных методов расчета конструкций на деформируемом основании. К.: НИИСК, 1970. 48 с.
147. Рекомендации по расчету пространственных систем зданий и сооружений на подрабатываемых территориях / А.А. Петраков, Ю.И. Мальцев. Донецк: Ротапринт Донецкого ПромстройНИИпроекта, 1984. 87 с.
148. Рекомендации по расчету железобетонных рам на воздействие деформаций земной поверхности по допускаемым перемещениям конструкций / Донецкий ПромстройНИИпроект. Донецк: ДПСНИИП, 1982. 107 с.
149. Рекомендации по расчету прочности и жесткости железобетонных рам с нелинейными диаграммами деформирования узлов и элементов на горизонтальные нагрузки. - М.: ЦНИИЭП жилища, 1976. 34 с.
150. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК. К.: НИИСП, 1987. 24 с.
151. Бугров, А.К. Исследование работы кирпичных зданий на неоднородных грунтах / А.К. Бугров, А.А. Плакс // "ОФМГ", № 1, 1992. С. 2-5.
152. Собуцкий, В.А. Работа конструкций крупнопанельного здания с ненесущими наружными стенами при неравномерных оседаниях основания : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Собуцкий Виталий Александрович. Полтава. 1992. 25 с.
153. Соколенко, В.М. Работа конструкций бескаркасных зданий на неравномерно деформирующемся основании в стадии монтажа : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Соколенко Валерий Михайлович. Полтава. 1992. 22 с.
154. Москалина, И.Н. Работа конструкций крупнопанельного здания в деформируемой системе "здание–основание" : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Москалина Иван Николаевич. К. 1984. 120 с.
155. Кравцов, В.Г. Работа конструкций бескаркасных зданий в условиях неравномерных вертикальных деформаций лессового просадочного

основания : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Кравцов Владимир Геннадьевич. К. 1984. 188 с.

156. Семчина, М.В. Особенности напряженно-деформированного состояния кирпичных пятиэтажных жилых зданий при реконструкции в условиях просадочных грунтов : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Семчина Мария Владимировна. Днепропетровск. 2014. 21 с.
157. Лишак, В.И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ / В.И. Лишак. М.: Стройиздат, 1977. 176 с.
158. Лишак, В.И. Нелинейный расчет бескаркасных зданий методом разделения деформаций / В.И. Лишак // Конструктивные системы полносборных зданий, 1988. С. 54-74.
159. Лишак, В.И. Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания с учетом фактора времени / В.И. Лишак // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. М.: Госстройиздат, 1965. С. 96-121.
160. Кашеварова, Г.Г. Численное моделирование деформирования и разрушения системы "здание-фундамент-основание" / Г.Г. Кашеварова, Н.А. Труфанов. Екатеринбург - Пермь: УрО РАН, 2005. 225 с.
161. Перельмутер, А.В. Учет изменения жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации / А.В. Перельмутер, О.В. Кабанцев // Инженерно-строительный журнал, № 1(53), 2015. С. 6–14.
162. Перельмутер, А.В. Управление поведением несущих конструкций / А.В. Перельмутер. К.: УФИМБ, 1998. 148 с.
163. Кабанцев, О.В. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции / О.В. Кабанцев, А.Г. Тамразян // Инженерно-строительный журнал, № 5(49), 2014. С. 15–26.
164. Банах, В.А. Особенности моделирования взаимодействия зданий и сооружений с грунтовыми основаниями в сложных инженерно-

- геологических условиях / В.А. Банах // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. Зб. Вип. 42. К., КНУБА, 2011. С. 10-20.
165. Шагин, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Г.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров. М.: Высшая школа, 1991. 352 с.
166. Егоров, А.И. Усиление фундаментов в процессе реконструкции зданий и сооружений / А.И. Егоров. М.: ВНИИНТПИ, 1991. 64 с.
167. Тетиор, А.Н. Проектирование и сооружение экономичных конструкций фундаментов / А.Н. Тетиор. К.: Будівельник, 1975. 204 с.
168. Тетиор, А.Н. Фундаменты / А.Н. Тетиор. М.: Издательский центр «Академия», 2010. 400 с.
169. Патент №1216288. СССР. Фундамент зданий и сооружений / А.К. Беляничев. И.А. Бердичевский, С.Н. Клепиков, М.Л. Клоницкий, Д.Б. Цекерман, А.С. Шенкар. №3778436/29-33; заяв. 06.08.84; опуб. 07.03.86. Бюл. №9. 2 с.
170. Деклар. Патент на винахід 53905 України., МКІ Е02D 27/34. Спосіб зведення фундаменту будівлі (споруди). / Петраков О.О., Вінogradov B.M., Rashewsky M.B. заявл. 19.02.2002, опубл. 17.02.2003. Бюл. №2 – 4 с.
171. Патент №1814677. СССР. Сборно-монолитная фундаментная плита / Р.Л. Айазов. - №5019792/33; заяв. 29.12.91; опуб. 07.05.93. Бюл. №17. 2 с.
172. Иконин, С.В. Конструкция фундаментной плиты с регулируемыми усилиями / С.В. Иконин, А.В. Сухотерин // Инженерно-строительный журнал, № 3(55), 2015. С. 10–20.
173. Пронозин, Я.А. Особенности взаимодействия фундаментов-оболочек с грунтовым основанием / Я.А. Пронозин // Известия вузов. Строительство, № 1, 2009. С. 3-6.
174. Киселев, Н.Ю. Работа плитных фундаментов с компенсирующим слоем на грунтовом основании : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Киселёв Никита Юрьевич. Тюмень. 2017. 146 с.
175. Petrakov, O. Constructions with variable parameters and the device for correct the

- tilt of the buildings / O. Petrakov, K. Bryzhata, N. Maslo // Modern industrial and civil construction, Vol. 12, No. 4, 2016. pp. 141-148.
176. Брыжатая, Е.О. Конструкции с изменяемыми параметрами для исправления кренов сооружений : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Брыжатая Екатерина Олеговна. Макеевка. 2017. 157 с.
177. Живодеров, Н.А. Конструкции с термопластичными элементами для выравнивания зданий и сооружений : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Живодеров Николай Андреевич. Макеевка. 1999. 119 с.
178. Гусаренко, С.П. Технология и устройство регулируемых фундаментов железобетонных зданий с несущими стенами : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.08, 05.23.02 / Гусаренко Сергей Павлович. Ростов-на-Дону. 2012. 146 с.
179. Скибин, М.Г. Регулируемые фундаменты монолитных железобетонных зданий при их выравнивании / М.Г. Скибин, М.В. Зотов, С.П. Гусаренко // "ОФМГ", № 2, 2010. С. 19-21.
180. Скибин, М.Г. Взаимодействие регулируемых фундаментов с грунтовым основанием зданий при подъеме и выравнивании домкратами : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02, 05.23.08 / Скибин Михаил Геннадьевич. Волгоград. 2014. 24 с.
181. Зотов, М.В. Технология выравнивания многоэтажных зданий с помощью плоских домкратов : дис. канд. техн. наук: 05.23.08 / Зотов Михаил Витальевич. Ростов-на-Дону. 2005. 163 с.
182. Зотов, А.М. Регулируемые фундаменты каркасных зданий. Конструкция, технология и расчет при подъеме и выравнивании : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01, 05.23.08 / Зотов Александр Михайлович. Ростов-на-Дону. 2013. 26 с.
183. Gromysz, K. In Situ Experimental Study on the Active Support Used for Building Rectification / K. Gromysz // Materials, 13(9), 2020. pp. 2015. doi:10.3390/ma13092015.

184. Петрухин, В.П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства: Научное издание / В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева. М.: АСВ, 2015. 224 с.
185. Рубцов, О.И. Новые методы улучшения деформационных свойств слабых оснований / О.И. Рубцов. М.: АСВ, 2017. 200 с.
186. Зоценко, Н.Л. Научно-технические проблемы строительства в сложных инженерно-геологических условиях / Н.Л. Зоценко, В.С. Шокарев, И.В. Матвеев, А.А. Петраков и др. // Будівельні конструкції, № 81, 2014. С. 89-99.
187. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М. 2016. 220 с.
188. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Київ: Держбуд України, 2000. 66 с.
189. Кичаева, О.В. Моделирование зданий, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях, при статических и динамических воздействиях / О.В. Кичаева // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб. наук. праць. Рівне, № 28, 2014. С. 376–386.
190. Кулябко, В.В. Развитие динамических моделей, расчетов и испытаний составных конструкций и сооружений : автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Кулябко Владимир Васильевич. Днепропетровск. 1998. 34 с.
191. Пшеничкина, В.А. Вероятностный расчет зданий повышенной этажности на динамические воздействия / В.А. Пшеничкина. Волгоград: Изд-во ВолГГАСА, 1996. 120 с.
192. Банах, А.В. Влияние динамических воздействий на прочность и комфортность зданий, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Банах Андрей Викторович. Днепропетровск. 2011. 23 с.
193. Li P. Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting / Li P., Vanapalli S., Li T. // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical

- Engineering, No. 2(8), 2016. pp. 256–274. DOI:10.1016/j.jrmge.2015.12.002.
194. Coduto Donald P. Foundation Design: Principles and Practices / Donald P. Coduto. 2nd ed. New Jersey: Prentice Hall, 2001. 883 pp.
195. Абелев, Ю.М. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах / Ю.М. Абелев, М.Ю. Абелев. М.: Стройиздат, 1968. 432 с.
196. Абелев, М.Ю. Оценка просадочности грунтового массива из лесовых грунтов / М.Ю. Абелев, А.П. Левченко // "ОФМГ", № 6, 2001. С. 18-21.
197. Bagdasarov, Y.A. Ways of raising economic efficiency of building foundations on soils of Type I collapsibility / Y.A. Bagdasarov, R.K. Valeev, V.I. Krutov, M.I. Vinikovskii // Soil Mech Found Eng, Vol. 5, No. 16, 1979. pp. 238–243.
198. Bagdasarov, Y.A. Reliability of assessment of the proneness of soils to slump-type settlement / Y.A. Bagdasarov // Soil Mech Found Eng, Vol. 2, No. 37, 2000. pp. 53–59. <https://doi.org/10.1007/BF02469126>.
199. Гильман, Я.Д. Основания и фундаменты на лесовых просадочных грунтах / Я.Д. Гильман. Ростов на Дону: СевкавНИПИагропром, 1991. 218 с.
200. Гильман, Я.Д. Строительные свойства лесовых грунтов и проектирование оснований и фундаментов / Я.Д. Гильман, В.П. Ананьев. Ростов на Дону: РИСИ, 1971. 132 с.
201. Гильман, Я.Д. Усиление и восстановление зданий на лесовых просадочных грунтах / Я.Д. Гильман, Е.Д. Гильман. М.: Стройиздат, 1989. 160 с.
202. Гольдштейн, М.Н. Об определении просадочных свойств лесовых грунтов / М.Н. Гольдштейн, Н.М. Макаренко // "ОФМГ", № 6, 1970. С. 10-13.
203. Григорян, А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах / А.А. Григорян. М.: Стройиздат, 1984. 162 с.
204. Григорян, А.А. О количественной оценке просадочности грунтов / А.А. Григорян // "ОФМГ", № 2, 2001. С. 17-21.
205. Клепиков, С.Н. Проектирование и строительство зданий и сооружений на

- просадочных грунтах и подрабатываемых территориях / С.Н. Клепиков, И.А. Розенфельд. К.: Общество «знание» УССР, 1978. 27 с.
206. Клепиков, С.Н. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах / С.Н. Клепиков, А.С. Трегуб, И.В. Матвеев. К.: Будівельник, 1987. 200 с.
207. Крутов, В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах / В.И. Крутов. К.: Будівельник, 1982. 224 с.
208. Крутов, В.И. Расчет фундаментов на просадочных грунтах / В.И. Крутов. М.: Стройиздат, 1972. 176 с.
209. Крутов, В.И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев. М.: АСВ, 2016. 544 с.
210. Крутов, В.И. Уплотнение просадочных грунтов / В.И. Крутов, В.Г. Галицкий, А.А. Мусаелян и др. М.: Стройиздат, 1974. 207 с.
211. Кушнер, С.Г. Забезпечення надійності споруд при будівництві на лесових та просадних грунтах / С.Г. Кушнер // Будівництво України, № 1, 1994. С. 31-32.
212. Левченко, А.П. Численные методы расчета сооружений на лессовых и карстовых грунтах / А.П. Левченко. М. 1996. 140 с.
213. Левченко, А.П. Инженерные коммуникации на лессовых просадочных грунтах / А.П. Левченко. М.: ГАСИС, 2001. 129 с.
214. Левченко, А.П. Фундаменты и инженерные коммуникации сооружений на лессовых просадочных грунтах, насыщенных сточными водами : автореф. дис. ... д. т. н.: 05.23.02 / Левченко Александр Павлович. М. 2003. 42 с.
215. Litvinov, I.M. Roasting loess soils to a depth of 25 m / I.M. Litvinov, A.S. Tregub, I.V. Stepura, R.B. Tyan // Soil Mech Found Eng, Vol. 3, No. 16, 1979. pp. 124–128. <https://doi.org/10.1007/BF01710452>.
216. Литвинов, И.М. Глубинное укрепление и уплотнение просадочных грунтов / И.М. Литвинов. К.: Будивельник, 1969. 184 с.
217. Марков, А.І. Проектування будівель та споруд в складних грунтових умовах /

- А.И. Марков, М.А. Маркова. Запоріжжя: ЗДІА, 2009. 114 с.
218. Межеровский, В.А. Новые расчетные схемы системы "здание-основание" в условиях лессовых просадочных грунтов / В.А. Межеровский // "ОФМГ", № 6, 1993. С. 19-22.
219. Межеровский, В.А. Распространение влаги и развитие просадочных деформаций в лессовом основании здания / В.А. Межеровский // "ОФМГ", № 1, 1998. С. 20-22.
220. Межеровский, В.А. Расчетные модели системы "Здание-лессовое просадочное основание значительной мощности" / В.А. Межеровский // "ОФМГ", № 5, 2001. С. 21-23.
221. Мустакимов, В.Р. Проектирование искусственных оснований зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах. Учебное пособие / В.Р. Мустакимов. Казань: КГАСА, 2000. 97 с.
222. Мустафаев, А.А. Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах. Учеб. пособие для вузов / А.А. Мустафаев. М.: Высшая школа, 1979. 368 с.
223. Prokopov, A. The experience of strengthening subsidence of the soil under the existing building in the city of Rostov-on-Don / A. Prokopov, M. Prokopova, Y. Rubtsova // MATEC Web of Conferences, No. 106, 2017. pp. 1-9.
224. Пшеничкин, А.П. К вопросу о повышении давления на лесовые основания / А.П. Пшеничкин, Б.А. Гарагаш // Вопросы устройства оснований и фундаментов в Волгоградской области. Волгоград. Изд-во НТО Стройиндустрии, 1971. С. 23-30.
225. Тер-Мартиросян, З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартиросян. М.: АСВ, 2005. 488 с.
226. Ter-Martirosyan, Z. Interaction of the pile with the sagging loess soil / Z. Ter-Martirosyan, I. Luzin // MATEC Web of Conferences, No. 196, 2018. 03020.
227. Шагин, П.П. Прочность сборных зданий на просадочных грунтах / П.П. Шагин. М.: Госстройиздат, 1961. 214 с.

228. Tsytovich, N.A. Experimental investigation of the stress-strain state of loess soils in the base of rigid plates / N.A. Tsytovich, M.Y. Abelev, V.F. Sidorchuk, A.I. Polishchuk // Soil Mech Found Eng, Vol. 3, No. 16, 1979. pp. 140–145.
229. Галай, Б.Ф. Критические замечания к положениям нормативных документов по оценке просадочности лёссовых грунтов по их физическим характеристикам / Б.Ф. Галай, В.В. Сербин, В.С. Плахтикова и др. // Инженерные изыскания, № 14, 2016. С. 18–23.
230. Jefferson, I.F. Engineering geology of loess and loess-like deposits: a commentary on the Russian literature / Jefferson I.F., Evstatiev D., Karastanov D., Mavlyanova N.G., Smalley I.J. // Engineering Geology, Vol. 68, No. 3-4, 2003. pp. 333–351.
231. Houston, S. L., et al. Geotechnical Engineering Practice for Collapsible Soils // Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 19(3-4), 2001. pp. 333-355.
232. Noor S.T. Numerical and analytical modeling for predicting drag load induced on pile in collapsible soil because of inundation / S.T. Noor // Open Civil Engineering Journal, Vol. 11, 2017. pp. 664-675. doi:10.2174/1874149501711010664.
233. Zhu, G. Treatment of Collapsible Loess foundation / G. Zhu, Y. Han // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Vol. 218, 2019. pp. 1-6.
234. Коротеев, Д.В. Возвведение фундаментов малоэтажных зданий и сооружений на просадочных грунтах / Д.В. Коротеев. М.: Стройиздат, 1986. 153 с.
235. Садетова, Э.М. Исследование деформационных свойств лессовых грунтов в полевых условиях / Э.М. Садетова // Вопросы исследования лессовых грунтов, оснований и фундаментов / РИСИ, № 3, 1972. С. 69-75.
236. Голышев, А.Б. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А.Б. Голышев, П.И. Кривошеев, П.М. Козелецкий и др. К.: "Логос", 2004. 219 с.
237. Полканов, В.Н. Фундаменты в просадочных грунтах. Основы проектирования и технология подготовки оснований / В.Н. Полканов, А.С. Диценко, В.И. Топорец. Кишинэу: ТУМ, 2010. 94 с.

238. Указания по расчету и проектированию каркасных и бескаркасных зданий на просадочных грунтах / НИИСК. К. 1990. 283 с.
239. Исакова, Е.А. Особенности расчета и конструирования фундаментов на просадочных грунтах / Е.А. Исакова, В.И. Клевеко // Вестник ПНИПУ. 2015. № 3. С. 41-52.
240. Li, P. Influence of environmental factors on the wetting front depth: A case study in the Loess Plateau / P. Li, T. Li, S. Vanapalli // Engineering Geology, No. 214, 2016. pp. 1–10. DOI: 10.1016/j.enggeo.2016.09.008.
241. An, Peng, et al. Experimental Study on Settling Characteristics of Thick Self-Weight Collapsible Loess in Xinjiang Ili Region in China using Field Immersion Test // Soils and Foundations, vol. 58, no. 6, 2018. pp. 1476-1491. doi:10.1016/j.sandf.2018.08.005.
242. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1985. 40 с.
243. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.01.09-91. М. 2012. 73 с.
244. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М. 2005.
245. Хохлин, Д.А. Конструктивная защита жилых зданий массовых серий, эксплуатируемых в условиях просадочных грунтов сейсмоопасных территорий : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Хохлин Денис Алексеевич. К. 2010. 19 с.
246. Сорочан, Е.А. Строительство сооружений на набухающих грунтах / Е.А. Сорочан. М.: Стройиздат, 1989. 312 с.
247. Герсеванов, Н.М. Собрание сочинений. Том 1. Свайные основания и расчет фундаментов сооружений / Н.М. Герсеванов. М.: Стройвоенмориздат, 1948. 267 с.

248. Самедов, А.М. Математическое моделирование совместной работы фундаментов и оснований из набухающих грунтов / А.М. Самедов, Л.В. Гембарский // Материалы международной научно-техн. конф. V-Iubileuszowa Szkola Geomechaniki, Gliwice-Ustran, 16–19 Pazdziernika. 2001. С. 115-124.
249. Charles Lucian. Geotechnical Aspects of Buildings on Expansive Soils in Kibaha, Tanzania / Charles Lucian. Stockholm, Sweden. 2008. 196 pp.
250. Lytton, R.L. Analysis for Design of Foundations on Expansive Clay / R. L. Lytton // Geomechanics Journal, Institution of Engineers, Australia, 1970. pp. 318-321.
251. Chen, F.H. Foundations on expansive soil / F.H. Chen. Elsevier Science Publishing Company Inc., 2017. 208 pp.
252. Pruška, J. Swelling soils in the road structures / Pruška, J., Šedivý, M. // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Vol. 236 (1), 2017. pp. 012037. doi: 10.1088/1757-899X/236/1/012037.
253. El-Shamy, A. Experimental testing and numerical simulations for typical swelling soil in Egypt / A. El-Shamy, Y. El-Mossallamy, K. Abdel-Rahman, H.E. Ali // International Journal of Recent Technology and Engineering, Vol. 3, No. 8. pp. 4101-4111. DOI: 10.35940/ijrte.C5470.098319.
254. Ter-Martirosyan, Z.G. Foundation and Pile Interaction with Swelling Soil / Z.G. Ter-Martirosyan, A.Z. Ter-Martirosyan // Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 5, No. 55, 2018. pp. 291–297.
255. Кузнецов, Д.Г. Вероятностно-статистический расчет системы "сооружение-основание" на набухающих грунтах : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Кузнецов, Денис Григорьевич. Волгоград. 2004. 21 с.
256. Сницарь, М.А. Обоснование геомеханической устойчивости массива набухающих грунтов в гидротермальных условиях : дис. ... канд. техн. наук: 05.15.09 / Сницарь Марина Александровна. К. 2017. 151 с.
257. Голли, О.Р. Использование закономерностей набухания глинистых грунтов в строительстве / О.Р. Голли // Реконструкция городов и геотехническое

- строительство, № 8, 2004. С. 132-141.
258. Emad Jahangir. An analytical model of soil-structure interaction with swelling soils during droughts / Emad Jahangir, Olivier Deck, Farimah Masrouri // Computers and Geotechnics, No. 54, 2013. pp. 16–32.
259. Амарян, Л.С. Свойства слабых грунтов и методы их изучения / Л.С. Амарян. М.: Недра, 1990. 220 с.
260. Абелев, М.Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений / М.Ю. Абелев. М.: Стройиздат, 1973. 288 с.
261. Абелев, М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М.Ю. Абелев. М.: Стройиздат, 1983. 248 с.
262. Морарескул, Н.Н. Основания и фундаменты в торфяных грунтах / Н.Н. Морарескул. Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1979. 80 с.
263. Коновалов, П.А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах / П.А. Коновалов. М.: Стройиздат, 1980. 160 с.
264. Шаповал, А.В. Алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния конструкций на обладающем свойством ползучести водонасыщенном грунтовом основании / А.В. Шаповал, В.Г. Шаповал, В.С. Шокарев // Будівельні конструкції.- К.: НДІБК, № 66, 2006. С. 42-50.
265. Макаров, Б.П. Расчет фундаментов сооружений на случайно-неоднородном основании при ползучести / Б.П. Макаров, Б.Е. Кочетков. М.: Стройиздат, 1987. 256 с.
266. Методическое пособие по проектированию оснований и фундаментов на органоминеральных и органических грунтах / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. М. 2020. 75 с.
267. Метелюк, Н.С. Фундаменты каркасных зданий на деформируемых основаниях / Н.С. Метелюк, Л.П. Коновалова // Промышленное строительство и инженерные сооружения, № 1, 1990. С. 26.

268. Mosleh A. Al-Shamrani. Applying the hyperbolic method and Ca/Cc concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations / Mosleh A. Al-Shamrani // Engineering Geology, No. 77, 2005. pp. 17–34.
269. Chen, W. Analysis of nonlinear settlement for an unsaturated soil under stage continuous loading / Chen, W., Jiang, G., Zhao, H. et al. // J. Cent. South Univ. (2014) 21: pp.4690-4697. <https://doi.org/10.1007/s11771-014-2478-2>.
270. Швец, В.Б. Элювиальные грунты как основания сооружений / В.Б. Швец. М.: Стройиздат, 1993. 224 с.
271. Петрухин, В.П. Строительство сооружений на засоленных грунтах / В.П. Петрухин. М.: Стройиздат, 1989. 264 с.
272. Рекомендации по расчету суффозионных деформаций оснований зданий и сооружений, возводимых на загипсованных грунтах. М. 1983. 26 с.
273. Абелев, Ю.М. Возвведение зданий и сооружений на насыпных грунтах / Ю.М. Абелев, В.И. Крутов. М.: Госстройиздат, 1962. 148 с.
274. Крутов, В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах (издание 3-е, переработанное и дополненное) / Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. М.: ACB, 2016. 470 с.
275. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов–Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. М.: Стройиздат, 1985. 480 с.
276. Указания по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на насыпных грунтах. М.: Изд-во литературы по строительству, 1967. 27 с.
277. Коновалов, П.А. Использование намывных грунтов в качестве оснований зданий и сооружений: Обзор ВНИИИС Госстроя СССР / П.А. Коновалов, Н.С. Никифорова. М. 1983. 51 с.
278. Слюсаренко, С.А. Проектирование и устройство фундаментов на намывных песчаных грунтах / С.А. Слюсаренко, Г.П. Степаненко, М.А. Глотова, М.Ф.

- Новиков и др. К.: Будівельник, 1990. 128 с.
279. Мосенкис, Ю.М. Региональные технические рекомендации по проектированию и строительству зданий и сооружений на мерзлых грунтах в Забайкалье / Ю.М. Мосенкис, И.И. Железняк, А.А. Коновалов и др. Омск: ООО ИПЦ "Сфера", 2007. 284 с.
280. Невзоров, А.Л. Фундаменты на сезоннопромерзающих грунтах / А.Л. Невзоров. М.: АСВ, 2000. 152 с.
281. Кудрявцев, С.А. Расчетно-теоретическое обоснование проектирования и строительства сооружений в условиях промерзающих пучинистых грунтов : дис. ... д.т.н.: 05.23.02 / Кудрявцев Сергей Анатольевич. СПб. 2004. 344 с.
282. Абжалимов, Р.Ш. Закономерности взаимодействия пучинистого грунтового основания с фундаментами малоэтажных зданий и подземными сооружениями и методы их расчёта : дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Абжалимов Раис Шакирович. СПб. 2015. 385 с.
283. Руководство по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. - М.: Стройиздат, 1979. 39 с.
284. ВСН 29-85. Проектирование мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных сельских зданий на пучинистых грунтах. М. 1985. 26 с.
285. Петраков, А.А. Современные проблемы строительства зданий и сооружений на подрабатываемых территориях / А.А. Петраков, С.А. Светлицкий // Світ геотехніки, № 4, 2013. С. 20-24.
286. Прокопов, А.Ю. Проблемы обеспечения безопасности городской застройки на подработанных территориях Восточного Донбасса / А.Ю. Прокопов, В.Н. Жур, Я.С. Рубцова // Сергеевские чтения. Инж. геология и геоэкология. Фундамент. проблемы и прикладные задачи, № 18, 2016. С. 346–351.
287. Юшин, А.И. Особенности проектирования фундаментов зданий на основаниях, деформируемых горными выработками / А.И. Юшин. М.: Стройиздат, 1980. 136 с.

288. Золотозубов, Д.Г. Строительство на подрабатываемых и карстоопасных территориях: учеб. пособие / Д.Г. Золотозубов, А.Б. Пономарев, Е.Н. Сычкина. Пермь: Изд-во ПНИПУ, 2012. 138 с.
289. Черный, Г.И. Методы защиты зданий и сооружений на подрабатываемых территориях / Г.И. Черный, Я.И. Бейлинов, С.Г. Гуров. К.: Будівельник, 1965. 183 с.
290. Петраков, А.А. Конструктивные решения зданий, возводимых на подрабатываемых территориях со сложными горно-геологическими условиями / А.А. Петраков, Ю.Л. Бучинский, М.А. Коваленко // Промышленное строительство, № 8, 1980. С. 26–28.
291. Петраков, А.А. Исследование предельных состояний сооружений на деформируемом основании / А.А. Петраков // Современные проблемы строительства. Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО "Лебедь", 1997. С. 22–27.
292. Бейлинов, Я.И. Строительство и защита зданий на подрабатываемых территориях / Я.И. Бейлинов, М.И. Медведев и др. К.: Будівельник, 1973. 203 с.
293. Муллер, Р.А. Расчет зданий на подрабатываемых территориях по ожидаемым величинам стрелы прогиба (выгиба) основания / Р.А. Муллер, И.А. Петухов // "ОФМГ", № 4, 1987. С. 12-13.
294. Жусупбеков, А.Ж. Исследование работы конических фундаментов на подрабатываемых территориях / А.Ж. Жусупбеков, Б.А. Базаров // "ОФМГ", № 5, 1996. С. 14-18.
295. Воробьев, А.В. Развитие методов расчёта зданий и сооружений в условиях оседания земной поверхности на подработанной территории : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Воробьев Александр Владимирович. М. 2016. 194 с.
296. Синепальников, С.Г. Воздействие деформаций основания на здания и сооружения при подработке в сложных горно-геологических условиях / С.Г. Синепальников // "ОФМГ", № 6, 2004. С. 23-26.

297. Тимченко, Р.А. Методика расчёта фундаментных конструкций на подрабатываемых территориях / Р.А. Тимченко, Д.А. Кришко, А.В. Богатынський // Будівельні конструкції, № 83(2), 2016. С. 679-686.
298. Olivier Deck. Taking the soil–structure interaction into account in assessing the loading of a structure in a mining subsidence area / Olivier Deck, Marwan Al Heib, Françoise Homand // Engineering Structures 25, 2003. pp. 435–448.
299. Olivier Deck. Numerical study of the soil–structure interaction within mining subsidence areas / Olivier Deck, Harlalka Anirudh // Computers and Geotechnics, No. 37, 2010. pp. 802-816.
300. Tomlinson, M.J. Foundation design and construction / M.J. Tomlinson, R. Boorman. 7th ed. Edinburgh: Prentice Hall, 2001. 583 pp.
301. Li, P.X. Calculation of maximum ground movement and deformation caused by mining / Li P.X., Tan Z.X., Deng K.Z. // Trans. Nonferrous Met. Soc. China (English Edition), No. 3(21), 2011. pp. 562-569. DOI:10.1016/S1003-6326(12)61641-0.
302. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Ч. I, II, III / НИИСК, Донецкий ПромстройНИИпроект, КиевЗНИИЭП, ВНИМИ. М.: Стройиздат, 1986.
303. Временные технические условия по охране сооружений и природных объектов от влияния подземных горных выработок. Донецк: УкрНИМИ, 1996. – 260 с.
304. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях / Минуглепром СССР. М.: Недра, 1981. 288 с.
305. Лысиков, Б.А. Строительство метрополитена и подземных сооружений на подрабатываемых территориях: Учебное пособие для вузов / Б.А. Лысиков, Г.Р. Розенвассер, В.Ф. Шаталов. Донецк: Норд-Пресс, 2003. 303 с.
306. Борщевский, С.В. Обоснование параметров бетонного крепления

- вертикальных стволов в условиях агрессивной среды / С.В. Борщевский, А.А. Михеева // Перспективы развития Восточного Донбасса Материалы VI-й Международной и 64-й Всероссийской научно-практ. конф. Шахтинский институт (филиал) ЮРГПУ(НПИ) им. М.И. Платова, 2015. С. 169-175.
307. Грищенков, Н.Н. Прогноз деформаций земной поверхности в динамической мульде сдвига / Н.Н. Грищенков // Инновац. перспективы Донбасса. Материалы 3-й Международной научно-практ. конф., 2017. С. 119-125.
308. Лобов, М.И. Воздействие подработки на здания и сооружения / М.И. Лобов, Т.В. Морозова // Вестник ДонНАСА, № 6, 2016. С. 110-114.
309. ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016 Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. К.: ДП УкрНДНЦ, 2017. 68 с.
310. Методические рекомендации по расчету бескаркасных зданий на ступенчато оседающих подрабатываемых территориях. К.: НИИСК, 1982. 99 с.
311. СНиП 2.01.09–91. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. М.: АПП ЦИТП, 1992. 32 с.
312. ТСН 22-301-98. Здания на подрабатываемых территориях Верхнекамского месторождения калийных солей. Назначение строительных мер защиты. Пермь: Администрация Пермской области, 1998. 50 с.
313. Рекомендации по выбору комплекса строительных и горных мер защиты подрабатываемых населенных пунктов и промышленных предприятий / ДонПромстройНИИпроект, ВНИМИ. Донецк: ДПСНИИП, 1986. 224 с.
314. Готман, Н.З. Расчет свайно-плитных фундаментов из забивных свай с учетом образования карстового провала : автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Готман Наталья Залмановна. М. 2004. 34 с.
315. Готман, А.Л. Методика расчета фундаментов заглубленных сооружений на закарстованных территориях / А.Л. Готман, Н.З. Готман, М.З. Каюмов // Жилищное строительство, № 9, 2011. С. 13-15.
316. Каюмов, М.З. Взаимодействие плитного фундамента заглубленного

- сооружения с основанием над карстовой полостью : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Каюмов Марат Закиевич. М. 2012. 22 с.
317. Готман, Н.З. Учет совместной работы здания и основания в расчетах фундаментов при образовании карстовых деформаций / Н.З. Готман, А.Л. Готман, Д.А. Давлетяров // Тр. Международной конф. по геотехнике. Взаимодействие сооружений и оснований: метод расчета и инженерная практика. СПб.-Москва. 2005. Т. 2. С. 69-74.
318. Березань, М.О. Пружно-пластичний аналіз несної спроможності протикарстового залізобетонного балочного фундаменту / М.О. Березань, Ю.С. Бабак // Наукові праці ВНТУ, № 1, 2014. С. 1-6.
319. Виноградов, В.Н. Конструктивные меры защиты одноэтажных промышленных зданий от воздействия поверхностного карста : дис. ... к.т.н.: 05.23.01 / Виноградов Владимир Николаевич. Макеевка. 1996. 250 с.
320. Давыдько, Р.Б. Моделирование деформаций рыхлых пород над карстовыми полостями / Р.Б. Давыдько, В.В. Толмачев // Реферативная информация: Инженерные и изыскания в строительстве, серия 16, вып.6. – М.: ЦНИИС Госстроя СССР, 1977. С. 28.
321. Лодыгина, Н.Д. Особенности расчета оснований сооружений на закарстованных территориях / Н.Д. Лодыгина, Р.В. Шарапов // Вестник ТГУ, Т. 19, № 5, 2014. С. 1439-1441.
322. Кухарь, А.В. Конструктивные меры защиты сооружений на карстоопасных территориях : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Кухарь Анна Владимировна. Макеевка. 2011. 136 с.
323. Родин, С.В. Особенности проектирования конструктивных мер защиты зданий и сооружений при строительстве на закарстованных территориях / С.В. Родин, И.Р. Табеев // Строительство и техногенная безопасность, № 32, 2010. С. 83-88.
324. Толмачев, В.В. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий / В.В. Толмачев, Г.М. Троицкий, В.П. Хоменко. М.: Стройиздат,

1986. 177 с.

325. ТСН 22-308-98 НН. Инженерные изыскания, проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных территориях Нижегородской области. Нижний Новгород. 1999. 70 с.
326. ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016 Руководство по проектированию зданий и сооружений на закарстованных территориях. К.: ДП "УкрНДНЦ", 2017. 89 с.
327. Методические рекомендации по проектированию геотехнических мероприятий инженерной защиты территории от проявления карстово-суффозионных процессов / НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. М. 2017. 125 с.
328. Метелюк, Н.С. Методические рекомендации по проектированию бескаркасных жилых зданий в карстовых районах / Н.С. Метелюк, А.Б. Соловьева, Л.В. Горбатова и др. К.: НИИСК Госстроя СССР, 1986. 51 с.
329. Метелюк, Н.С. Инженерный метод расчета фундаментов жилых бескаркасных зданий на воздействие карстового провала / Н.С. Метелюк // Строительные конструкции, № 42, 1989. С. 6-11.
330. Давлетяров, Д.А. Исследование работы свайного фундамента крупнопанельного здания при образовании карстового провала : автореф. дис. ... к.т.н.: 05.23.02 / Давлетяров Динар Анфисович. Уфа. 2006. 18 с.
331. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. М.: Москкомархитектура, 2002. 11 с.
332. Сологаев, В.И. Прогнозы и моделирование подтопления и дренирования в городском строительстве : дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.16 / Сологаев Валерий Иванович. Омск. 2003. 352 с.
333. Слюсаренко, Ю.С. Розробка ДСТУ-Н Б "Інженерний захист територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення" / Ю.С. Слюсаренко, В.Д. Шумінський, В.А. Титаренко, М.М. Хлапук, В.Г. Шаповал // Будівельні конструкції, № 83(1), 2016. С. 206-216.
334. ДБН В.1.1-25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення

- та затоплення. К.: Минрегіонбуд, 2010. 51 pp.
335. Чернец, О.П. Принципы и методы выбора вариантов застройки городских территорий, которые подтапливаются : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.20 / Чернец Оксана Петровна. К. 2001. 19 с.
336. Коренева, Е.Б. Разработка аналитических моделей расчета фундаментов зданий и сооружений в условиях тесной городской застройки / Е.Б. Коренева // Вестник МГСУ, № 6, 2012. С. 42-47.
337. Зарецкий, Ю.К. Влияние последовательности возведения близкорасположенных высотных зданий на осадки и крен фундаментных плит / Ю.К. Зарецкий, М.И. Карабаев // Вестник МГСУ, № 1, 2006. С. 50-56.
338. Четвериков, А.Л. Взаимное влияние оснований и фундаментов зданий и сооружений в условиях городской застройки : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Четвериков Алексей Львович. Ростов на Дону. 2003. 23 с.
339. Сотников, С.Н. Проектирование и введение фундаментов вблизи существующих сооружений / С.Н. Сотников, В.Г. Симагин, В.П. Вершинин. М.: Стройиздат, 1986. 96 с.
340. Мангушев, Р.А. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства / Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова. М.: Изд-во АСВ, 2017. 168 с.
341. Прокопов, А.Ю. Проблемы проектирования фундаментов зданий и сооружений, возводимых в условиях плотной городской застройки / А.Ю. Прокопов, М.В. Прокопова // Вісник ДНУЗТ ім. академіка В. Лазаряна, № 21, 2008. С. 159-161.
342. Ponomarev, A.B. Influence of slab foundations constructed in dense urban settings on settlement of existing buildings / A.B. Ponomarev, S.V. Kaloshina // Soil Mech Found Eng, Volume 50, Issue 5, 2013. pp. 194-199.
343. ДБН В.1.2-12-2008 Строительство в условиях плотной застройки. К.: Мінрегіонбуд України, 2008. 34 с.

344. Власов, А.Н. Численное моделирование строительства зданий с фундаментами глубокого заложения в условиях плотной городской застройки / А.Н. Власов, Д.Б. Волков-Богородский, В.В. Знаменский, М.Г. Мнушкин // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура, № 2, 2014. С. 170-179.
345. Никулин, А.В. Реконструкция оснований и фундаментов. Строительство вблизи существующих сооружений: учебное пособие / А.В. Никулин, М.В. Круткова. Киров: Изд-во ВятГУ, 2007. 70 с.
346. Пономарев, А.Б. Результаты геотехнического моделирования влияния устройства глубокого котлована на существующую застройку / А.Б. Пономарев, С.В. Калошина, А.В. Захаров, М.А. Безгодов, Р.И. Шенкман, Д.Г. Золотозубов // Вестник ПНИПУ, № 4, 2014. С. 189-202.
347. Безгодов, М.А. Выбор модели грунта при численном моделировании влияния разработки глубоких котлованов на существующую застройку / М.А. Безгодов, С.В. Калошина // Вестник ПНИПУ. Урбанистика, № 2(6), 2012. С. 17–27.
348. Пономарев, А.Б. Основания и фундаменты / А.Б. Пономарев, А.В. Захаров, Д.Г. Золотозубов, С.В. Калошина. Пермь: Изд-во ПНИПУ, 2015. 318 с.
349. Никифорова, Н.С. Обеспечение сохранности зданий в зоне влияния подземного строительства / Н.С. Никифорова. М.: НИУ МГСУ, 2016. 154 с.
350. Schuster, M. Reliability analysis of building serviceability problems caused by excavation / M. Schuster, C. Juang, M. Roth, and D. Rosowsky // Géotechnique, No. 58(9), 2008. pp. 743-749.
351. Mirsayapov, I.T. Influence of a deep construction pit on a technical condition of surrounding buildings / I.T. Mirsayapov, N.N. Aysin // Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations CRC Press, 2019. pp. 197-201. DOI: 10.1201/9780429058882-38.
352. Faheem, H. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM / H. Faheem, F. Cai and K. Ugai // Computers and Geotechnics, No. 31(2), 2004. pp. 67-74.

353. Zradkovic, L. Modelling of a 3D excavation in finite element analysis / Zradkovic L, Potts DM and St. John HD // Géotechnique, No. 55(7), 2005. pp. 497–513.
354. Finno, R. Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay / R. Finno, J. Blackburn, and J. Roboski // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, No. 133(1), 2007.
355. Fuentes R. Influence of corners in excavations on damage assessment / Fuentes, Raul // Geotechnical Research, August 22 2018. pp. 1-12.
356. Goh, K.H. Response of framed buildings to excavation-induced movements / K.H. Goh, R.J. Mair // Soils and Foundations, No. 54(3), 2014. pp. 250-268.
357. Dimmock, P.S. Effect of building stiffness on tunnelling-induced ground movement / P.S. Dimmock, R.J. Mair // Tunn. Undergr. Space Technol., No. 23(4), 2008. pp. 438-450.
358. Баркан, Д.Д. Динамика оснований и фундаментов / Д.Д. Баркан. М.: Стройвоенмориздат, 1948. 411 с.
359. Рудь, В.К. К вопросу определения динамических напряжений в зданиях от забивки свай / В.К. Рудь // Труды V-й Всесоюз. конф. “Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений”. - Том 1. - М.: Госстрой СССР, АН УзССР, 1981. С. 145-147.
360. Швец, Н.С. Конструктивные способы снижения вибраций фундаментов машин с динамическими нагрузками / Н.С. Швец, В.Л. Седин, Ю.А. Киричек. М.: Стройиздат, 1987. 152 с.
361. Банах, В.А. Моделирование динамических воздействий на жилые здания при реконструкции в сложных инженерно-геологических условиях / В.А. Банах, С.А. Ерофеев // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. Зб. Вип. 43. К., КНУБА, 2012. С. 20-27.
362. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) / Б.И. Далматов. 4-е изд. СПб: "Лань", 2017. 416 с.

363. Зоценко, М.Л. Заходи зі стабілізації зсувного схилу / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, В.І. Марченко, В.А. Титаренко // Будівельні конструкції, № 79, 2013. С. 256-264.
364. Клейн, Г.К. Расчет подпорных стен / Г.К. Клейн. Ярославль: ВШ, 1964. 196 с.
365. Клованич, С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич. Запорожье: ООО "ИПО "Запорожье", 2009. 400 с.
366. Лучковский, И.Я. Взаимодействие конструкций с основанием / И.Я. Лучковский. Харків: ХДАГХ, 2000. 264 с.
367. Бочоришвили, В.А. Влияние уровня грунтовых вод на устойчивость склонов побережья Азовского моря / В.А. Бочоришвили, Н.А. Петракова // Вестник ДонНАСА, № 3(125), 2017. С. 55-61.
368. Ter-Martirosyan, Z. Determining the stability of slopes in the conditions of transport infrastructure objects construction / Z. Ter-Martirosyan, V. Sidorov // MATEC Web of Conferences, No. 251, 2018. Р. 02030.
369. Швец, В.Б. Механика грунтов. Основания и фундаменты: Учебник / В.Б. Швец, И.П. Бойко, Ю.Л. Винников, Н.Л. Зоценко и др. 2-е-е изд. Днепропетровск: «Пороги», 2014. 231 с.
370. Тімченко, Р.О. Улаштування підпірних стінок спеціального типу на зсувионебезпечних територіях / Р.О. Тімченко, Д.А. Крішко, В.О. Савенко, Г.Н. Абсандзе // Будівельні конструкції, № 83(2), 2016. С. 668-673.
371. Гинзбург, Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции / Л.К. Гинзбург. М.: Стройиздат, 1979. 80 с.
372. Robert L. Schuster. Landslides. Analysis and control / Robert L. Schuster, Raymond J. Krizek. Washington: National academy of sciences, 1978. 368 pp.
373. Craig, R.F. Craig's Soil Mechanics / R.F. Craig. 7th ed. London and New York: Spoon press, 2004. 447 pp.
374. Прокопов, А.Ю. Выбор и обоснование методов берегоукрепления (на

- примере р. Кубань в г. Краснодаре) / А.Ю. Прокопов, В.А. Лебидко // Известия РГСУ, № 19, 2015. С. 41-48.
375. Трофимчук, А.Н. Стабилизация оползней АРК, Украина, с использованием свай-шпонок / А.Н. Трофимчук, О.А. Клименков, Я.О. Берчун, и др. // Будівельні конструкції, № 83(2), 2016. С. 471-488.
376. Arnold Verruijt. Soil Mechanics / Arnold Verruijt. Delft University of Technology, 2012. 331 pp.
377. Bond, A. Decoding Eurocode 7 / A. Bond, A. Harris. New York: Taylor & Francis, 2008. 598 pp.
378. ДБН В.1.1-46:2017 Инженерная защита территорий от оползней и обвалов. К.: ДП "Украпхбудінформ", 2017. 38 с.
379. Huang, Ch. Limit Analysis Theory of the Soil Mass and Its Application / Ch. Huang. Zhejiang University Press, 2020. 462 pp.
380. Гуслистая, А.Э. Особенности статического расчета зданий и сооружений, расположенных на склонах : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Гуслистая Анна Эдуардовна. Днепропетровск. 2008. 17 с.
381. Клованич, С.Ф. Проектирование железобетонных бескаркасных зданий с учетом сейсмических воздействий / С.Ф. Клованич, В.С. Дорофеев, В.М. Шкуровский. К.: ИСИО, 1993. 56 с.
382. Поляков, В.С. Современные методы сейсмозащиты зданий / В.С. Поляков, Л.Ш. Килимник, А.В. Черкашин. Москва: Стройиздат, 1989. 320 с.
383. Борджес, Дж.Ф. Проектирование железобетонных конструкций для сейсмических районов: Пер. с англ. / Под ред. С.В. Полякова / Дж.Ф. Борджес, А. Равара. М.: Стройиздат, 1978. 135 с.
384. Бирбраер, А.Н. Экстремальные воздействия на сооружения / А.Н. Бирбраер, А.Ю. Роледер. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2009. 594 с.
385. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений / Ш. Окамото. М.: Стройиздат, 1980. 342 pp.

386. Datta T.K. Seismic Analysis of Structures / T.K. Datta. Singapore: Indian Institute of Technology Delhi, 2010. 454 pp.
387. Kappos, A.J. Dynamic Loading and Design of Structures / A.J. Kappos. London: Spon Press, 2002. 374 pp.
388. Измайлова, Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания / Ю.В. Измайлова. Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1989. 290 с.
389. Остриков, Г.М. Стальные сейсмостойкие каркасы многоэтажных зданий / Г.М. Остриков, Ю.С. Максимов. Алма-Ата: Казахстан, 1985. 120 с.
390. Тяпин, А.Г. Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием. Научное издание / А.Г. Тяпин. М.: ACB, 2016. 392 с.
391. Mirsayapov, I.T. Evaluation of seismic stability of layered soil bases in areas that are composed of clays and water-saturated sandstones / I.T. Mirsayapov, I.V. Koroleva, I.I. Mirsayapova // Japanese Geotechnical Society Special Publication, No. 19(2), 2016. pp. 719–722. DOI:10.3208/jgssp.OTH-29.
392. Антонов, В.М. Проектирование зданий в особых условиях строительства и эксплуатации / В.М. Антонов, В.В. Леденев, В.И. Скрылев. Тамбов: Изд-во ТГТУ, 2002. 240 с.
393. Зоценко, Н.Л. Инженерная геология. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник / Н.Л. Зоценко, В.И. Коваленко, А.В. Яковлев, А.А. Петраков. Полтава: ПНТУ, 2004. 562 с.
394. Леденев, В.В. Несущая способность и деформативность оснований и фундаментов при сложных силовых воздействиях / В.В. Леденев. Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. 324 с.
395. Леденев, В.В. Основания и фундаменты при сложных силовых воздействиях (опыты): в 3 т. Том 3 / В.В. Леденев. Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2017. 400 с.
396. Даревский, В.Э. Проектирование сооружений, обеспечивающих

- устойчивость грунтовых массивов (набережные, берегоукрепление, подпорные стены, защита от оползней и пр.) / В.Э. Даревский, А.М. Романов. М.: ООО "Издательство Мастер", 2011. 596 с.
397. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. М.: Мир, 1975. 543 с.
398. Алейников, С.М. Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований / С.М. Алейников. М.: АСВ, 2000. 754 с.
399. Ватин, Н.И. Сопряжение колонны и безребристой бескаркасной плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания / Н.И. Ватин, А.Д. Иванов. Санкт-Петербург: СПбОДЗПП, 2006. 82 с.
400. Тихонюк, И. Применение технологий BIM при расчете зданий в условиях сложной геотехнической обстановки в связке программ Revit, ЛИРА 10.6 и PLAXIS 3D / И. Тихонюк, Д. Канев, А. Колесников // Веб-сайт компании ЛИРА софт. 2017. URL: <http://lira-soft.com> (дата обращения: 5.июль.2017).
401. Brinkgreve R.B.J. Plaxis 2D-version 9. Finite Element Code for Soil and RockAnalyses. User Manual / R.B.J. Brinkgreve, W. Broere, D. Waterman. Rotterdam:Balkema.
402. Городецкий, Д.А. Программный комплекс Лира-САПР 2013 Учебное пособие / Д.А. Городецкий, М.С. Барабаш, Р.Ю. Водопьянов и др. К.-М.: Электронное издание, 2013. 376 с.
403. Гензерский, Ю.В. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Приложение к пособию ЛИРА 9.2. / Ю.В. Гензерский, А.Н. Куценко, Д.В. Марченко, Я.Е. Слободян, В.П. Титок. К.: Изд-во НИИАСС, 2006. 124 с.
404. Сидоров, В.Н.. Метод конечных элементов в расчёте сооружений. Теория, алгоритм, примеры расчётов в программном комплексе SIMULIA Abaqus / В.Н. Сидоров, В.В. Вершинин. М.: АСВ, 2015. 288 с.
405. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. М.: Минстрой России, 2016. 105 с.

406. Грищенков, Н.Н. Розрахунок осідань та деформацій земної поверхні від впливу просідаючих ґрунтів на підроблюваних територіях / Н.Н. Грищенков Н.Н. // Проблеми гірського тиску. Зб. наукових праць, № 19, 2011. С. 6-26.
407. ДБН-В.1.1-45:2017 Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических условиях. К.: ДП "Укрархбудінформ", 2017. 23 с.
408. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) /НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
409. Yarkin, V. Determination of non-uniform settlements caused by decompression of soil in the excavation / Yarkin V., Kukhar A. // MATEC Web of Conferences 245, 08002 (2018), 8 p. <https://doi.org/10.1051/matecconf/201824508002>.
410. Яркин, В.В. Моделирование системы «Основание – фундамент – сооружение» в сложных инженерно-геологических условиях [Электронный ресурс]: монография / В.В. Яркин ; под редакцией А.А. Петракова. Макеевка: ДонНАСА, ЭБС АСВ, 2020. 392 с.
411. Юдина, И.М. К вопросу о выборе расчетной модели для прогнозирования напряженно-деформированного состояния грунтов при устройстве котлованов / И.М. Юдина, А.Н. Климов // Вестник МГСУ, № 2, 2008. С. 145-149.
412. Мангушев, Р.А. Численное моделирование шпунтового ограждения котлована с учётом влияния грунтоцементных конструкций / Р.А. Мангушев, В.В. Конюшков, С.В. Ланько // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей международной научно-техн. конф.; СПбГАСУ. СПб. 2012. С. 124-136.
413. Березанцев, В.Г. Расчет оснований сооружений / В.Г. Березанцев. Л.: Изд-во литературы по строительству, 1970. 207 с.
414. Пилягин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: Учебное пособие / А.В. Пилягин. М.: АСВ, 2006. 248 с.
415. Яркин, В.В. Определение нелинейных осадок основания фундаментов / В.В.

- Яркин, Н.А. Петракова, Н.Г. Лобачева, А.А. Иноземцев // Зб. наук. праць «Галузеве машинобудування, будівництво», вип. 22, 2008. С. 193-197.
416. Яркин, В.В. Определение осадок фундаментов за пределом линейной деформируемости основания / В.В. Яркин // Будівельні конструкції. - Київ: НДІБК, № 58, 2003. С. 217 – 222.
417. Yarkin, V. Non-linear settlements of shallow foundation / Yarkin V., Kukhar H. and Lobacheva N. // E3S Web of Conferences 97, 04034 (2019), 9 p.
418. Meng, X. Infiltration law of water in undisturbed loess and backfill / X. Meng, H. Liao, J. Zhang // Water (Switzerland), No. 12(9), 2020. <https://doi.org/10.3390/W12092388>.
419. Kong, Y., et al. Study on Vertical Permeability Regularity and Collapsibility of a Large Thickness Loess Foundation by in-Situ Testing // E3S Web of Conferences, Vol. 9, 2016. doi:10.1051/e3sconf/20160905002.
420. Полищук, А.И. Анализ грунтовых условий строительства при проектировании фундаментов зданий: Научно-практическое пособие / А.И. Полищук. М.: АСВ, 2016. 104 с.
421. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 Руководство по проектированию зданий и сооружений на просадочных грунтах. К.: ДП "УкрНДНЦ", 2017. 95 с.
422. Зурнаджи, В.А. Механика грунтов, основания и фундаменты / В.А. Зурнаджи, В.В. Николаев. М.: Высшая школа, 1967. 416 с.
423. Цытович, Н.А. Основания и фундаменты / Н.А. Цытович, В.Г. Березанцев, Б.И. Далматов, М.Ю. Абелев / Под ред. Цытовича Н.А. ВШ, 1970. 384 с.
424. СНиП II-Б.2-62. Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. - М. 1962. 9 с.
425. Яркин, В.В. Определение просадочных деформаций по нормативным документам России и Украины / В.В. Яркин, А.В. Кухарь // Современное промышленное и гражданское строительство, Т. 13, № 2, 2017. С. 111 – 119.
426. Яркин, В.В. Влияние вынужденных перемещений основания при подработке

- на напряженно-деформированное состояние многоэтажного каркасного здания / В.В. Яркин, Т.В. Морозова, Е.О. Брыжатая // Металлические конструкции, Т. 23, № 2, 2017. С. 59- 68.
427. Алексеев, С.И. Инженерный метод проектирования фундаментов по выравненным осадкам / С.И. Алексеев // "ОФМГ", № 5, 1998. С. 32-36.
428. РБН В.3.1-01-99. Правила оценки технического состояния и паспортизации зданий и сооружений, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях. Введ. 01.08.99. Донецк: Гл. управление градостроительства и архитектуры Донецкой области, 1999. 16 с.
429. Яркин, В.В. Неравномерные деформации основания зданий со стальным каркасом в грунтовых условиях I типа по просадочности / В.В. Яркин, А.В. Кухарь, А.Д. Анисимова, В.В. Яркина // Металлические конструкции, Т. 25, № 4, 2019. С. 171-181.
430. Писаренко, А.В. Численное исследование напряженно-деформированного состояния конструкций здания, взаимодействующего с просадочным основанием при его частичном закреплении / А.В. Писаренко, В.В. Яркин // Вестник ДонНАСА, №3(125), 2017. С. 86-93.
431. Shebunyaev, A. Foundation design taking into account non-linear soil behavior in karst-hazardous areas / A. Shebunyaev, I. Yudina // J. Phys.: Conf. Ser. , Vol. 1425. 012196, 2020. doi:10.1088/1742-6596/1425/1/012196.
432. Яркин, В.В. Влияние разуплотнения грунта вокруг карстовой воронки на НДС конструкций плитного фундамента / В.В. Яркин, А.В. Кухарь // Будівельні конструкції, № 82, 2015. С. 493-499.
433. Савинов, О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет / О.А. Савинов. 2-е изд. Л.: Стройиздат, 1979. 200 с.
434. Чунюк, Д.Ю. Расчет комбинированных свайно-плитных фундаментов : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Чунюк Дмитрий Юрьевич. М. 2002. 136 с.
435. Тимченко, Р.А. Работа плитных фундаментов-саморегуляторов на

- неравномерно-деформируемом основании / Р.А. Тимченко, Д.А. Кришко // Современные проблемы строительства. Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, 2010. С. 83–91.
436. Бартоломей, Л.А. Прогноз осадок сооружений с учётом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций / Л.А. Бартоломей. Пермь: ПГТУ, 1999. 148 с.
437. Городецкий, А.С. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики / А.С. Городецкий, М.С. Барабаш, В.Н. Сидоров. М.: АСВ, 2016. 338 с.
438. Корн, Г. Справочник по математике (для научных работников и инженеров) / Г. Корн, Т. Корн. М.: Изд-во «Наука», 1977. 832 с.
439. Воронкович, С.Д. Газовая силикатизация песчаных пород / С.Д. Воронкович, Л.А. Евдокимова. М.: Изд-во Моск. ун-та, 1974. 150 с.
440. Писаренко, А.В. Некоторые аспекты повышения прочности просадочных грунтов коллоидным раствором с добавлением полиакриламида / А.В. Писаренко, С.П. Высоцкий, В.В. Яркин // «Строительство-2016»: мат. II Брянского международ. инновац. форума – Брянск, 2016 (Т.1). С. 117-121.
441. Писаренко, А.В. Метод химического закрепления просадочного грунта коллоидным раствором на основе золя кремниевой кислоты с добавлением полиакриламида / А.В. Писаренко, В.В. Яркин, С.П. Высоцкий // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании. Сб. матер. международ. науч. конф. ФГБОУ ВО «НИ МГСУ», 2017. С. 282-286.
442. Ибрагимов, М.Н. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов / М.Н. Ибрагимов, В.В. Семкин. М.: АСВ, 2012. 256 с.
443. Яркин, В.В. Internal bed soils consolidation with application of hardening mortars / В.В. Яркин, А.В. Поливцев, А.В. Кухарь, Т.В. Кошелева // Современное промышленное и гражданское строительство, Т. 10, № 2, 2014. С. 133-140.
444. Лобачева, Н.Г. Исследование несущей способности грунтового массива,

- уплотненного внутренними давлениями / Лобачева Н.Г., Яркин В.В. // Будівельні конструкції, № 75, 2011. С. 81-87.
445. Патент на винахід №19237 Україна, Е21B11/00. Пристрій для утворення розширення в свердловині / Лобачева Н.Г., Шарабарин А.Г., Петраков А.А., Яркин В.В. и др. Опубл. 15.12.2006. Бюл. №12.
446. Лобачева, Н.Г. Сравнительный анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований метода уплотнения основания фундаментов внутренними давлениями / Н.Г. Лобачева, В.В. Яркин // SCIENCE PROSPECTS, № 1(112), 2019. С. 54-62.
447. Lobacheva, N. Experimental and numerical substantiation the efficiency method of compaction of soil base by creating sealing pressure inside soil massif / N. Lobacheva, V. Yarkin // J. Phys.: Conf. Ser., Vol. 1425. 012048, 2019. doi:10.1088/1742-6596/1425/1/012048.
448. Степура, И.В. Горизонтальное армирование грунтов в основаниях зданий / И.В. Степура, В.С. Шокарев, А.В. Павлов, Р.В. Самченко, С.И. Степура // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, № 66, 2007. С. 34-41.
449. Далинчук, В.С. Устранение просадки фундаментов с помощью технологии SLAB LIFTING / В.С. Далинчук, М.С. Ильмендеров, В.В. Яркин // Строительство уникальных зданий и сооружений №11(38), 2015. С. 15-26.
450. Кухарь, А.В. Использование полых свай с целью инъекции карстовых полостей / Кухарь А.В., Яркин В.В., Малахова Е.А. // Сборник материалов международной научно-технической интернет конференции «Кадастров недвижимости и мониторинг природных ресурсов». Тула. 2019. С. 172-178.
451. Самченко, Р.В. Методика розрахунку параметрів вирівнювання нахилених будівель / Р.В. Самченко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво), вип. 3 (38), т.2, 2013. С. 321-327.
452. Пат. 34886 Украина, МПК 6 Е 02D 27/00 Фундамент будівлі, споруди: Петраков А.А., Азараев В.В., Тимченко Р.О. № 99074068; Заявл. 15.07.1999; Опубл. 15.03.2001, Бюл. №2. – 4 с.

453. Заболотный, П.П. Фундаменты с легкодеформируемыми вставками / П.П. Заболотный, В.Л. Яструбецкий // Промышленное строительство и инженерные сооружения, № 2, 1990. С. 32–33.
454. Петракова, Н.А. Исследование фундаментных плит на неоднородных основаниях с учетом распределительных свойств грунтов / Н. А. Петракова // Будівельні конструкції, № 79, 2013. С. 191-197.
455. Яркин, В.В. Конструкция усиления фундаментов, совмещенная с отмосткой и ее модификации / В.В. Яркин // Современные проблемы строительства. Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО "Лебедь", 1999. С. 69 – 71.
456. Яркин, В.В. Экспериментальные исследования взаимодействия системы «основание – фундамент – конструкция усиления, совмещенная с отмосткой» / В.В. Яркин // Будівельні конструкції. – Київ: НДІБК, 2000. С. 295 – 301.
457. Яркин, В.В. Регулирование усилий в плитном фундаменте в процессе возведения здания / В.В. Яркин, А.В. Кухарь // Современное промышленное и гражданское строительство, Т. 12, № 3, 2016. С. 119-126.
458. Пронозин, Я.А. Перспективные фундаменты на сильносжимаемых грунтовых основаниях / Я.А. Пронозин, Л.Р. Епифанцева, Ю.В. Наумкина, Р.В. Мельников, О.С. Порошин. М.: АСВ, 2017. 350 с.
459. Яркин, В.В. Определение неравномерных деформаций основания, вызванных набуханием грунта / В.В. Яркин // Современное промышленное и гражданское строительство, Т. 15, № 3, 2019. С. 143 – 153.
460. Yarkin V. Stress-strain state of expansive soils when soaking from above / V. Yarkin, N. Lobacheva // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, Vol. 869, 052052, 2020, doi:10.1088/1757-899X/869/5/052052.
461. Вахненко, П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции / П.Ф. Вахненко. К.: Будівельник, 1990. 184 с.
462. Яркин, В.В. Сравнительный анализ решений по берегоукреплению побережья Азовского моря вертикальными стенками из заанкеренного

- шпунта различной конструкции / В.В. Яркин, А.В. Кухарь // Металлические конструкции, Т. 24, № 4, 2018. С. 157- 166.
463. Петраков, А.А. Влияние расчетных моделей грунтового основания на напряженное состояние несущих конструкций каркасных зданий на плитных фундаментах / А.А. Петраков, В.В. Яркин, Е.О. Брыжатая // Зб. наук. праць «Галузеве машинобудування, будівництво», вип. 3 (38), т.2, 2013. С. 274-278.
464. Писаренко, А.В. Распределение усилий в элементах каркасного здания с учетом влияния податливости основания на подрабатываемых территориях / А.В. Писаренко, В.В. Яркин // Сб. материалов VI Международной научно-практ. конф. «Достижения и перспективы естественных и технических наук». Ставрополь. 2015. С. 7-11.
465. Budin, A.Ya. Behavior of sheet pile retaining walls in soils susceptible to creep / A.Ya. Budin // Soil Mech Found Eng, No. 6, 1969. pp. 407-411.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А Акты и справки внедрения результатов диссертации



УКРАЇНА ПРИВАТНЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО «ІНСТИТУТ ДОНБАСРЕКОНСТРУКЦІЯ»

83015, м. Донецьк,
вул. Челюскинців, 167^а
тел. (062) 311-81-57

п/р 26008010077947 в ПАТ
“Укросцбак” м. Київ
МФО 300023 ЄДРПОУ 03328988

№ 238/14 от 19.03.2014

Диссертационный совет Д 01.06.02
при Донбасской национальной академии
строительства и архитектуры

СПРАВКА о внедрении результатов исследования диссертационной работы Яркина Виктора Владимировича в практику проектирования и строительства

В период с 2005 по 2014 год результаты исследований Яркина Виктора Владимировича были внедрены ЧАО «Институт Донбассреконструкция» при проектировании новых зданий и сооружений, технической диагностике и проектировании усиления существующих зданий на более чем ста объектах, строящихся и эксплуатирующихся в сложных инженерно-геологических условиях. В том числе:

- на подрабатываемых территориях:

- при выполнении обследования технического состояния основания и основных несущих конструкций здания поликлиники ИНВХ им. В.К. Гусака в г. Донецке и разработка рекомендаций по их усилению с учетом надстройки третьего этажа (хозяйственный договор № Л115/06);

- при выполнении обследования и составлении заключения о техническом состоянии пятиэтажного общественного здания, расположенного по адресу: г. Донецк, ул. Артёма, 71 (хозяйственный договор № 12-63/06 от 17.04.06 г.);

- при выполнении обследования технического состояния 9-ти этажного жилого дома по ул. Жукова, 10 в г. Горловке (хозяйственный договор № Л.117/06);
- при выполнении обследования технического состояния основных несущих конструкций административно-лабораторного корпуса, расположенного по ул. Коммунистическая, 4 в г. Донецке и составлении заключения о возможности его надстройки (хозяйственный договор № Л.18/07);
- при выполнении обследования технического состояния основных несущих конструкций здания, расположенного по ул. Розы Люксембург, 40 в г. Донецке, и разработке рекомендаций по его усилению с учетом надстройки (хозяйственный договор № Л.19/07);
- при выполнении обследования технического состояния здания 1-й очереди строительства торгово-административно-развлекательного комплекса, расположенного по ул. Генерала Антонова, 4 в Ворошиловском районе г. Донецка (хозяйственный договор № 12-242/07 от 19.12.2007 г.);
- при выполнении обследования и составлении заключения о техническом состоянии двухэтажного здания детского сада, расположенного по адресу: г. Донецк, бул. Шевченко, 131 с учетом его реконструкции с надстройкой третьего этажа (заказ 721-У/08 от 18.04.2008 г.);
- при выполнении обследования и составлении заключения о техническом состоянии несущих конструкций здания по ул. Постышева, 127 в г. Донецке;
- при выполнении проекта православного храма на пересечении Ленинского проспекта и ул. Вани Дреля в Кировском районе г. Донецка;
- при выполнении поверочных расчетов железобетонных конструкций жилого дома в квартале 191А по ул. Розы Люксембург в Ворошиловском районе г. Донецк;
- при выполнении обследования технического состояния здания общежития по ул. Марселя Кашена, 19 в г. Донецке;

- при выполнении обследования технического состояния здания общежития по пр. Освобождения Донбасса, 16а в г. Донецке и разработке рекомендаций по его усилению с учетом перепрофилирования под гостиницу и надстройку этажей;

- при расследовании причин обрушения несущих конструкций жилого дома по ул. Николаева, 17 в г. Макеевке.

- на карстоопасной территории:

- при выполнении обследования технического состояния нежилого здания, расположенного по ул. Коммунаров, 67 в г. Славянске (хозяйственный договор №4-2010 от 07.06.2010 г.);

- при выполнении обследования технического состояния здания цеха фасадной плитки по ул. Свердлова, 2 в г. Славянске (хозяйственный договор №236/2011).

- на оползнеопасной территории:

- при выполнении обследования технического состояния здания пятиэтажного жилого дома №20 по ул. Калинина в г. Зугрэсе, расположенного на склоне балки Скелевой (хозяйственный договор №1292/06).

- на просадочных грунтах:

- при выполнении обследования технического состояния здания «Укрсоцбанка» в г. Мариуполе, расположенное по ул. Греческой, №43 (хозяйственный договор №01-194/05 от 28.11.2005 г.);

- при выполнении обследования несущих конструкций дома №82 в МР «Восточный-1а» г. Мариуполя;

- при выполнении обследования здания № 22а по ул. Московская в г. Мариуполе;

- при выполнении обследования и разработке проекта усиления несущих конструкций жилого дома №164, расположенного по пр. Нахимова в г. Мариуполе (хозяйственный договор №01-152/2010);

- при выполнении обследования и разработке проекта усиления основания и конструкций здания ДЮСШ №2, расположенного по ул. Кронштадская, 11а в г. Мариуполе (хозяйственный договор №12-112/2010);

- при выполнении обследования и разработке проекта усиления несущих конструкций жилого дома, расположенного по адресу: г. Мариуполь, пр. Строителей, 19/16 (хозяйственный договор №01-168/2011);

- при выполнении обследования и разработке проекта усиления жилого дома, расположенного по адресу: г. Мариуполь, пр. Металлургов, 123а (хозяйственный договор №01-165/2011).

- на слабых водонасыщенных грунтах:

- при проектировании зданий базы отдыха «Вертикаль» на 340 мест в с. Белосарайская коса Первотравневого района Донецкой области.

и.о. директора
ЧАО «Институт Донбассреконструкция»



Игорь

А.А.

Иноземцев



**ДОНЕЦКАЯ НАРОДНАЯ РЕСПУБЛИКА
КОММУНАЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
«ЦЕНТРАЛЬНАЯ ГОРОДСКАЯ БОЛЬНИЦА
АДМИНИСТРАЦИИ ГОРОДА ДЕБАЛЬЦЕВО»**

284700, г. Дебальцево, ул.Луганская , д.1 Тел. (06249)2-22-63,
E-mail: cgb.debaltsevo@zdravdnir.ru, идентификационный код 51008002

15.12.2017г. № 1402

Диссертационный совет Д01.06.02
при Донбасской национальной
академии строительства и
архитектуры

**СПРАВКА
о внедрении результатов исследования
диссертационной работы Яркина Виктора Владимировича
в практику проектирования и строительства**

Результаты исследований Яркина Виктора Владимировича внедрены при диагностике технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций здания реанимационного отделения КУ «ЦГБ администрации г.Дебальцево».

Главный врач



В.И.Луценко



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ

«ДОНГИПРОШАХТ»

ул. Артема, 125, г. Донецк, 83001

тел./факс (062) 305-36-11

E-mail: dgsh@dgsh.donetsk.ua

www.dgsh.donetsk.ua

Код ЕГРПОУ 51001837

26.06.18 № 01-10/23

На № _____

*Диссертационный совет Д 01.06.02
при Донбасской национальной академии
строительства и архитектуры*

СПРАВКА

о внедрении результатов исследования
диссертационной работы Яркина Виктора Владимировича
в практику проектирования и строительства

Результаты исследований Яркина Виктора Владимировича внедрены при выполнении проверочных расчетов здания управления погружными насосами водоотливного комплекса шахты им. В.И. Ленина г. Горловка на воздействие деформаций земной поверхности подрабатываемой территории группы III к.

Зам. директора по научно-технической работе

В.Н. Гулейчук





**Министерство образования и науки
Донецкой Народной Республики**

**Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Донбасская национальная академия
строительства и архитектуры»**

286123, ДНР, г. Макеевка, ул. Державина, 2,
тел.: +38 (062) 343-70-33, email: mailbox@donnasa.org, идент. код 02070795

от 27.12.19 № 04
на № _____ от _____

Диссертационный совет Д 01.006.02
при Донбасской национальной академии
строительства и архитектуры

**СПРАВКА
о внедрении результатов исследований
диссертационной работы Яркина Виктора Владимировича,
представленной на соискание ученой степени доктора технических наук
по специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения**

Комиссия в составе: проректора по учебной работе, д.т.н., профессора Нездоймина В.И., декана строительного факультета, к.т.н., доцента Лозинского Э.А., начальника учебного отдела, к.э.н., доцента Сухины А.А., заведующего кафедрой ОФиПС, д.т.н., профессора Петракова А.А. свидетельствует, что при обучении магистров по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство» по программе «Теория и проектирование зданий и сооружений» в ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» в дисциплине «Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях» используются результаты исследований, полученные в докторской диссертационной работе Яркина В.В.

Члены комиссии:

Проректор по учебной работе
д.т.н., профессор

В.И. Нездойминов

Декан строительного факультета
к.т.н., доцент

Э.А. Лозинский

Начальник учебного отдела
к.э.н., доцент

А.А. Сухина

Заведующий кафедрой ОФиПС
д.т.н., профессор

А.А. Петраков





ДОНЕЦКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

ООО «Донецкий Промстройниипроект», 283004, г. Донецк, ул. Университетская, 112,
Тел. (062)303-22-59 (дополнительные номера: проектная часть 01, научная часть 02, факс 22),
E-mail: donpromstroy@gmail.com

20.10.2020 № 471/1-05
На № _____ от _____

Диссертационный совет Д 01.006.02
при ГОУ ВПО «Донбасская
национальная академия строительства и
архитектуры»

СПРАВКА
о внедрении результатов исследования
диссертационной работы Яркина Виктора Владимировича на тему
«Развитие методов расчета зданий и сооружений в сложных инженерно-
геологических условиях», представленной на соискание ученой степени
доктора технических наук по специальности 05.23.01 – Строительные
конструкции, здания и сооружения»

В период с 2000 по 2005 год результаты исследований Яркина Виктора Владимировича были внедрены ГП «Донецкий ПромстройНИИпроект» при технической диагностике и проектировании мер защиты существующих зданий, эксплуатирующихся в различных сложных инженерно-геологических условиях. В том числе:

- на подрабатываемых территориях:

- при выполнении проекта мер охраны зданий и сооружений г. Ясиноватой, попадающих в зону влияния отработки шахтой «Бутовская» ПО «Макеевуголь» второй западной разгрузочной лавой пласта n1 в 2001 году (договор № 1/6-01 от 23.02.01 г.); 16-й западной целиковой лавой пласта n1 в 2003 году (договор № 1/10-01); 1-й восточной разгрузочной лавы пласта П1 в 2004 году (договор № 1/25-03);

- при выполнении обследования технического состояния зданий учебных корпусов №5 и №8 Донецкого национального университета,

расположенных по улице Челюскинцев (хозяйственный договор № 1/8-04 от 1 марта 2004 г.);

- на просадочных грунтах:

- при выполнении обследования технического состояния и разработке рекомендаций по усилению здания Драмтеатра в г. Мариуполе, расположенного по адресу: г. Мариуполь, Театральная площадь, № 1 (хозяйственный договор №1/03-03 от 07.02 2003 г.);

- при выполнении обследования и разработке конструктивных решений по обеспечению эксплуатационной пригодности здания школы №3 в г. Мариуполь (хозяйственный договор №1/24-2000 от 08.12 2000 г.);

- при выполнении обследования и разработке рекомендаций по усилению жилого дома №3 по ул. Шепотинника в г. Мариуполе (хозяйственный договор №10M/15-01 от 31.10.2001 г.);

- при выполнении обследования и разработке конструктивных предложений по реконструкции здания спортивного клуба «Спартак» в г. Мариуполе (хозяйственный договор №1/7-2002 от 17.04.2002 г.);

- при выполнении обследования и разработке рекомендаций по усилению конструкций и основания здания Мариупольского городского лицея, расположенного по адресу: г. Мариуполь, пр. Ленина, 79 (хозяйственный договор № 1/8-03 от 26 июня 2003 г.).

Также результаты исследований Яркина В.В. были использованы при выполнении научно-исследовательской темы «Разработка ДБН В.2.1-04 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» (Взамен СНиП 2.02.01-83), в которой Донецкий ПромстройНИИпроект выступал в качестве соисполнителя, и внес свои предложения в разделы по проектированию оснований по деформациям, а также в особых условиях.

Директор
ООО «Донецкий ПромстройНИИпроект»

С.В. Маликов



Приложение Б

Таблица Б.1

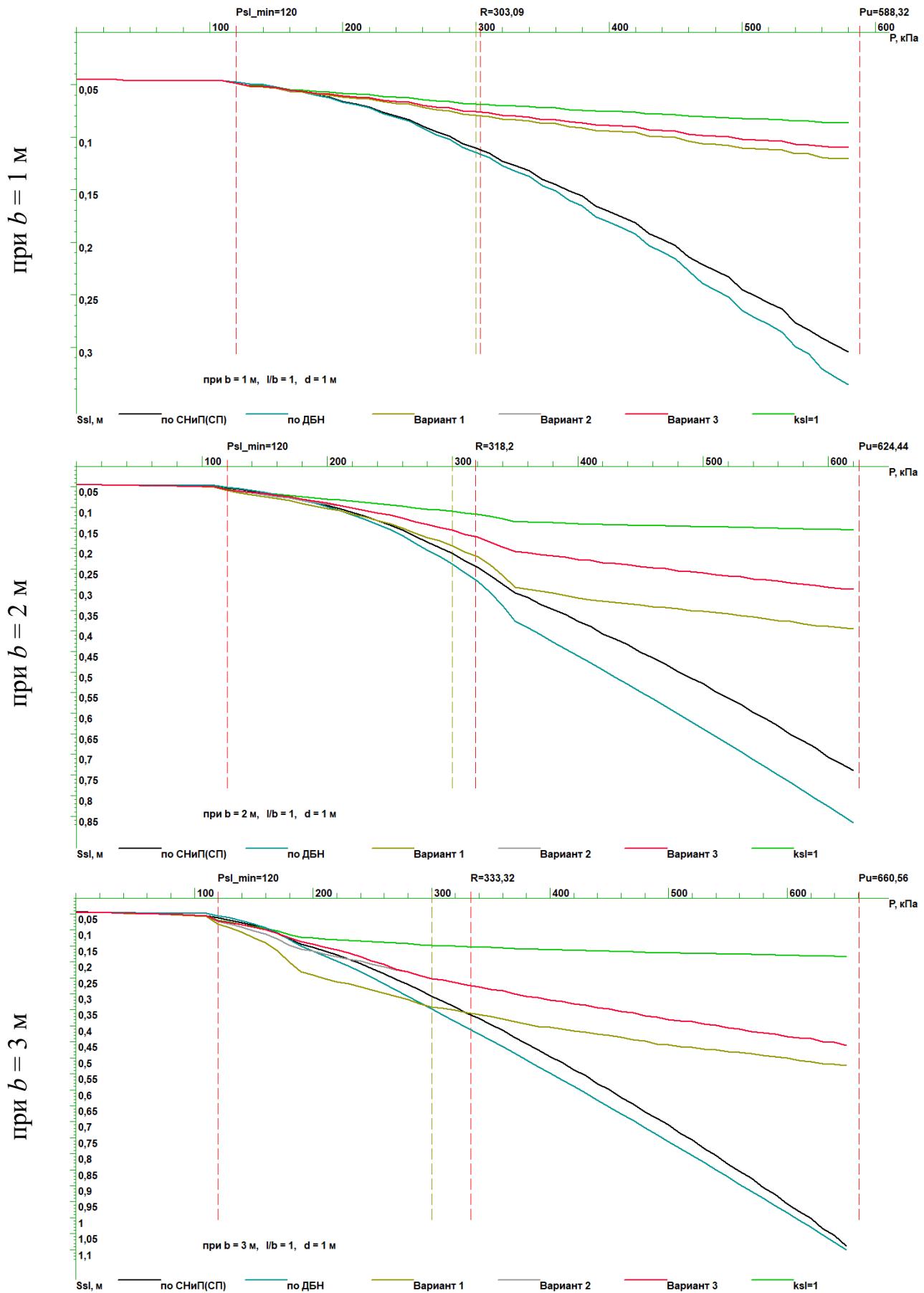
Способы моделирования деформаций земной поверхности от подработки в зависимости от модели грунтового основания и конструкции фундамента

Грунтовое основание		Конструкция фундамента	Способ моделирования деформаций земной поверхности			
модель	способ моделирования		<i>R</i>	<i>i</i>	ε	<i>h</i>
контактная	стержнями	Столбчатый без связей-распорок	ВВП опорного сечения стержня	ВУП	ВГП	ВВП
		Столбчатый со связями-распорками		ВУП	ГН	ВВП
		ленточный		ВВП	ГН	ВВП
		плитный		ВВП	ГН	ВВП
	пластинаами	ленточный	ВВП нижней границы	ВВП	ГН	ВВП
	объемными элементами	плитный				-
механическая упругопластическая	на глубину сжимаемой толщи	любая	ВВП нижней границы	ВВП нижней границы	ВГП по боковой поверхности грунтового массива	ВВП нижней границы
	на глубину до кровли выработки	любая	ВВП в уровне кровли выработки			

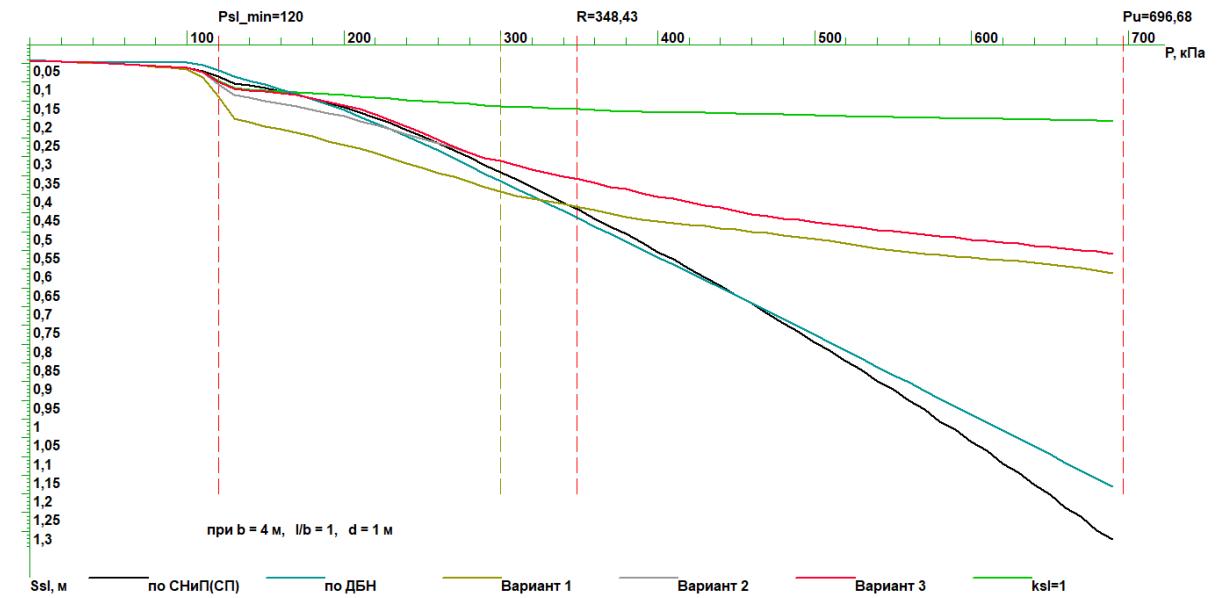
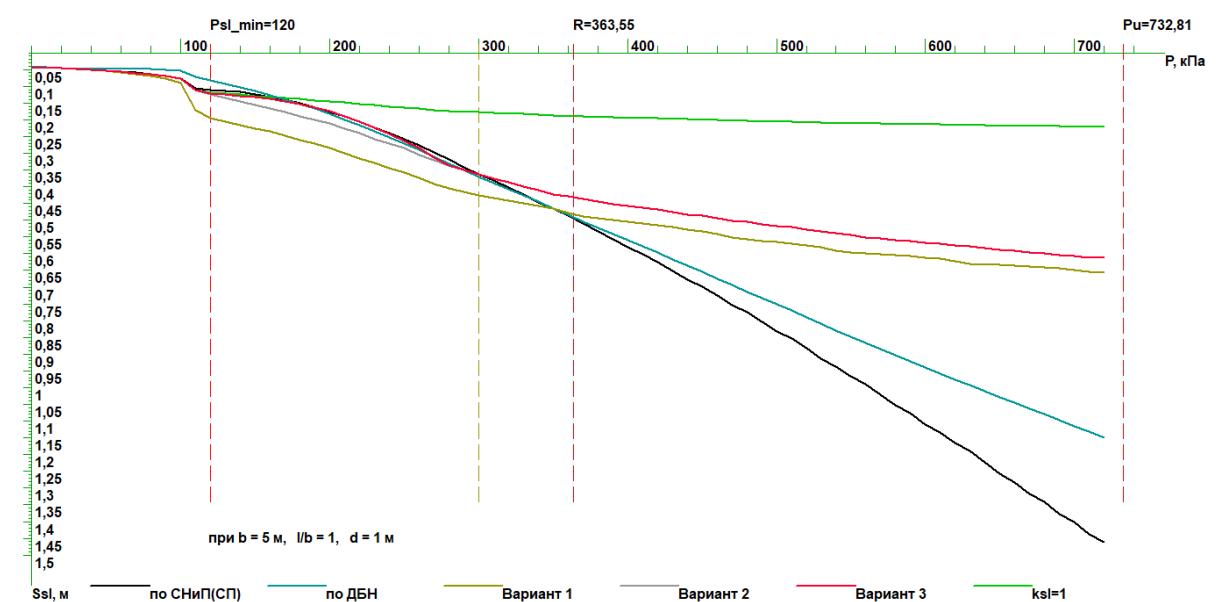
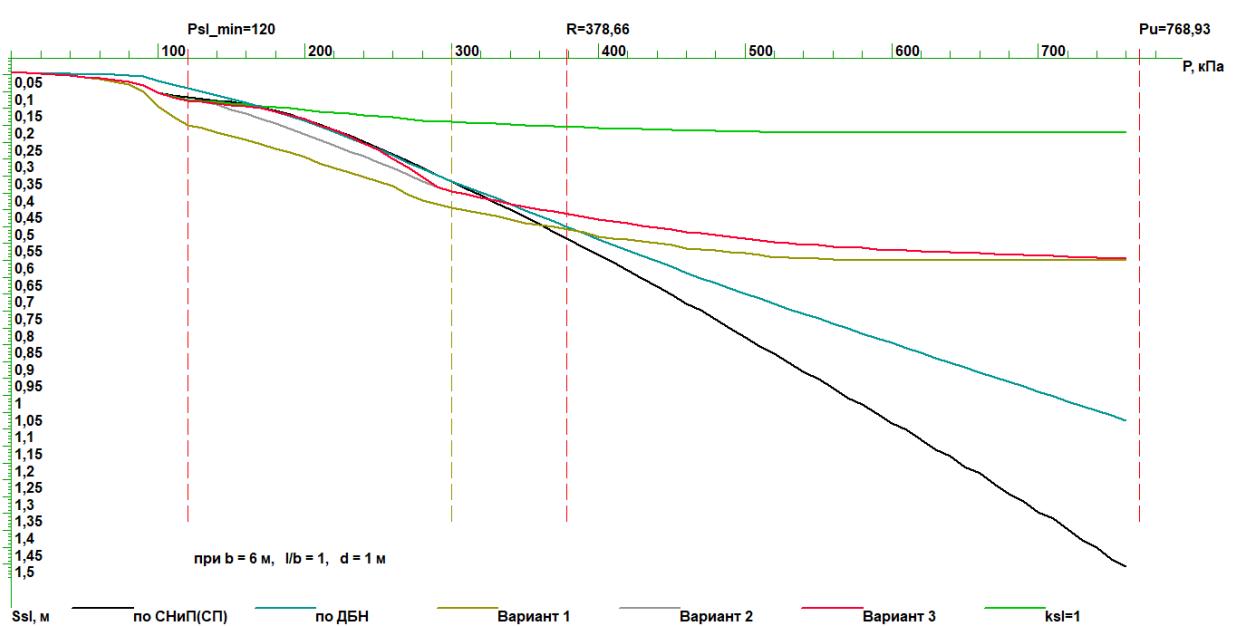
Примечание: ВВП – вынужденные вертикальные перемещения; ВГП – вынужденные горизонтальные перемещения; ВУП – вынужденные угловые перемещения; ГН – горизонтальные нагрузки

Приложение В

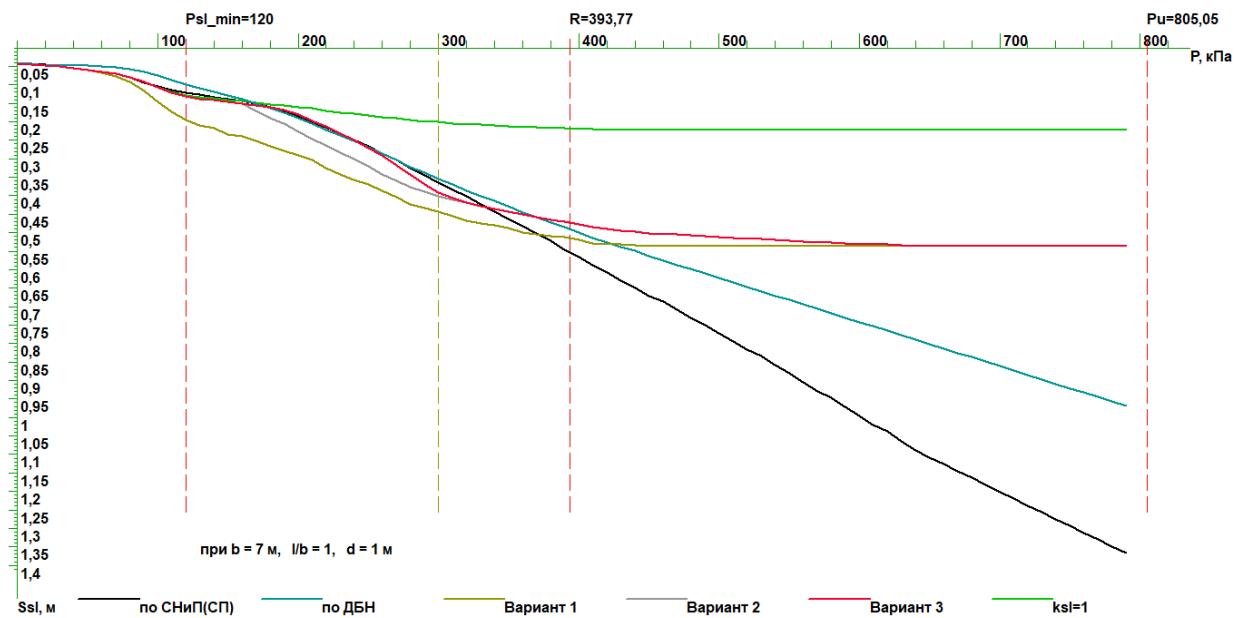
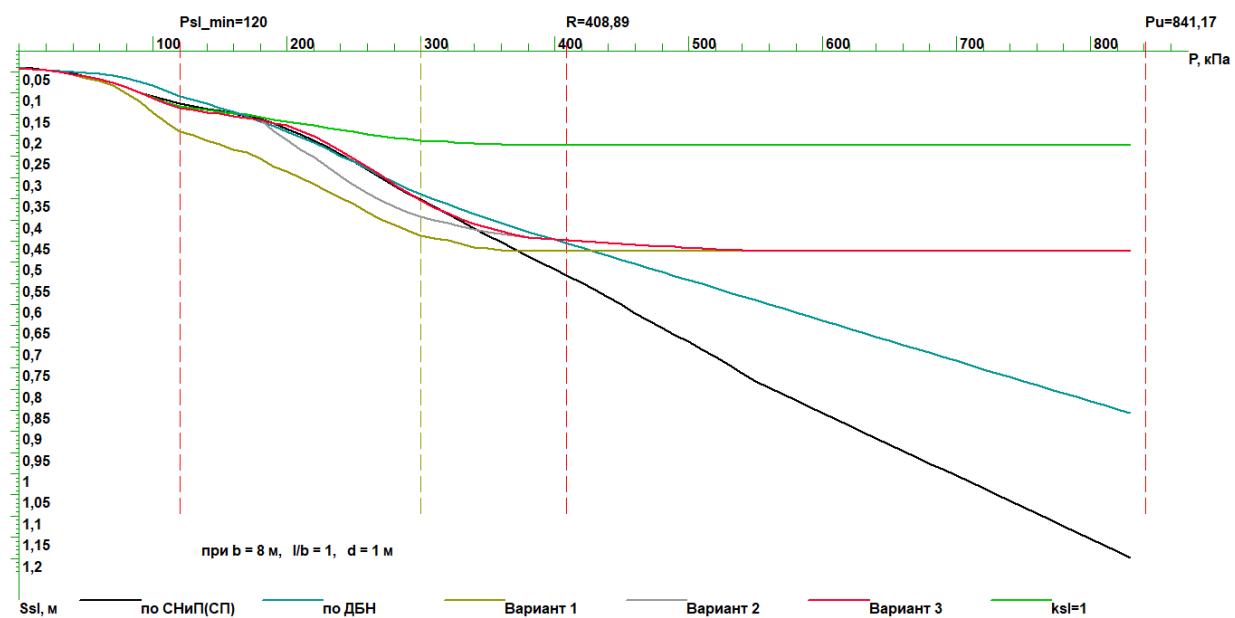
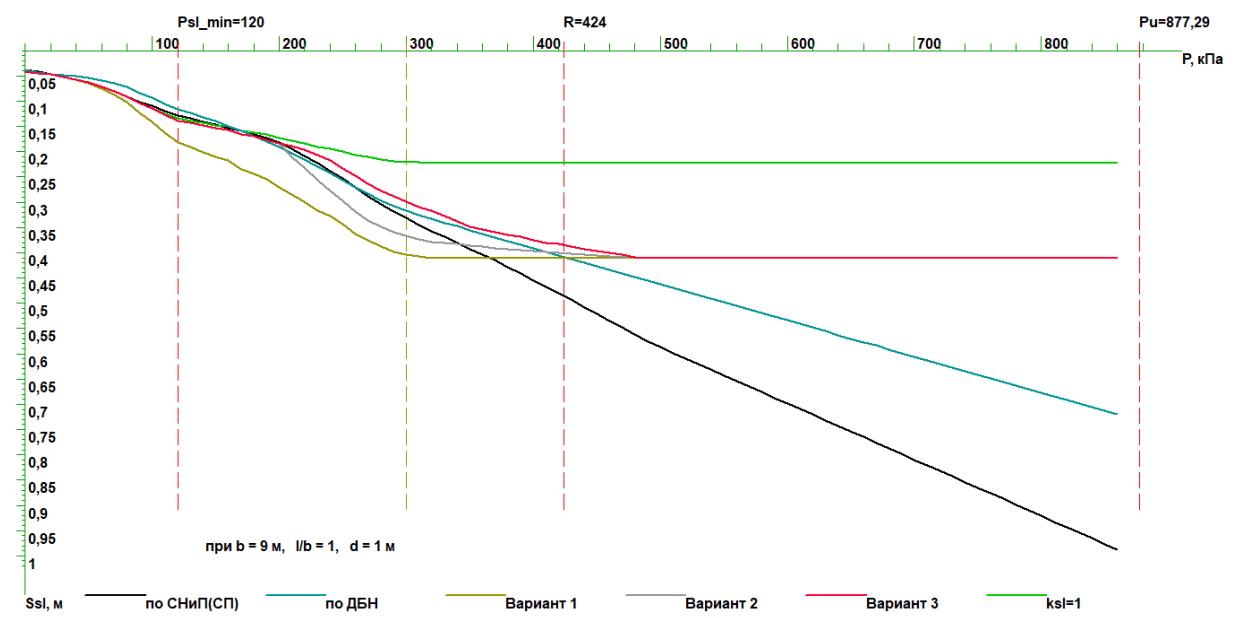
Зависимости просадки от давления при различной ширине подошвы фундамента



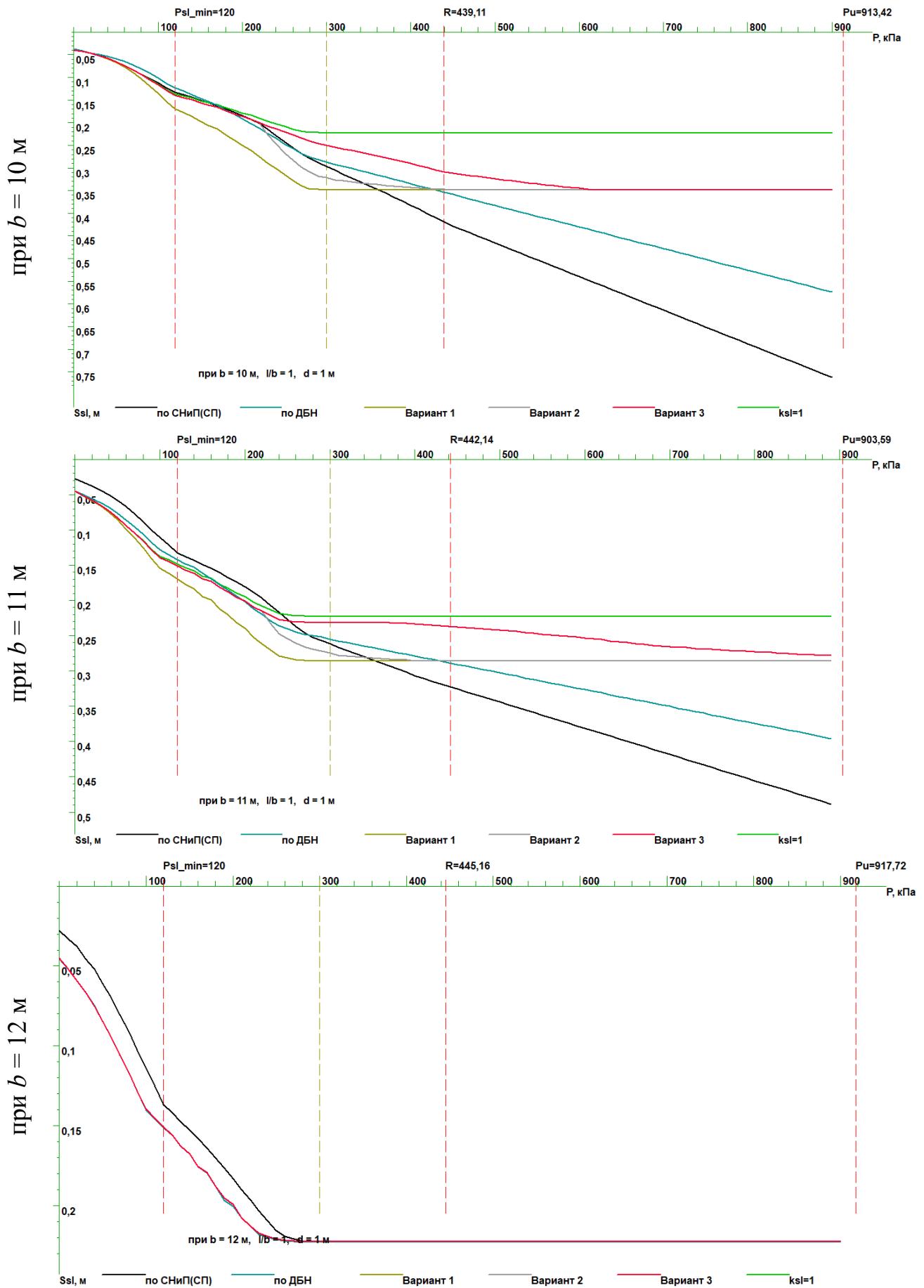
Продолжение приложения В

при $b = 4 \text{ м}$ при $b = 5 \text{ м}$ при $b = 6 \text{ м}$ 

Продолжение приложения В

при $b = 7 \text{ м}$ при $b = 8 \text{ м}$ при $b = 9 \text{ м}$ 

Продолжение приложения В



Приложение Г

Зависимости деформаций и коэффициента жесткости основания фундамента
поликлиники ОЦКБ в г. Донецке от давления

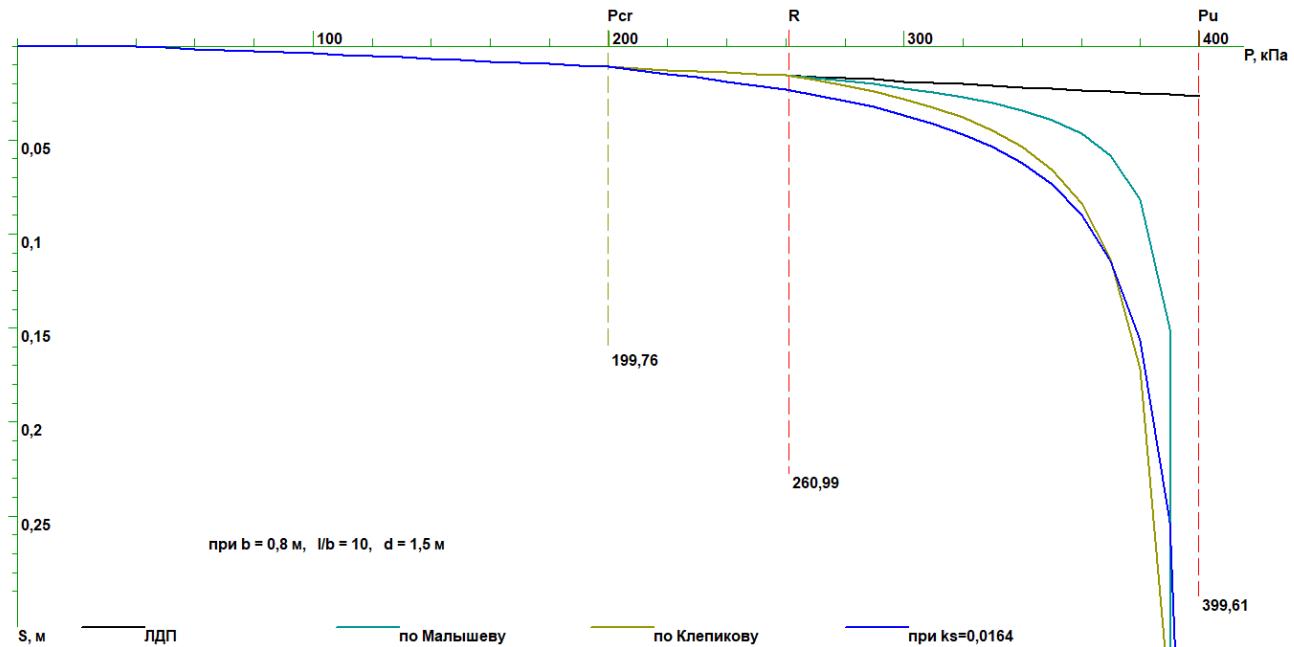


Рис. Г.1 Зависимость осадки основания фундамента от давления для не усиленного основания

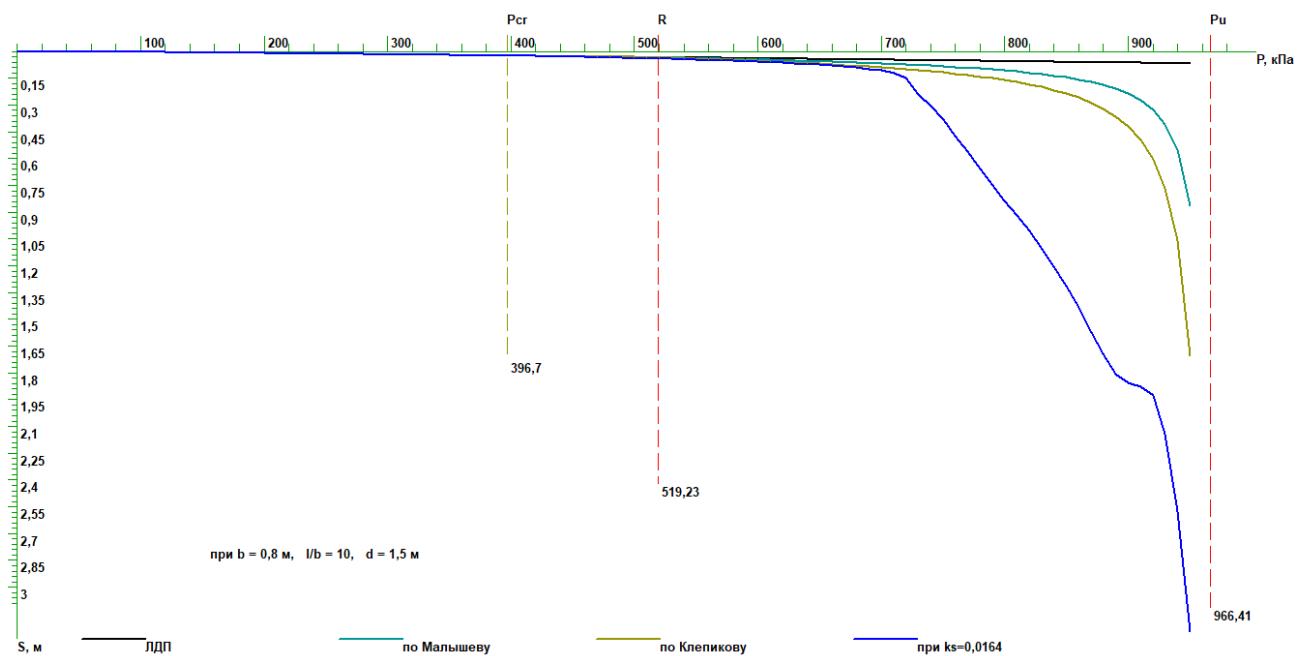


Рис. Г.2 Зависимость осадки основания фундамента от давления для основания усиленного горизонтальным армированием грунтоцементными элементами по буромесательной технологии

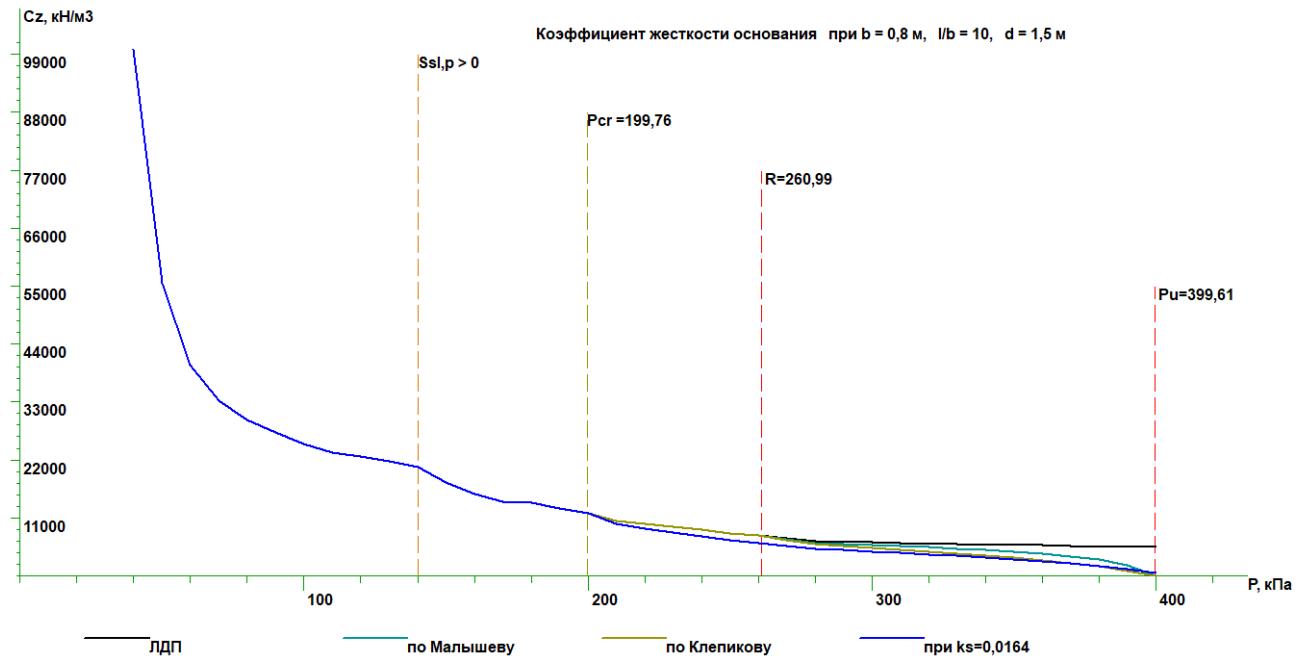


Рис. Г.3 Зависимость коэффициента жесткости основания фундамента от давления для не усиленного основания

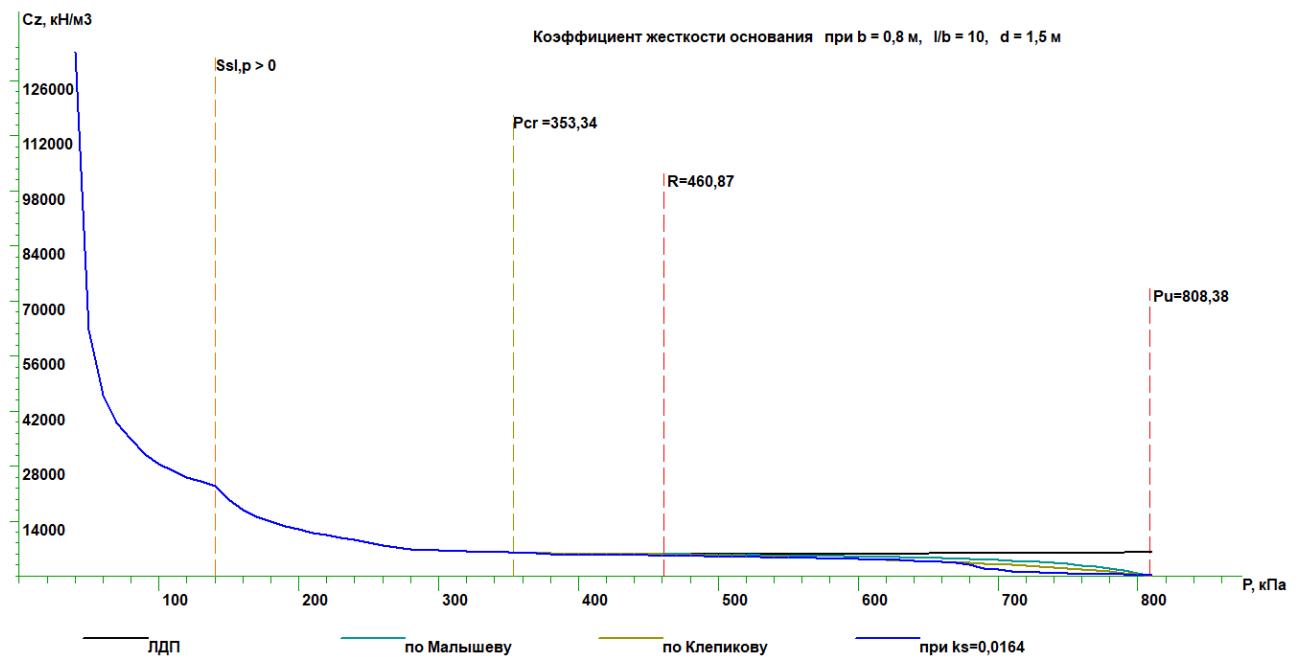


Рис. Г.4 Зависимость коэффициента жесткости основания фундамента от давления для основания усиленного горизонтальным армированием грунтоцементными элементами по буромесательной технологии