

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Кайгородов Михаил Дмитриевич

**РЕГУЛИРОВАНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО ПОЛОЖЕНИЯ ПЛИТНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ МЕТОДОМ ИЗМЕНЕНИЯ СВОЙСТВ
ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Пронозин Яков Александрович



Тюмень – 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА I. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА СПОСОБОВ ИСПРАВЛЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ...	4
1.1. Проблема неравномерных деформаций основания, при стабилизированных и нестабилизированных осадках	9
1.2. Существующие способы стабилизации основания при возникновении неравномерных осадок	13
1.3. Способы снижения неравномерности осадок плитных фундаментов	16
1.4. Способ регулирования неравномерности осадок плитных фундаментов в условиях нестабилизированного состояния основания	22
1.5. Анализ существующих методов расчета при проектировании мероприятий по снижению неравномерности осадок плитных фундаментов методом выбуривания	24
1.6. Выводы по главе.....	27
1.7. Задачи исследования.....	28
ГЛАВА 2. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ МОДЕЛИ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ УСТРАНЕНИИ НЕРАВНОМЕРНОЙ ОСАДКИ МЕТОДОМ ВЫБУРИВАНИЯ.....	29
2.1. Постановка задачи экспериментальных исследований.....	30
2.2. Лабораторная установка и оборудование	30
2.3. Методика проведения исследований в лабораторных условиях	33
2.4. Анализ результатов	34
2.5. Выводы по главе 2	40
ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ И АНАЛИТИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПАРАМЕТРОВ МЕТОДА ВЫБУРИВАНИЯ ДЛЯ ИСПРАВЛЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ.....	41
3.1. Общие положения.....	41
3.2. Методологические предпосылки аналитического расчета.....	43
3.3. Аналитические решения по определению основных параметров метода выбуривания.....	44
3.3.1. Расчетная схема скважины в массиве грунта	47
3.3.2. Определение устойчивости стенки скважины аналитическим методом.....	49
3.3.3. Аналитическая программа для определения НДС грунта вокруг скважины	56
3.3.4. Результаты расчета в программе «GsMonitor»	58
3.4. Численное моделирование задачи в программном комплексе Midas.....	71
3.5. Выводы по главе 3	72
ГЛАВА 4. ВНЕДРЕНИЕ РАЗРАБОТАННОЙ ТЕХНОЛОГИИ ИСПРАВЛЕНИЯ КРЕНОВ ЗДАНИЙ, НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ, В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ.....	74
4.1. Жилой дом в заречной части г. Тюмени	74
4.1.1. Геологические данные по объекту	77

4.1.2. Техническое состояние объекта до выполнения работ по снижению неравномерности осадки	81
4.2. Технология и особенности проведения работ	83
4.3. Результаты наблюдения за деформациями на объекте.....	90
4.3.1. Определение объема выбуриваемого грунта.....	91
4.4. Выводы по главе 4.....	95
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	96
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	98
ПРИЛОЖЕНИЯ	108

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. В настоящее время в Российской Федерации активно развивается многоэтажное (повышенной этажности и высотное) строительство, в том числе на слабых водонасыщенных и сильносжимаемых основаниях. В таких городах, как Санкт-Петербург, Пермь, Тюмень и т.д., это вызывает ряд проблем, связанных с обеспечением эксплуатационной надежности объектов, в частности с соблюдением нормативных показателей по абсолютной и относительной осадке, а также отклонения остова здания от вертикали и, как следствие, его крена. Наиболее опасными, с позиций надежности и безопасности, являются случаи сложного в пространственном отношении и нестабилизирующиеся во времени крены зданий. Несмотря на известные широко распространенные методы усиления оснований и выравнивания кренов зданий и сооружений, остается нерешенной проблема стабилизации осадок фундаментов и ликвидации кренов объектов в условиях слабых оснований при сложных, нестабилизирующихся кренах.

Таким образом, разработка метода усиления основания и контролируемого регулирования неравномерности осадок зданий и сооружений на плитных фундаментах, на слабых основаниях является *актуальной задачей*.

Степень разработанности темы исследования. Вопросами создания теоретической расчетной базы для определения напряженно-деформированного состояния грунта в условиях наличия полостей заданной формы применения технологий по стабилизации осадок и снижению их неравномерности, регулирования геометрического положения зданий и сооружений занимались такие ученые, как М.Ю. Абелев, А.Н. Адамович, Э.Э. Аллас, Н.Н. Баранов, А.А. Бартоломей, В.М. Безрук, А. Н. Богомолов, Ю.К. Болотов, Н.И. Ватин, Л.К. Гинзбург, А.Л. Готман, Н. З. Готман, Б.И. Далматов, В.П. Дыба, В.А. Ермолаев, М.В. Зотов, Д.В. Зотов, В.А. Ильичев, А. Камбефор, П.А. Коновалов, К.В. Королев, В.В. Конюшков, С.Н. Клепиков, В.В. Лушников, А.Г. Малинин, А.П. Малышкин, И. Т. Мирсаяпов, Л.В. Нуждин, А.А.

Петухов, А.И. Полищук, А.Б. Пономарев, Я.А. Пронозин, А.П. Пулатов, М.М. Сабри, Г.М. Скибин, Е.А. Сорочан, И.В. Степура, З.Г. Тер-Мартirosян, В.И. Чаплыгин, М. Jamiolkowski, J.B. Burland, M. Pepe, C.Viggiani, D.M. Potts, J.K. Mitchell, N. Muhra, P. Marinos, A.J. Klettke, Q. Yue, X. Zhang, Y. Chen и др.

Объект исследования: грунтовые основания зданий и сооружений на плитных фундаментах, сложенные слабыми пылевато-глинистыми грунтами.

Предмет исследования: напряженно-деформированное состояние грунтового основания, сложенного слабыми пылевато-глинистыми грунтами при выбуривании скважин с целью контролируемого регулирования геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах.

Цель диссертационной работы: разработать метод регулирования геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах путем выбуривания грунта вертикальными или малонаклонными скважинами на основе аналитической методики определения основных параметров скважин.

Задачи исследования:

- выполнить анализ методов, позволяющих регулировать геометрическое положение зданий и сооружений;
- провести лабораторные исследования для определения эффективности метода выбуривания грунта на моделях плитных фундаментов;
- разработать методику расчета основных параметров напряженно-деформированного состояния грунта при бурении вертикальных скважин;
- выявить наиболее значимые параметры бурения, влияющие на эффективность процесса устранения неравномерных осадок и выравнивание кренов;
- выполнить промышленное внедрение разработанной технологии.

Научная новизна работы состоит в теоретическом и экспериментальном обосновании параметров бурения, позволяющих эффективно применять метод устройства вертикальных или малонаклонных скважин для выравнивания неравномерности осадок и контролируемого регулирования геометрического

положения зданий и сооружений, на основаниях, сложенных слабыми пылевато-глинистыми грунтами.

В рамках исследования получены следующие **научные результаты**:

– на основе анализа существующих технологий по выправлению кренов, предложен и обоснован метод контролируемого регулирования геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах в условиях слабых грунтовых оснований;

– разработана методика определения основных параметров скважин при выбуривании грунта для снижения жесткости основания с целью контролируемого регулирования геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах;

– выявлены наиболее значимые параметры влияющие на процесс снижения неравномерности осадки при устройстве вертикальных или малонаклонных скважин для выравнивания неравномерности осадок зданий и сооружений.

Теоретическая значимость работы заключается в аналитических решениях и теоретическом обосновании эффективности технологии выбуривания вертикальных и малонаклонных скважин для устранения неравномерных осадок зданий и сооружений на плитных фундаментах в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов; в определении параметров скважин, влияющих на эффективность метода регулирования геометрического положения зданий и сооружений путем выбуривания скважин.

Практическая значимость работы заключается в обосновании, разработке и доказательстве эффективности метода регулирования геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах в условиях слабых оснований путем выбуривания грунта вертикальными или малонаклонными скважинами, при сложных, нестабилизирующихся кренах.

Методология и методы исследования:

1. Сравнительный анализ способов снижения неравномерности осадки фундаментов мелкого заложения на основании опыта отечественных и зарубежных ученых.

2. Выполнение лабораторных исследований по установлению закономерностей влияния выбуривания наклонных и вертикальных скважин различной глубины на процесс снижения неравномерности осадки.

3. Применение известных аналитических решений для создания программы, позволяющей определять зоны с нарушением закона прочности вокруг выбуриваемой скважины в различных расчетных случаях.

4. Внедрение технологии по снижению неравномерности осадок на реальном объекте в г. Тюмени, сравнение результатов мониторинга и натурных наблюдений за объектом с результатами аналитического расчета основных параметров выполняемых скважин.

Личный вклад автора состоит в разработке метода регулирования геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах в условиях слабых оснований, в разработке аналитической методики расчета параметров скважин, создании программного продукта GSmonitor, определении наиболее значимых факторов, влияющих на процесс снижения неравномерности осадок фундаментов; участие в выполнении проекта и его реализации по контролируемому регулированию геометрического положения многоэтажного двухсекционного жилого дома в г. Тюмени.

Положения, выносимые на защиту:

– Обоснование предлагаемого метода регулирования геометрического положения зданий и сооружений на основе анализа известных способов и инженерных приемов;

– Результаты лабораторных исследований эффективности метода выбуривания скважин в грунтовом основании плитных фундаментов на моделях;

– Разработка аналитической методики расчета основных параметров бурения вертикальных скважин с целью контролируемого снижения жесткости основания;

– Выявление закономерностей и определение наиболее значимых параметров бурения скважин в грунтовом основании;

– Результаты промышленного внедрения разработанной технологии.

Достоверность защищаемых положений обеспечивается:

– применением сертифицированных и верифицированных программных продуктов, реализующих метод конечных элементов;

– использованием современных принципов механики грунтов, изложенных в трудах ведущих ученых-геотехников;

– использованием актуализированных нормативных документов и применением современных методов оценки определения напряженно-деформированного, в том числе предельного, состояния грунтовых оснований;

– согласованностью аналитических расчетных данных с последующими результатами мониторинга реальных объектов;

Апробация работы. Результаты работы были доложены на международных конференциях в Тюмени, Перми, Москве, 2018–2021 г.

Публикации. Основные научные результаты опубликованы в 7 научных работах, из них включительно 3 работы в журналах, включенных в Перечень ВАК, и 1 работа опубликована в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы и 4-ех приложений. Общий объем составляет 115 страницы, включает 4 таблиц, 59 рисунков и фотографий, список литературы из 102 источников.

Соответствие диссертации паспорту научной специальности. Согласно полученным научным результатам, диссертация соответствует п. 7, 10, 12 паспорта специальности **2.1.2** (ранее 05.23.02) – **Основания и фундаменты, подземные сооружения.**

ГЛАВА I. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА СПОСОБОВ ИСПРАВЛЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1 Проблема неравномерных деформаций основания при стабилизированных и нестабилизированных осадках

Согласно Далматову Б.И. [48], при различных конфигурациях неравномерности осадок и с учетом влияния жесткости конструкций зданий и сооружений могут возникать следующие виды деформаций: прогиб, перекос, крен, горизонтальное перемещение фундаментов.

Крен сооружения. По определению Далматова Б.И. [48]: это поворот остова по отношению к центральной вертикальной оси. Такой результат взаимодействия между сооружением и основанием возможен, если основание загружено несимметрично или имеет несимметричное напластование грунтов относительно вертикальной оси сооружения.

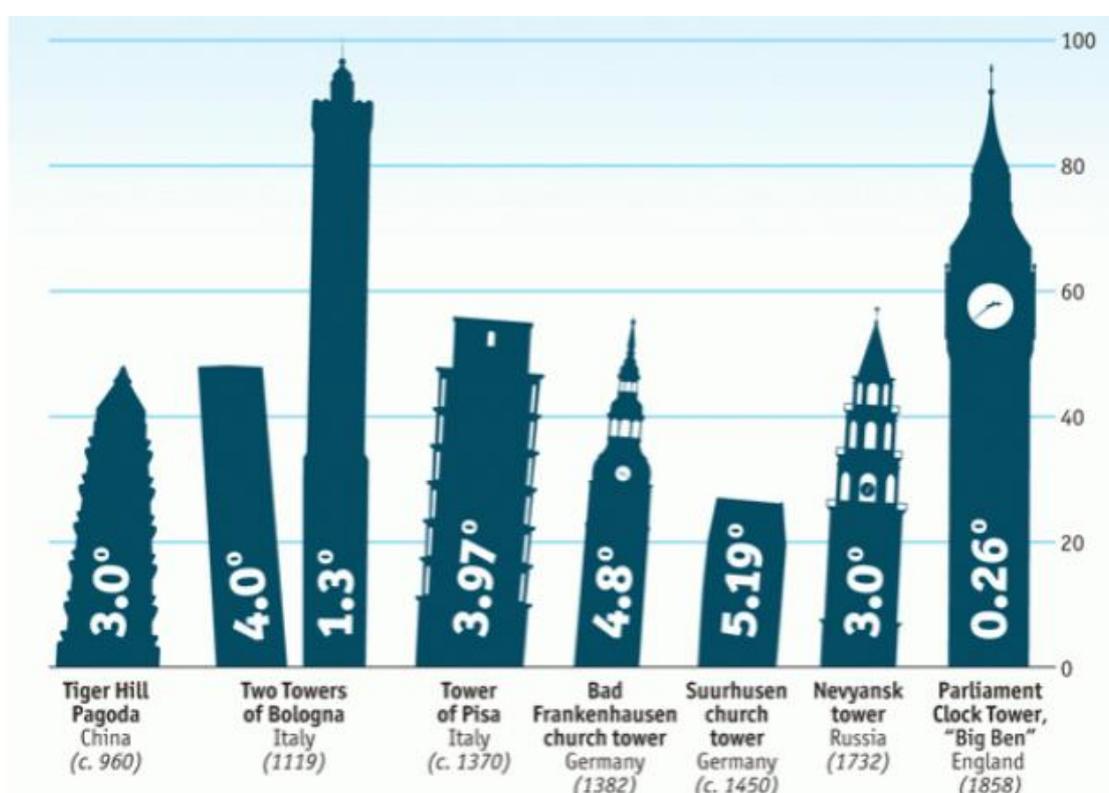


Рисунок 1.1 – Наиболее известные в мире здания и сооружения, имеющие крен

Крен является одной из сложных, трудно-устранимых деформаций здания, вызванных неравномерными осадками в плане (рис. 1.1). Чаще всего

при условии, что основания сложены слабыми пылевато-глинистыми грунтами, деформации основания носят прогрессирующий характер, то есть неравномерность осадки нарастает во времени. Такая ситуация может привести к значительному наклону остова здания, что в свою очередь ведет к появлению эксцентриситета нагрузки и возможной потере устойчивости основания [18].

Ярким примером такой ситуации может послужить 13-этажное здание в городе Александрия (Египет) (рис.1.2), основными причинами обрушения стала прогрессирующая неравномерность осадки, выразившаяся в значительном крене и последующем обрушении здания. Как позднее установили специалисты, причиной возникновения неравномерной осадки стал комплекс факторов: нарушения при строительстве, подмыв фундамента грунтовыми водами, снос соседнего здания [13].



Рисунок 1.2 – Обрушение жилого дома в г. Александрия (Египет)

Одной из основных причин неравномерных осадок, вызванных деформацией основания, являются геотехнические проблемы, связанные с правильным определением напластования инженерно-геологических элементов и характеристик грунтового основания, а также связанного с этим

проектированием фундаментов [17]. Анализируя приведенные выше факторы, можно выделить основные причины, приводящие к развитию неравномерности осадки зданий и сооружений [29,68]:

1. Неточности при выполнении комплекса инженерно-геологических испытаний. Данный вид ошибки возникает при некачественном выполнении геологических испытаний [1].
2. Как результат, ошибки в определении характеристик и напластования грунтов основания, могут возникать ошибки в проектировании конструкции фундамента. Тем не менее, ошибки в расчетах при проектировании возможны и по причине человеческого фактора.
3. Также распространённой проблемой являются ошибки на этапе производства работ по устройству фундаментов и подготовке основания, а именно нарушение технологических последовательностей при устройстве фундаментов, отклонения от проектных решений, применение несоответствующих нормам материалов.
4. Одной из причин образования неравномерных осадок можно назвать техногенный фактор или нарушения, связанные с эксплуатацией здания: прорывы коллекторов и коммуникаций, строительство соседних зданий без учета взаимовлияния, локальное замачивание основания, приводящее к изменению характеристик грунта под отдельными частями фундамента, что в дальнейшем приводит к неравномерному снижению прочности основания. В процессе эксплуатации управляющие компании обычно не проводят регулярный мониторинг за положением здания, поэтому проблемы выявляются уже на поздних стадиях, когда отклонения становятся визуально заметными [44].

Ярким примером техногенной причины образования неравномерности осадок является случай, произошедший в г. Краматорске (Украина). В основании под углами двух прямоугольных в плане зданий, блокирующихся между собой «Г»-образно, произошел прорыв коммуникаций, в результате активного замачивания грунтов секции наклонились друг к другу. В

результате взаимного давления несущие конструкции обеих секций начали разрушаться, дома были расселены и впоследствии демонтированы [57].

Результатами развития неравномерных осадок исходя из их величины и конструктивных особенностей зданий и сооружений могут являться [16]:

- разрушение несущих и ограждающих конструкций;
- отклонение от нормы или полная остановка работы водоснабжения и канализации [24];
- нарушение теплоизоляции и гидроизоляции в связи со значительными деформациями конструкций, выражающееся в образовании трещин, сколов;
- нарушение работы или полная остановка лифтов;
- потеря исторической идентичности ввиду изменения отметок уровня здания (характерно для памятников истории и архитектуры);

В отечественных нормах предусмотрены следующие показатели, характеризующие геометрическое положение зданий и сооружений:

- относительная разность осадок (подъемов) основания двух фундаментов $\Delta s / L$ (L - расстояние между фундаментами);
- крен фундамента (сооружения) i ;
- относительный прогиб или выгиб f/L (L - длина однозначно изгибаемого участка сооружения);
- перемещение в горизонтальной плоскости u_h

Определяющим фактором при выборе того или иного подхода к регулированию осадки здания или сооружения является наличие или отсутствие прогрессирующей неравномерности осадки, которая в свою очередь влияет на увеличение крена остова здания. Чаще всего случаи прогрессирующей осадки возникают при перегрузке грунтов основания, поэтому в такой ситуации для эффективного и безопасного производства работ в первую очередь необходимо замедлить или остановить осадки фундамента, и только затем приступать к работам по снижению неравномерности [93].

1.2. Существующие способы стабилизации основания при возникновении неравномерных осадок

В случае прогрессирующей неравномерности осадки фундамента как правило применяется закрепление грунтового основания тем или иным способом для предотвращения возникновения аварийной ситуации [80,87,88] и последующего безопасного проведения работ по уменьшению неравномерности осадки определенной технологией. На практике применяются различные методы закрепления грунтов основания, однако окончательный выбор технологии будет зависеть от таких факторов, как инженерно-геологические условия площадки строительства, конструктивные особенности здания, и той технологии, по которой будут производиться работы по уменьшению неравномерности осадки.

Отечественными и зарубежными учеными разработано множество способов закрепления грунтов основания, но не все они подходят для стабилизации осадок с последующим выравниванием геометрического положения здания посредством опускания одной из частей [33]. Одним из первых, кто исследовал инъекционные технологии, стал французский инженер S. Verigny еще в начале 19-ого века. Первоначально область применения технологии заключалась в заполнении трещин и полостей в грунтах для снижения их водопроницаемости [2,31,34,39]. Но широкое распространение в качестве уже технологии для увеличения прочности грунтов получила только в начале 20-ого века с изобретением более совершенных гидравлических насосов, способных обеспечить более высокое давление.

Проблематике улучшения строительных свойств грунтов основания в разное время посвящены научно-исследовательские работы отечественных ученых: М.Ю. Абелева, А.Н. Богомолова, Л.В. Гончарова, А.Л. Готмана, Б.И. Далматова, В.А. Ермолаева, В.В. Конюшков, В.А. Ильичева, А.Г. Малинина, Р.А. Мангушева, И.И. Сахрова, и зарубежных W. Cambefort, P. Marinos, H.G. Poulos и многих др. [30,35,41,46,47,48,52,60,63,70,72,78,94].

В работах перечисленных выше авторов изучены инъекционные способы закрепления основания, которые наиболее подходят в случае необходимости закрепления основания под существующим зданием или сооружением с последующим приведением его в нормативное положение. Все они, безусловно, имеют свои достоинства и недостатки.

Силикатизация.

Методика предусматривает введение в грунты состава, основным действующим веществом в котором является силикат натрия. Ввиду своей невысокой плотности не более $1,2 \text{ г/см}^3$ раствор имеет хорошую подвижность и проникающую способность, тем самым, проникая в поры грунта, обволакивает и цементирует его частицы. К главным «плюсам» технологии можно отнести высокую конечную прочность закрепляемых грунтов, а также значительное снижение водопроницаемости.

Главным недостатком применения силикатизации является фактор неблагоприятного влияния на экологию химических соединений, инъецируемых в грунт [45,49,76].

Микроцементация.

Суть способа состоит в закачивании цементного раствора в основание под давлением до 0,8 Мпа. Технология является аналогом способа цементации скальных и полускальных пород с расширенной областью применения. Область применения данного метода ограничивается пылевато-глинистыми грунтами коэффициентом фильтрации до 100 см/сут. [90].

Разработкой данной технологии занимались такие ученые, как М.Н. Ибрагимов, А.И. Никитин, А.Н. Чумаченко, В.Schulze, М. Dekker и др. [9,12,59,67,95].

Технология закрепления «jet-grouting»:

Основная идея технологии заключается в подаче раствора через вращающийся на 360^0 градусов монитор. Смесь подается через сопла монитора под высоким давлением до 60 Мпа. Раствор за счет подачи под высоким давлением разрушает грунт, а постепенное поднятие монитора вверх

по оси скважины создает цилиндрический столб в грунте из цементного раствора вперемешку с грунтом. Одним из основных плюсов технологии является высокая прочность получаемого в грунте массива. К недостаткам можно отнести технологическую сложность процессов производства, невозможность работы в стеснённых условиях (цокольные этажи, подвалы) и значительные технологические осадки, неприемлемые в условиях усиления накренившегося здания, дополнительные осадки, возникающие при работе по данной технологии, могут привести к аварийной ситуации [83,86].

Манжетная технология инъекции.

Сущность технологии заключается в закачивании цементного раствора в грунт основания через перфорированную трубу иньектор, во избежание попадания раствора обратно в иньектор на перфорацию надевают обратный клапан, представляющий из себя резиновую манжету [84,91]. Затрубное пространство заполняют тампонажным раствором или глинистой пастой. Если иньекция производится в нескольких горизонтах(уровнях) иньектора, то необходимо устройство, перекрывающее межтрубное пространство, обычно в его роли выступает пакер [92], через который ведется подача раствора в иньектор [66].

К достоинствам методики можно отнести следующие факторы:

- возможность работы в стесненных условиях;
- минимальные технологические осадки, что важно при работе на объектах с прогрессирующими неравномерными осадками;
- при использовании устройства «пакер» возможно иньекция по разным уровням иньектора, что позволяет более равномерно иньецировать основание.

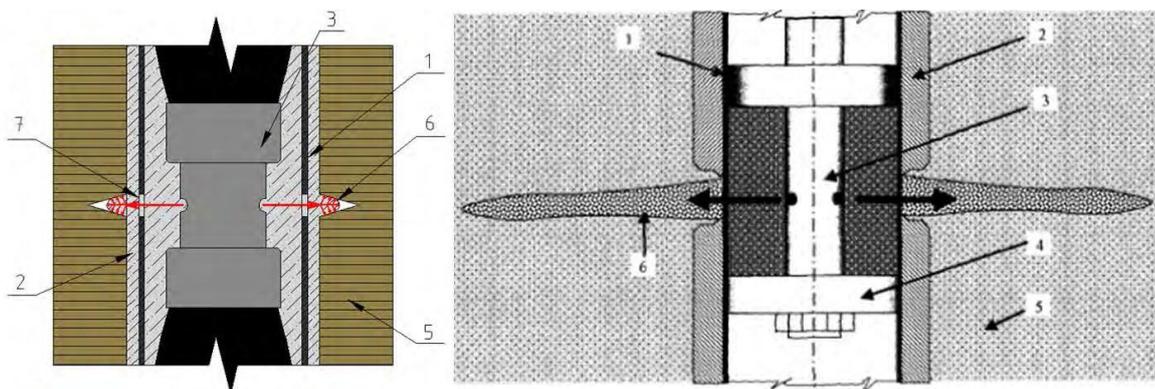


Рисунок 1.3 – Суть манжетной технологии. 1 – инъекционная труба перфорированная; 2 – клапан; 3 – пакер; 4 – тампонажные кольца; 5 – грунт; 6 – линзы гидроразрывов, 7 – перфорация иньектора

1.3. Способы снижения неравномерности осадок плитных фундаментов

Специфика проектирования объектов в сложных инженерно-геологических условиях состоит в необходимости учета воздействий, вызываемых неравномерными деформациями.

В трудах П.А. Коновалова [62] рассмотрены основные направления по восстановлению зданий и сооружений, претерпевших сверхнормативные абсолютные и неравномерные осадки:

- восстановление эксплуатационной надежности несущих конструкций и фундаментов, для восприятия дополнительных усилий, образовавшихся при отклонении остова от вертикали;
- увеличение несущей способности основания;
- изменение типа фундамента путем подведения свай к фундаменту;
- восстановление вертикальности остова здания или сооружения путем регулирования неравномерности осадок.

Три первых направления, перечисленных выше, решают проблему эксплуатационной надежности зданий и сооружений, получивших сверхнормативные осадки, но не решают задачи по снижению неравномерности осадки. Тем не менее, усиление основания и фундаментов необходимо применять в случае нестабилизированной осадки, когда осадка развивается во времени без увеличения нагрузки на основание. Приступать к корректировке геометрического положения без стабилизации основания не

эффективно и опасно. Поэтому начинать работы по восстановлению нормативного положения остова здания или сооружения следует после проведения геотехнического мониторинга на объекте и установления причин возникновения неравномерности осадки.

Для реализации мероприятий по регулированию геометрического положения зданий и сооружений необходимо создать локальные перемещения, компенсирующие неравномерность осадки, эти перемещения могут быть направлены либо на опускание (создание дополнительных осадок) с наименее просевшей стороны, либо на поднятие наиболее просевшей стороны.

Исходя из этого в строительной практике существует два основных подхода по регулированию неравномерных осадок:

1. Поднятие наиболее просевшей части или частей здания или сооружения реализуется следующими методиками [28,42]:

- с применением подъемных устройств различных типов (домкраты, клиновые распорки);
- применение расширяющихся в грунте специальных растворов.

Выбор способа компенсации осадок способом поднятия зависит от конструктивных особенностей здания, инженерно-геологических особенностей участка и динамики развития неравномерных осадок. Так, в слабых пылевато-глинистых грунтах осадки носят незатухающий характер и применение предложенных методик требует предварительных работ по закреплению основания.

Домкратные системы.

Применение домкратных систем активно ведется в странах Западной Европы и Российской Федерации такими учеными, как Болотов Ю.К., Зотов М.В., Зотов Д.В., Клепиков С.Н., Скибин М.Г., Сорочан Е.А., Гусаренко С.П. Brylla H., Jones R., Kansehu K., Kawulok M. и других. [3,23,37,38,56,57,58,61,96].



Рисунок 1.4 – Применение домкратных систем

Суть метода заключается во внедрении домкратов в цокольной части здания в местах опоры несущих элементов на конструкцию фундамента, затем здание отрезается от фундамента и поэтапно поднимается домкратами до требуемой отметки. Образовавшийся зазор замоноличивают, и затем убирают систему домкратов.

К достоинствам метода можно отнести точность при проведении работ по поднятию, а также возможность поднятие всего объекта на нужную отметку при значительных сверхнормативных осадках. Также стоит отметить высокую технологичность метода, управление домкратами ведется с единого компьютеризированного пульта управления позволяющего отслеживать положение каждого отдельного домкрата.

К минусам технологии можно отнести следующие моменты [55,58]:

- максимальный размер подъема за один цикл составляет не более 12см, что при больших значениях кренов требует демонтажа домкратов и установку проставок;
- небольшая опорная площадка домкратов ведет к локальным увеличениям напряжений в конструкциях, что может повлиять на целостность несущих элементов;
- сам процесс поднятия здания - технологически сложная задача, требующая комплексного подхода и редкого дорогостоящего оборудования, а также узкоспециализированных специалистов.

Следует отметить, что безопасное производство работ возможно только в условиях стабилизированной осадки. Однако, как показывает опыт, большинство объектов нового строительства на слабых и водонасыщенных основаниях, получивших неравномерные осадки, имеют нестабилизированное основание и незатухающие осадки [68,102].

Расширяющиеся в грунте пенополиуретановые растворы.

Суть технологии по применению расширяющихся растворов при регулировании геометрического положения здания заключается в том, чтобы проинъектировать основание двухкомпонентной смолой, которая при смешивании запускает химический процесс, сопровождающийся значительным увеличением объема раствора. При помощи инъекторов состав нагнетается в грунт и там расширяется, благодаря этому эффекту происходит увеличение объема основания и поднятие части здания.

Пионером в применении методики стал Carlo Canteri, который в 1996 году основал компанию Uretex, до сих пор являющуюся ведущей в данной области [14]. Изучением и применением расширяющихся в грунте составов занимались такие ученые, как Hellmeier P., Sai Tejaswi Lanka, Valentino R., Niederbrucker, Aruani T., Neelam Phougat, Сабри М.М. [14,19,20,21]. В процессе инъекции смола увеличивается в объеме за счет этих процессов происходит поднятие части здания и тем самым осуществляется компенсация неравномерных осадок. Метод активно применяется в странах Западной Европы, США и Азии, но имеет ряд недостатков, в первую очередь связанных с ограничением применения расширяющихся составов в слабых пылевато-глинистых грунтах, а также с высокой стоимостью и технологическими сложностями применения расширяющихся полимеров.

2. Опускание здания или его части – в основе метода лежит снижение жесткости основания в местах с наименьшими осадками, что приводит к подсаживанию здания и выравниванию общей осадки. К способам снижения жесткости основания можно отнести регулярное замачивание, бурение наклонных, вертикальных и горизонтальных скважин, дополнительное

уплотнение основания при помощи пригрузов, воздействие на основание термопластичными элементами.

Основной идеей этих способов выравнивания зданий является удаление рабочей среды (сыпучий материал, жидкость, пластичный материал) из пределов некоторой площади фундаментов с помощью механизированных средств, пластификации материалов или использования свойства подвижности материала под собственной массой. К этим способам можно отнести предложения Э. Франкинье [68], Богданова Р.Д. [57], Шумовского В.П. [58] и ряда других авторов.

В 1912 г. накренившаяся Успенская церковь в г. Архангельске была выпрямлена методом замачивания части основания со стороны колокольни, работы выполнялись под руководством академика П.П. Покрышкина [68]. 1932 г. был выравнен медресе Улугбека высотой 33м в городе Самарканд, для снижения неравномерности академиком В.Г. Шуховым был разработан метод «переката».

Наиболее широкое распространение в гражданском строительстве получила технология выбуривания грунта под фундаментом [22]. У истоков этого способа выравнивания зданий стоит английский ученый Джеймс Трубшоу, который в 1832 году стабилизировал падающую башню Св. Чеда, по технологии, получившей название «underexcavation». В дальнейшем технология в комплексе применялась на таких известных во всем мире объектах, как Пизанская башня [4,5,8], кафедральный собор в Мехико, башни Asinelli в Болоньи (рис.1.6) и множество других. Разработкой методов регулирования геометрического положения в разное время занимались такие ученые, как Абелев М.Ю., Гендель Э.М., Далинчук В.С., Дыба В.П., Нуждин Л.В., Шухов В.Г. Чаплыгин В.И., Пронозин Я.А. Пулатов А.П., Степура И.В., Jamiolkowski M., Burland J.B., Pepe M., Viggiani C., Potts D.M., Mitchell J.K., Klettke A.J., Yue, Q., Zhang, X., Chen, Y. [1,4,5,26,43,50,51,81,82,87,88,89,101].



Рисунок 1.5 – Кафедральный собор Мехико, Пизанская башня, башни Asinelli в Болоньи (слева направо)

В отечественной науке применение подобного рода технологий нашлось при снижении крена ряда девяти – и пятиэтажных панельных домов на фундаментах мелкого заложения, географически дома располагались в Ростовской области.

Активное применение на практике технология получила в Украине при выправлении дымовых труб в г. Кривой Рог [82], а также при работе с производственными цехами, получившими неравномерную осадку в г. Киев.

В современной практике методы по снижению неравномерных осадок при помощи создания дополнительных деформаций бурением скважин различной конфигурации широко распространены в странах Европы, Азии, Латинской Америки и СНГ.

В условиях сложившегося основания аллювиальными породами, одним из наиболее перспективных способов по корректировке пространственного положения зданий и сооружений является метод контролируемого выбуривания грунта в активной зоне основания. При этом горизонтальное бурение в условиях залегания слабых водонасыщенных грунтов имеет существенные недостатки, выражающиеся в сложности выполнения работ при высоком уровне грунтовых, характерном для слабых водонасыщенных

оснований, требуемого значительного свободного пространства вокруг здания вод и сложности обеспечения безопасных условий производства работ.

Принципиальным отличием от представленных выше способов предлагаемый способ устранения кренов основывается на устройстве вертикальных или малонаклонных скважин.

Бурение вертикальных или малонаклонных к вертикали скважин для регулирования геометрического положения зданий и сооружений в условиях, когда в основании залегают слабые, водонасыщенные пылевато-глинистые грунты имеет ряд достоинств:

- отсутствие дополнительных земляных работ при выполнении бурения;
- отсутствие необходимости в узкоспециализированной, редкой технике (стандартные буровые машины, включая малогабаритные установки);
- минимальный объем подготовительных работ;
- высокая скорость производства работ;
- повышенная степень безопасности производства работ;
- возможность производства работ вне зависимости от уровня подземных вод.

1.4. Способ регулирования неравномерности осадок плитных фундаментов в условиях нестабилизированного состояния основания

Анализ существующих технологий регулирования геометрического положения зданий и сооружений при нестабилизированной осадке показал, что наиболее подходящим для проведения работ в условиях с неоднородным напластованием слабых пылевато-глинистых грунтов текуче- и мягко пластичной консистенцией, является комбинированный способ инъекционного закрепления основания (стабилизация основания) и опускания части здания до достижения нормативных показателей при помощи выбуривания вертикальных или малонаклонных скважин.

Предлагаемый способ снижения неравномерности осадки включает в себя следующие основные этапы:

1. Закрепление грунта основания по одной из известных методик (рисунок 1.6 – А) со стороны здания, получившей максимальные осадки (в сторону крена).

2. Поэтапное выбуривание грунта из вертикальных и наклонных скважин по периметру фундаментной плиты, со стороны противоположной крену (рисунок 1.6 – Б).

3. Закрепление грунтового массива основания по всему периметру фундамента со стороны меньших осадок производится после работ по снижению неравномерности осадки до нормативных пределов СП [22.13330.2016].

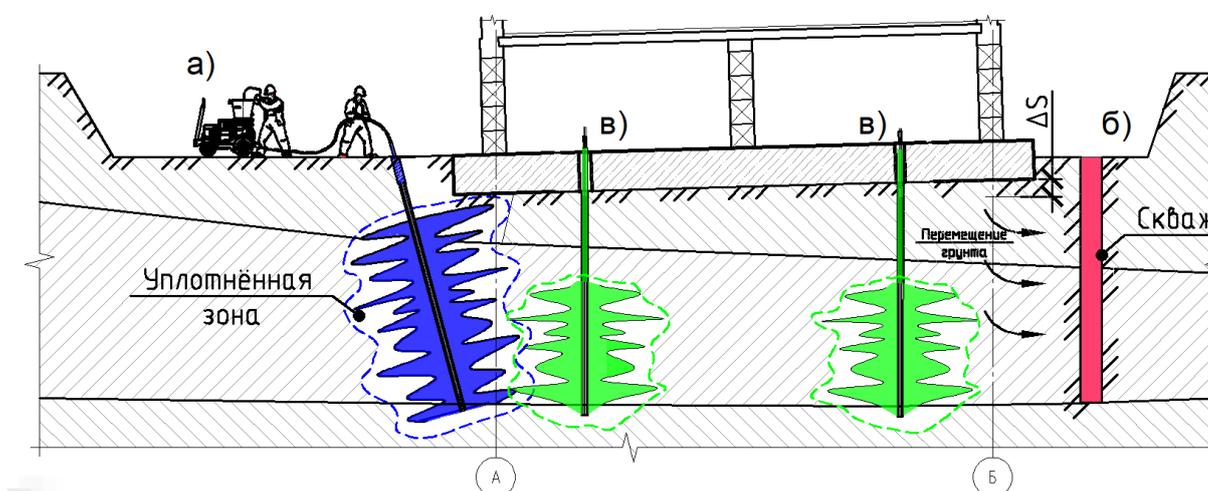


Рисунок 1.6 – Этапы производства работ

А) *Первый этап:* закрепление основания со стороны максимальных осадок (направление крена) [88] Б) *Второй этап:* выбуривание грунта со стороны обратной крену В) *Третий этап:* закрепление основания по периметру

Работы по выбуриванию возможно производить только после стабилизации осадок со стороны крена. Во время проведения работ данным методом необходимо проводить геотехнический мониторинг, включающий в себя определение осадки точек фундамента в плане, визуальное и инструментальное наблюдение за образованием трещин в фундаменте и надземных несущих конструкциях. Также рекомендуется определение напряжений в несущих конструкциях. Основной проблемой применения метода выбуривания вертикальных скважин является недостаточная разработанность теоретических методов расчета основных параметров

скважин для эффективного применения данного метода с учетом обеспечения требований безопасности производства работ и контроля за геометрическим положением объекта.

1.5. Анализ существующих методов расчета при проектировании мероприятий по снижению неравномерности осадок плитных фундаментов методом выбуривания

С вопросами защиты зданий, сооружений и любых иных строительных объектов от воздействия неравномерных деформаций основания исследователям и строителям пришлось столкнуться еще на раннем этапе строительной науки [89]. Способ выравнивания строительных объектов методом выбуривания грунта был предложен Орловским П.А. [89] еще в конце 20-ых годов XX века. На сегодняшний день накоплен определенный опыт отечественных и зарубежных ученых ликвидации кренов различных типов зданий [68].

Технологии выбуривания грунта для выправления кренов зданий и сооружений нашла свое применение по всему миру [24]. Зачастую ее использование велось без расчётного обоснования, основываясь лишь на опыте применения технологии и экспериментальных данных. Главной задачей существующих теоретических решений было назначение параметров бурения для повышения эффективности применения технологии.

Методика расчета параметров бурения скважин будет зависеть от ее ориентации в пространстве. Таким образом можно выделить основные расчетные случаи:

- горизонтальные скважины (грунт выбуривается непосредственно из-под подошвы фундамента);
- вертикальные и наклонные скважины (бурение выполняется вблизи от фундамента или через фундаментную плиту).

Горизонтальное бурение

Расчетами технологических параметров горизонтального бурения в свое время занимались такие ученые, как Дыба В.П. [50], Зотов М.В. [58], Скибин М.Г. [88], Чаплыгин В.И. [101], Гречко О.В. [101]. В своих работах авторы предлагали расчетный метод по определению основных технологических параметров выбуривания горизонтальных цилиндрических полостей, а именно глубины расположения полостей от подошвы фундамента и шаг полостей. Решение позволяет назначить именно ту конфигурацию, когда вокруг скважины(полости) возникают максимальные зоны пластических деформаций и обрушение стенок полости, тем самым достигается требуемый эффект. В основе теории по определению технологических параметров бурения лежит закон прочности для грунтов, нагруженных равномерной распределенной нагрузкой [50].

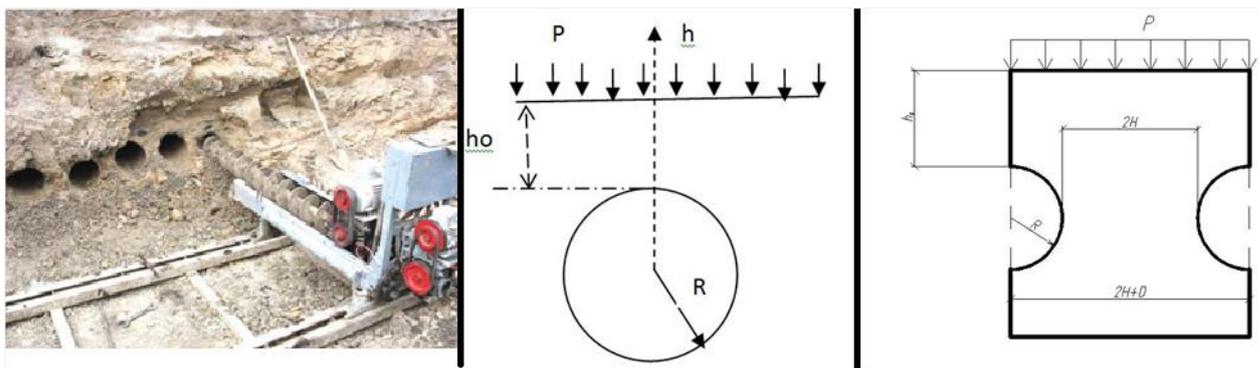


Рисунок 1.7 – Бурение горизонтальных скважин и их расчетные схемы [50]

Получены следующие зависимости, описанные в работах авторов [50]:

$$h_0 = R \left[1 + \frac{P(A-1)}{c} \right]^{\frac{1}{A-1}} - R. \quad (1.1)$$

$$H = \frac{D}{\frac{4 \cdot k \cdot C \cdot \cot\left(\frac{\pi - \varphi}{4}\right) - 2}{P}} \quad (1.2)$$

Вертикальное и наклонное бурение

Бурение наклонных скважин в основание под фундаментом, для снижения неравномерности осадки, использовалось на многих объектах как нового строительства, так и памятников истории и архитектуры, одним из

наиболее известных подобного рода объектов является накренившаяся башня в городе Пиза, Италия [4,5]. Однако, при своей популярности, метод не получил достаточно теоретических основ по определению параметров бурения с прогнозируемым НДС грунта вокруг скважин. При выполнении работ по стабилизации памятников в ряде городов Италии [8] использовалось наклонное бурение, параметры которого определялись из экспериментальных данных или проверялись в численных моделях. В работах таких ученых, как Пронозин Я.А. Chen, Y., Zhang X., Viggiani C., Wang X.L. [4,7,11.25,87] приведены основные принципы проектирования мероприятий по снижению неравномерности осадок при помощи выбуривания вертикальных скважин. Авторы [7] приходят к выводу, что возникновение зон пластических деформаций ведет обрушению стенок скважины и тем самым достигается требуемый эффект по созданию дополнительных деформаций основания со стороны противоположной крену, а шаг скважин рациональнее всего назначать исходя из принципа наложения зон пластических деформаций вокруг скважины – рисунок 1.8.

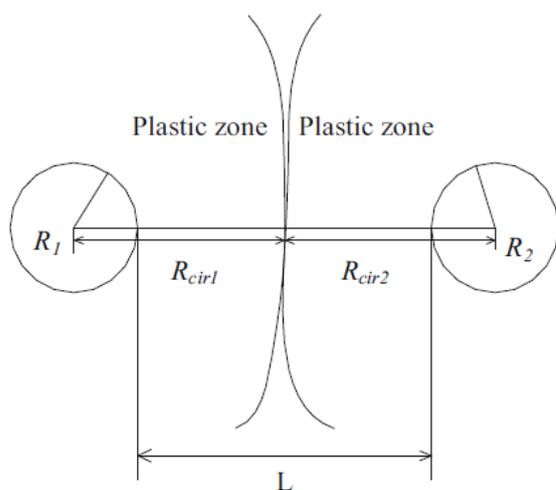


Рисунок 1.8 – Максимальное расстояние между двумя соседними скважинами [7]

Формула для определения шага скважин выглядит следующим образом:

$$L = R_{cir1} + R_{cir2} - R_1 - R_2 \quad (1.3)$$

Зоны пластических деформаций определялись на основании выполнения закона прочности, который в свою очередь зависит от радиальных и тангенциальных напряжений, возникающих при бурении скважины [97,98,99].

Решения по определению тангенциальных и радиальных напряжений вокруг скважины при прессиометрических испытаниях грунтов предложены отечественными учеными такими, как Тер-Мартиросян З.Г., Болдырев Г.Г.,

Богомолов А.Н. [35,36,97]. Основываясь на знании напряженно-деформированного состояния грунта вокруг скважины, можно, используя закон прочности Мора-Кулона [100], найти зоны пластических деформаций.

Вопрос определения параметров бурения в сильносжимаемых грунтах при вертикальном и малонаклонном устройстве скважин остается достаточно слабо изученным. Это, в определенной степени, связано с недостаточной экспериментальной базой в области выравнивания зданий и сооружений, помимо этого, часто технологии при которых для устранения крена выполняется опускание части здания, не учитывают сложных инженерно-геологических условий, при которых осадки носят нестабилизированный характер и крен здания нарастает во времени. Кроме этого, определенные ограничения вносит наличие высокого уровня грунтовых вод, что сильно усложняет, например, технологически, выполнение горизонтальных скважин. Таким образом, учитывая специфику слабых водонасыщенных оснований, следует считать предлагаемый способ комбинированного закрепления грунта со стороны крена и опускание части здания с противоположной стороны, путем выбуривания вертикальных скважин, с последующим закреплением, перспективным. При этом, для его успешного применения необходимо проведение комплексных исследований, направленных на совершенствование прогнозирования поведения основания при выбуривании грунтов вертикальными или малонаклонными скважинами.

1.6. Выводы по главе

1. Увеличение темпов строительства и освоение территорий с сложными инженерно-геологическими условиями влечет за собой увеличение проблем, связанных с возникновением неравномерных осадок в ходе строительства и эксплуатации объектов на фундаментах мелкого заложения в условиях залегания водонасыщенных сильносжимаемых оснований.

2. В зарубежной и отечественной практике применяется два основных подхода к корректировке геометрического положения фундаментов: путем подъёма или опускания части здания.
3. Применение домкратных систем показало свою эффективность на ряде объектов как в России, так и за ее пределами, при этом главными недостатками данной технологии является возможность производства работ в условиях стабилизированного состояния основания и высокая стоимость.
4. Регулирование геометрического положения здания, выполняемое методикой выбуривания горизонтальных скважин в основании фундамента, продемонстрировало свою эффективность в практике исправления кренов, но имеет свои минусы связанные с практической сложностью применения при высоком уровне грунтовых вод, большой объем земляных и подготовительных работ, невозможность производства работ в стесненных условиях городской застройки.
5. В условиях нестабилизированной осадки первым этапом работ по приведению здания в нормативное положение является закрепление основания одним из известных методов, затем будет возможно приступать к регулированию геометрического положения с последующей стабилизацией осадок всего фундамента.
6. При возникновении неравномерных осадок фундаментов мелкого заложения, в основании которых залегают слабые пылевато-глинистые грунты, перспективным методом по снижению неравномерности является выбуривание вертикальных скважин в активной зоне грунтового основания.

1.7. Задачи исследования

При использовании предлагаемого метода в проектных решениях по выравниванию геометрического положения остова зданий и сооружений, когда увеличивается абсолютная и неравномерная осадка во времени, необходимо на основании экспериментально-теоретических исследований

напряженно-деформированного состояния грунтового массива вокруг скважин определить основные параметры скважин для дальнейшего определения проектных решений в практике исправления кренов.

Подытоживая вышесказанное, можно сказать, основными задачами исследования в диссертационной работе являлось:

1. Провести анализ наиболее перспективных технологий по корректировке геометрического положения зданий и сооружений и обосновать применимость метода выравнивания зданий способом опускания его части при помощи выбуривания грунта вертикальными скважинами;
2. Провести экспериментальные исследования для установления закономерностей влияния параметров скважины на процесс регулирования крена;
3. Определить аналитически зависимость напряженно-деформированного состояния грунтового основания попадающего в активную зону влияния скважины от параметров скважины и условий нагружения;
4. Разработать алгоритм расчёта основных параметров скважины для геометрического регулирования зданий и сооружений на фундаментах мелкого заложения, в условиях залегающих слабых водонасыщенных грунтовых оснований.

ГЛАВА 2. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ МОДЕЛИ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА ПРИ УСТРАНЕНИИ НЕРАВНОМЕРНОЙ ОСАДКИ МЕТОДОМ ВЫБУРИВАНИЯ

Целью данной главы является:

- Оценка эффективности метода выбуривания вертикальных и малонаклонных к вертикали скважин в пылевато-глинистых грунтах для снижения неравномерности осадки плоского штампа.

- Выявление закономерностей влияния геометрических характеристик скважины при выбуривании грунта на процесс снижения неравномерности осадки плоского штампа.

2.1. Постановка задачи экспериментальных исследований

Объектом исследования являлось грунтовое основание, представленное пылевато-глинистым грунтом, ослабляемое выбуриванием вертикальных и малонаклонных к вертикали (до 30^0) различной длины цилиндрических полостей для достижения эффекта по снижению неравномерности осадки плоского штампа.

Задачи исследования:

- Смоделировать неравномерность осадки плитного фундамента на слабом однородном глинистом основании;
- Провести исследование влияния выбуривания вертикальных и малонаклонных к вертикали скважин на процесс снижения неравномерности осадки модели фундамента;
- Выявление характера распространения изолиний перемещения в грунтовом основании модели исследуемого фундамента в процессе снижения неравномерности осадки.

2.2. Лабораторная установка и оборудование

В лабораторных условиях была проведена серия исследований на модели плитного фундамента с целью изучения применения на практике метода снижения кренов зданий и сооружений способом выбуривания вертикальных и малонаклонных к вертикали цилиндрических полостей.

Для проведения исследований использовался полукруглый осесимметричный бак, выполненный из металла, со стеклянной стенкой для фиксации перемещений грунта основания. Установка является универсальной и подходит для исследований фундаментов различного типа, в свое время была разработана О.В. Ашихминым и М.М. Дубиной [32].

В данной серии экспериментов эмитировались условия осесимметричной задачи, для исключения влияния стенок бака размеры принимались согласно схеме, изображенной на рисунке 2.1, помимо этого стенки бака изнутри были покрыты двумя слоями полиэтиленовой пленки толщиной 100 мкм и обмазаны солидолом.

Нагрузка на модель фундамента задавалась при помощи рычага (схема рис.2.1), увеличившего нагрузку в четыре раза. Независимая от лотка реперная система устанавливалась для использования измерительного оборудования, а фотофиксация велась на зеркальный объектив на собственной стационарной крепежной системе.

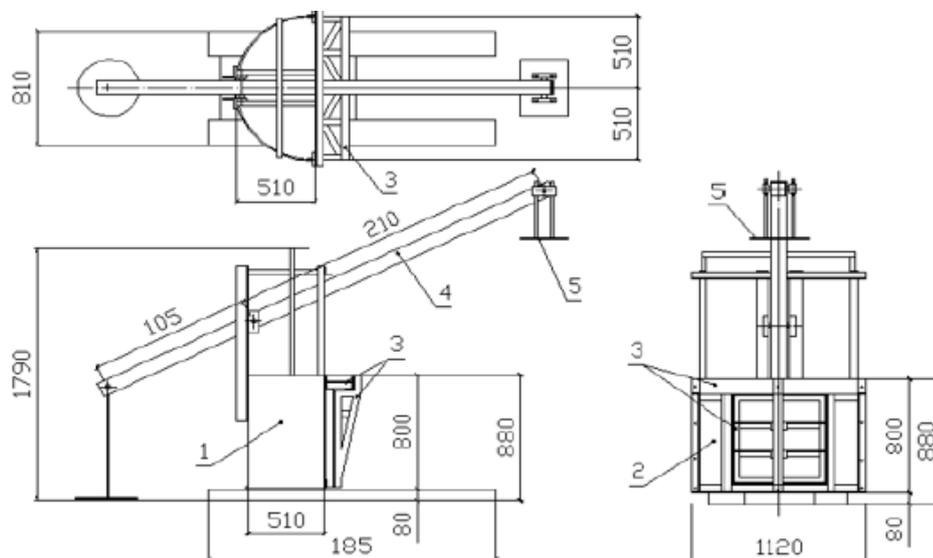


Рисунок 2.1 – Принципиальная схема установки для проведения эксперимента. (1 – полукруглый бак, 2 – плексигласовая прозрачная стенка, 3 - шток ,4 - рычаг, 5 – площадка для пригруза

Модель фундаментной плиты, испытывающей неравномерную осадку, была в масштабе с коэффициентом $K=100$, размеры были сопоставимы с размерами испытательной установки. Модель фундамента выполнена из клееной фанеры толщиной $t=20$ мм с размерами в плане 20×30 см, нагрузка на плиту передавалась через шток - швеллер (№10) во избежание продавливания фанеры и равномерного распределения нагрузки (рисунок. 2.2).

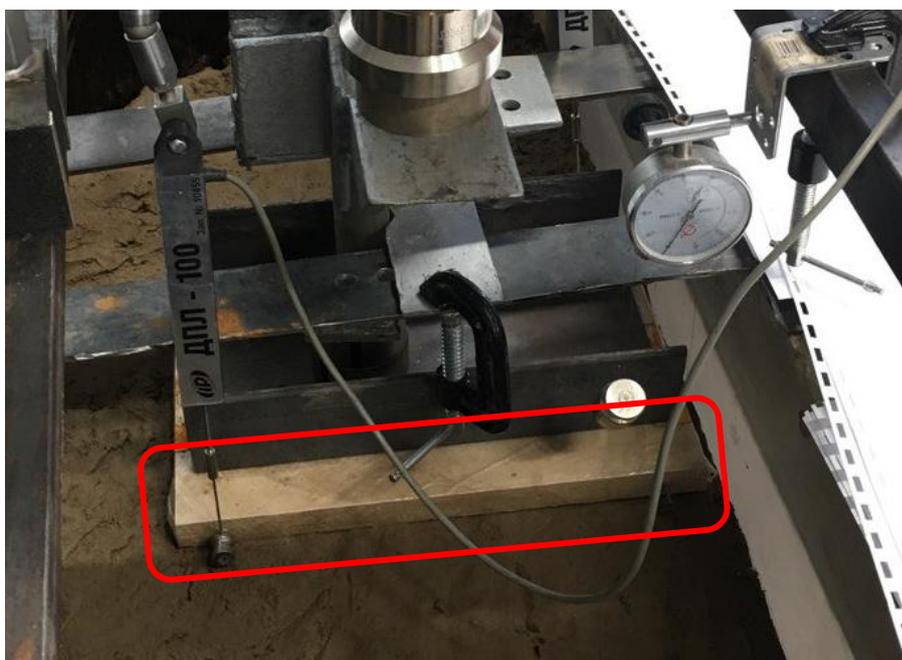


Рисунок 2.2 – Модель фундамента в экспериментальной установке

Для фиксации нагрузок при ступенчатом нагружении использовались парные динамометры «ДИН-1», для фиксации перемещений использовались прогибомеры «дпл-100» и индикаторы часового типа «ич-50». Динамометры и прогибомеры были подключены к универсальному многоканальному измеритель-регистратору «ТЕРЕМ – 4.1».

При проведении серии экспериментов основанием для модели фундамента стала глинистая паста нарушенной структуры, её физико-механические характеристики приведены в таблице 2.1. Перед каждым экспериментом отбирались пробы грунта и испытывались согласно ГОСТ 5686-2012. Отбор проб производился после уплотнения и консолидации грунтовой пасты.

Грунтовая паста перемешивалась ручным миксером, затем удалялись все включения более 2мм в диаметре. Бак заполнялся послойно по 150 мм за один раз, каждый слой уплотнялся ручной трамбовкой и статической нагрузкой. Процесс заполнения и уплотнения лотка показан на рисунке 2.3. Статическая нагрузки при консолидации грунтовой пасты составляла 5кН.

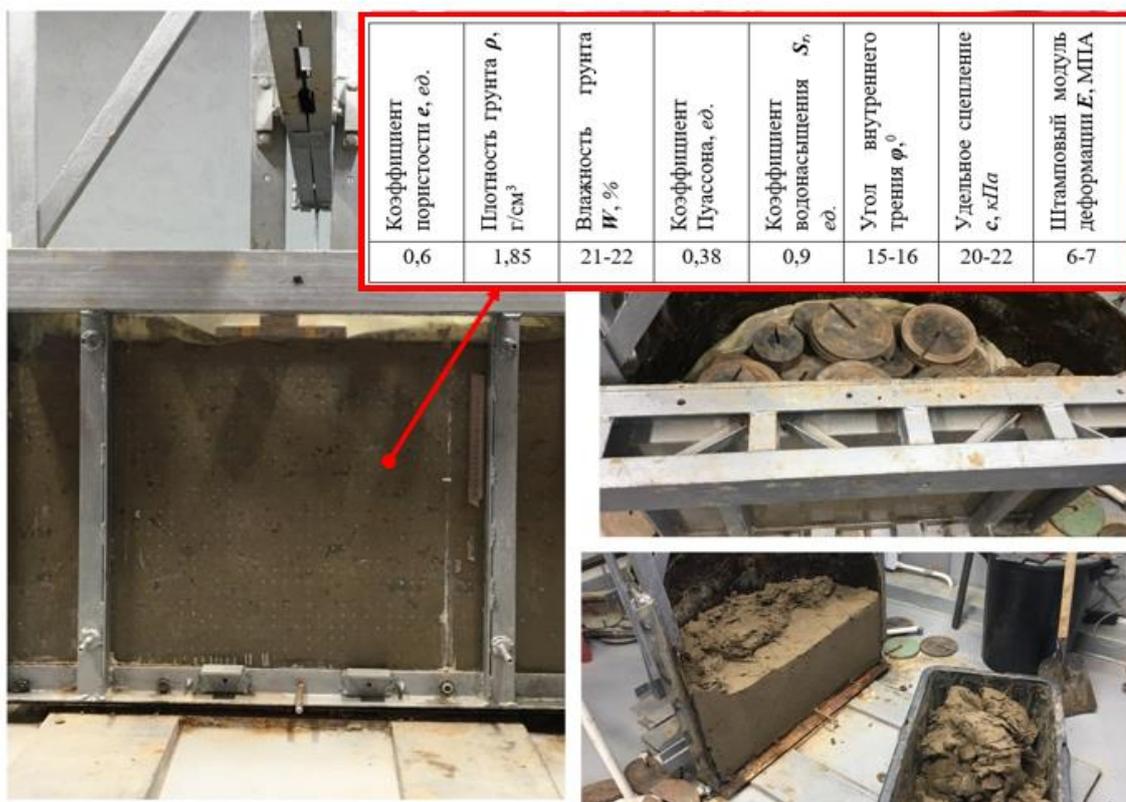


Рисунок 2.3 – Экспериментальный лоток и грунтовая паста

По окончании подготовительных работ по заполнению испытательного бака глинистой пастой прозрачная стенка демонтировалась для установки грунтовых маяков. Для расположения маяков по координатной сетке с размерами 20 x 20мм используется плексигласовый прозрачный шаблон, в котором с заданным шагом(20x20мм) выполнены сквозные отверстия при помощи лазерной резки. Через шаблон, приложенный к грунту, устанавливаются маяки, представляющие собой пластиковые цилиндры длиной 5мм и диаметром 3мм.

2.3.Методика проведения исследований в лабораторных условиях

При исследовании влияния выбуривания скважин на процесс снижения неравномерных осадок применен способ фотограмметрического наблюдения за фиксируемыми марками в грунте, основанный на поэтапной фотофиксации поля точек в основании модели фундамента, которые дают возможность качественно оценить движение грунтового основания при передаче нагрузки на модель и фундамента [10].

Эффективность применения способа фотограмметрии при лабораторных исследованиях взаимодействия моделей плитных и свайных фундаментов различной формы и конфигурации с однородным грунтовым основанием была неоднократно доказана такими учеными, как Ашихмин О.В., Болдырев Г.Г., Зазуля Ю.В., Мельников Р.В., Пронозин Я.А. [32,33,36,54,73].

После выполнения работ по заполнению лотка грунтовой пастой и внедрению грунтовых марок к модели фундамента ступенчато прикладывалась статическая нагрузка. Одна ступень равна 1кН, всего общая нагрузка составила $N=5\text{кН}$. Нагружение модели прекращалось после достижения разности осадки равной $\Delta s=10\text{мм}$. Критерием условной стабилизации осадок принято считать дополнительные деформации равные 0,1мм за последние четыре часа испытаний. Испытания проводились в соответствии с ГОСТ 5686-2012.

После достижения необходимых условий по разности осадки ($\Delta s=10\text{мм}$) начинался процесс выбуривания скважин со стороны фундамента с меньшей осадкой. Выбуривание выполнялось ручным перфоратором, в качестве шнека выступало сверло $d=14\text{мм}$.

2.4. Анализ результатов

В первом эксперименте моделировалась неравномерная осадка плитного фундамента (рисунок 2.5, 2.6). При наступлении разности осадки более 10мм, выдерживалась условная стабилизация осадок в соответствии с ГОСТ 5686-2012, только затем приступали к бурению вертикальных полостей со стороны модели фундамента с наименьшими осадками. Глубина бурения первого цикла $0,5b$, затем с шагом $0,5b$, глубина достигла $2b$, где b – ширина модели фундамента. Эффективность оценивалась по результатам мониторинга осадок и визуального наблюдения за заполнением скважин грунтом. После каждого цикла выбуривания выдерживалось не менее суток, затем при отсутствии результата после 2-3 раз бурения до одной и той же глубины, длина скважины увеличивалась на $0,5b$.

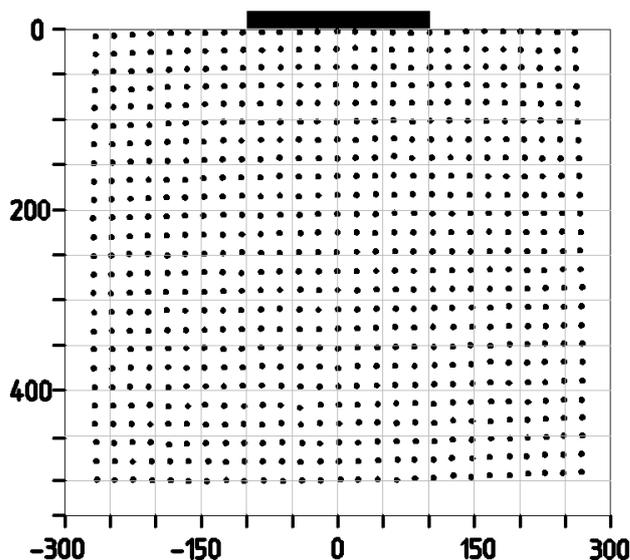


Рисунок 2.5 – Сетка из марок до испытаний

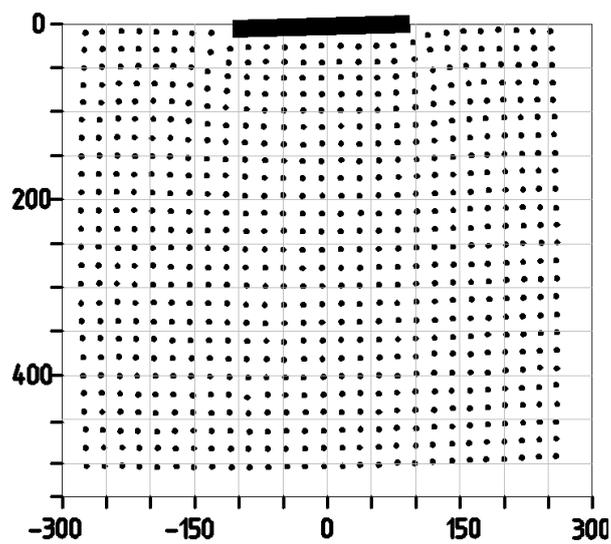


Рисунок 2.6 – Расположение марок на нагрузке $P_{общ}=50\text{кПа}$, при $\Delta s=10\text{мм}$

Методом фотограмметрии определялась зона сдвигов грунта в основании плиты. Для формирования зоны сдвигов определялись перемещения марок между сеткой марок на рисунке 2.5 (нулевые координаты), и затем между получившейся сеткой на рисунке 2.6. Применение методики позволило определить зоны миграции грунта в основании модели фундамента. Бурение скважин велось шнеком диаметром – d .

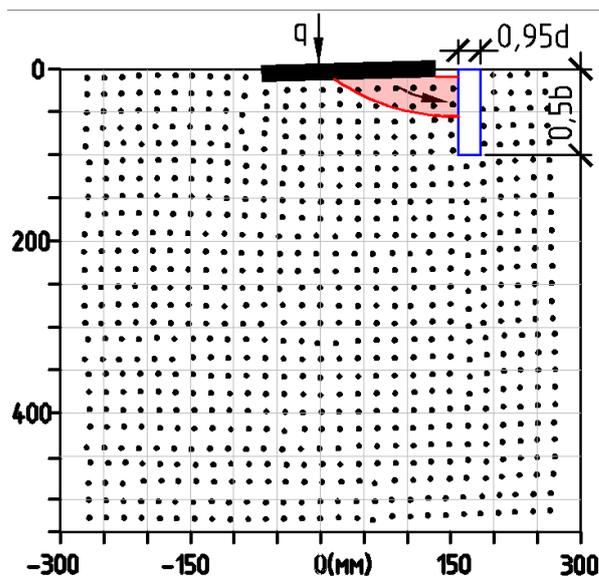


Рисунок 2.7 – Зона сдвигов при глубине бурения $0,5b$

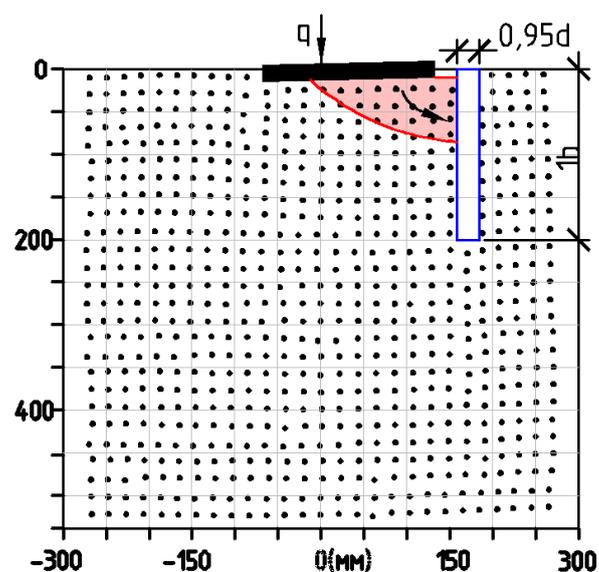


Рисунок 2.8 – Зона сдвигов при глубине бурения $1b$

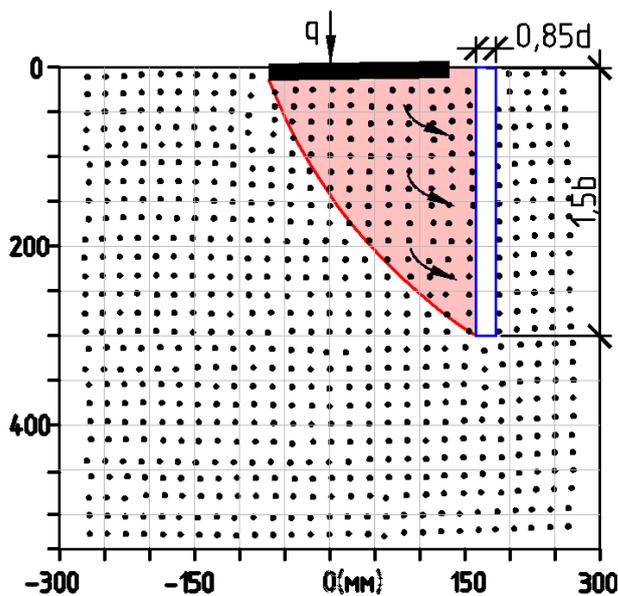


Рисунок 2.9 – Зона сдвигов при глубине бурения $1,5b$

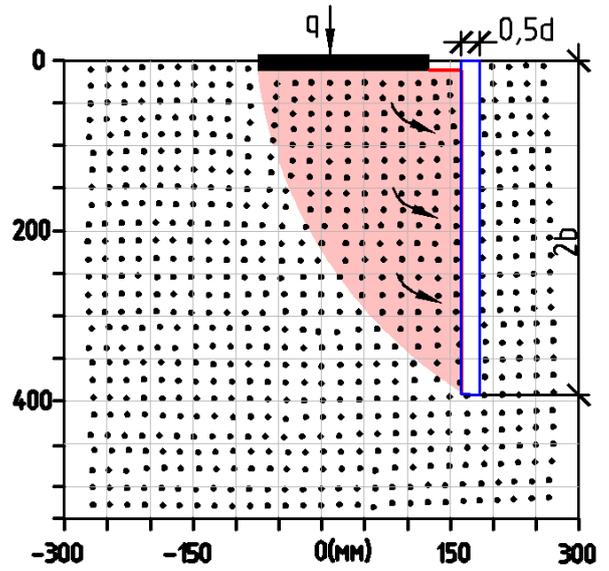


Рисунок 2.10 – Зона сдвигов при глубине бурения $2b$

На рисунках 2.7 – 2.10 показаны зоны сдвигов грунта в основании фундамента при бурении скважин глубиной от $0,5b$ до $2b$. Красным цветом выделены зоны сдвигов. Перемещения марки высчитывались как разница между съемкой сразу после выбуривания и затем после наступления условной стабилизации осадок. В программе проведения экспериментальных исследований было предусмотрено определение вертикальных $w(z,r)$, горизонтальных $v(r,z)$ и полных деформаций $\Delta(z,r) = \sqrt{w(z,r)^2 + v(r,z)^2}$ грунта.

Красными зонами выделены места, где марки получили перемещение $\Delta(z;r) \geq 2\text{мм}$.

На основании мониторинга за процессом развития неравномерности осадок во времени был построен график (рисунок 2.11). Максимальная разность осадок между крайними точками модели (а и б, на рис 2.11) при достижении критерия условной стабилизации составила 12мм.

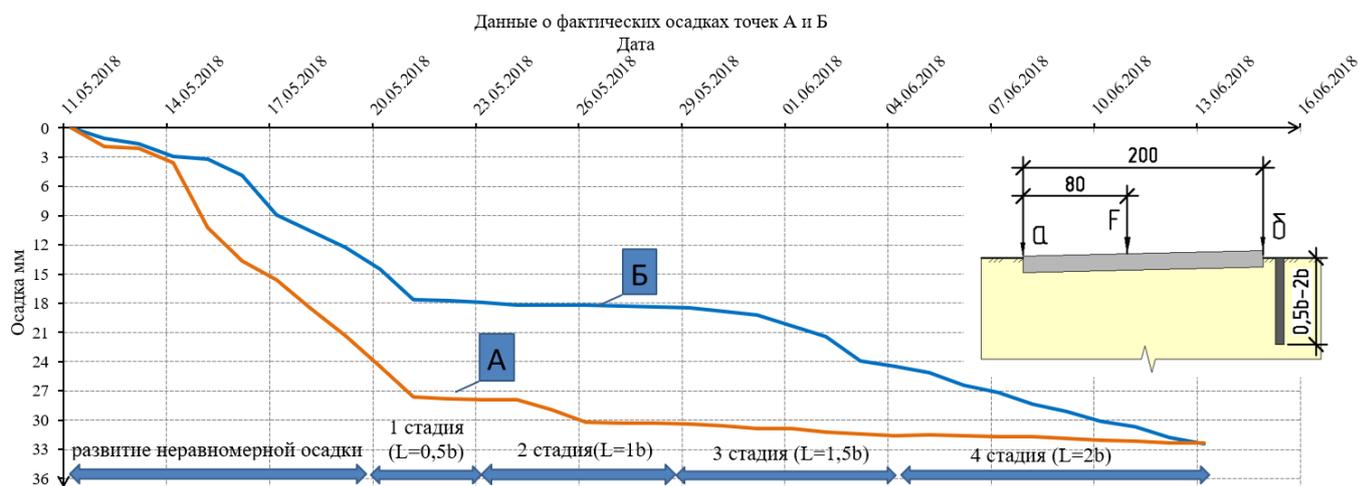


Рисунок 2.11 – Хронология развития осадки модели фундамента при вертикальном бурении (* b – ширина фундамента)

Бурение вертикальных или малонаклонных к вертикали скважин

В первой серии экспериментальных исследований рассматривалось влияние выбуривания вертикальных цилиндрических полостей на процесс снижения неравномерности осадки. Первоначально бурение велось на глубину $0,5b$, после двух циклов по 7 скважин в каждом, глубина была увеличена до $1b$, по причине отсутствия прогресса по снижению неравномерности осадки, по результатам мониторинга за осадками. Как можно видеть из графика на рисунке 2.11 длина скважины равная $1b$ также не произвела должного эффекта. На третьей стадии глубина составила $1,5b$, при данной глубине стал проявляется требуемый эффект. Для полного выравнивания модели фундамента глубина бурения была увеличена до $2b$. В итоге разность осадок крайних точек модели фундамента снизилась до $\Delta s=0,2\text{мм}$.

Анализируя полученные данные, можно прийти к выводу, что при появлении значительных зон сдвигов грунта происходит процесс миграции грунта основания в выбуренные полости, что приводит к ослаблению основания с наименее просевшей стороны фундамента и в дальнейшем приводит к снижению неравномерности осадки. Поэтому можно считать, что появление зон сдвигов грунта в основании фундамента при выбуривании скважин связано с эффективностью применения метода, что подтверждается результатами мониторинга. Так появление значительных зон сдвигов

грунтового массива наступало, когда длина цилиндрической полости в грунте достигала $1,5b - 2b$.

Бурение наклонных скважин

Во втором эксперименте исследовалось влияние угла наклона скважины на процесс снижения неравномерности осадки (рисунок 2.12).



Рисунок 2.12 – Экспериментальная установка и процесс выбуривания наклонных скважин

Во второй серии экспериментальных исследований использовалась аналогичная модель фундамента на той же экспериментальной установке. В качестве грунтового основания применялась грунтовая паста с аналогичными физико-механическими характеристиками, что и в первой серии экспериментов (с вертикальными скважинами) отличие физико-механических характеристик составляло не более 5%. Модель фундамента при помощи ступенчатой передачи статической нагрузки с эксцентриситетом доводилась до разности осадки $\Delta s=12\text{мм}$. После наступления условной стабилизации выбуривались скважины $d=14\text{мм}$ под углом 30° к вертикали (рисунок 2.12). Скважины выбуривались длиной от $0,5b$ до $1,5b$ с шагом, где b – ширина фундамента. По результатам экспериментальных исследований был построен график развития осадок во времени (рисунок 2.16).

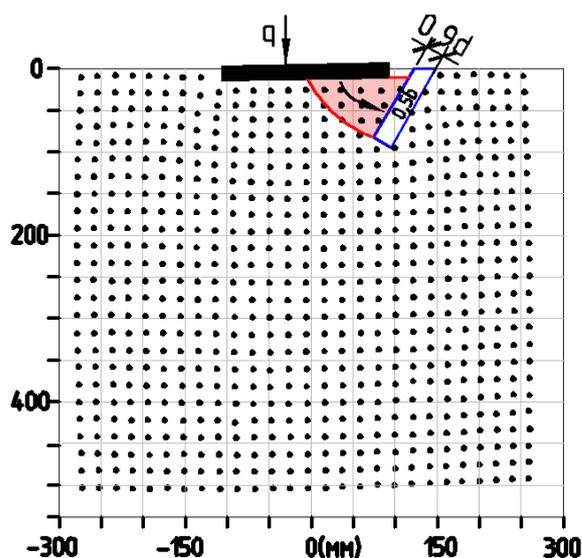


Рисунок 2.13 – Зона сдвигов при бурении наклонных скважин глубиной $0,5b$

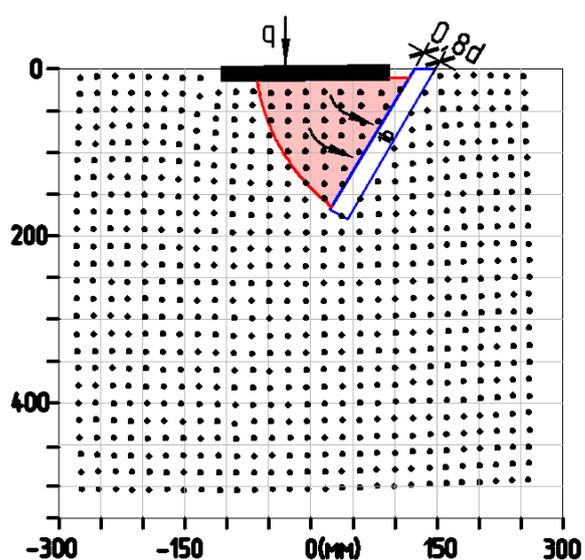


Рисунок 2.14 – Зона сдвигов при бурении наклонных скважин глубиной $1b$

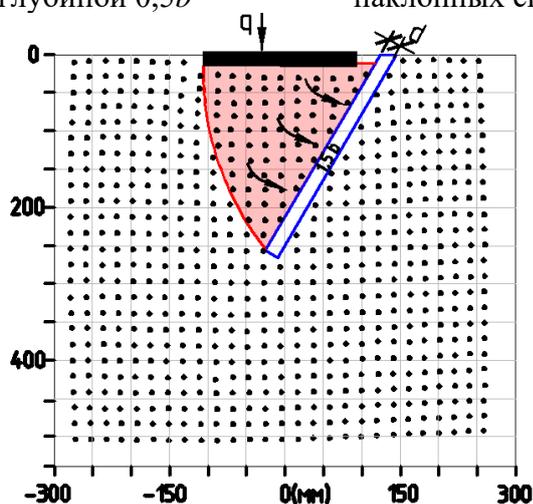


Рисунок 2.15 – Зона сдвигов при бурении наклонных скважин глубиной $1,5b$

Анализируя график (рисунок 2.16), можно сделать вывод, что снижение крена при бурении наклонных скважин проявляется от глубины скважины равной $1b$, но требуемый эффект достигается на глубинах равных $L_{скв}=1,5b$.

Исследования, по бурению вертикальных и наклонных скважин (с углом наклона до 30° к вертикали), на модели плитного фундамента показали возможность контролируемого снижения неравномерности осадки с $1,2$ см до $0,2$ мм. Таким образом, была обоснована эффективность разработанной технологии по снижению неравномерности осадок. По результатам серии экспериментов была воссоздана неравномерность осадок плоского штампа, и затем в четыре стадии выбуривания с поэтапным увеличением глубины скважины удалось снизить неравномерность осадок. Важно отметить, что при

наклонном бурении эффекта удалось добиться при длине скважины $1,5b$, а при строго вертикальном бурении выравнивания модели фундамента достигли при глубине – $2b$.

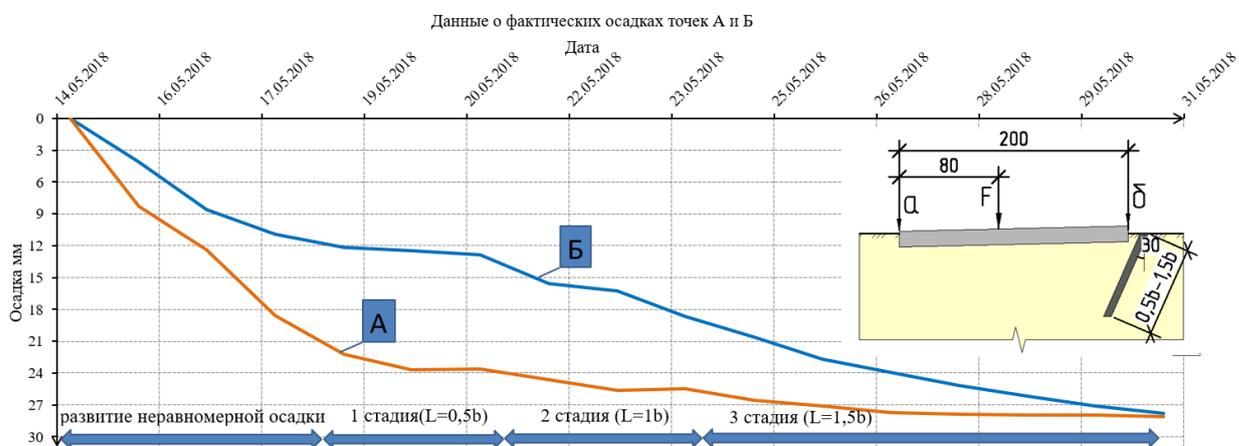


Рисунок 2.16 – Хронология развития осадки модели фундамента при наклонном бурении

2.5. Выводы по главе 2

1. Изучение выбуривания вертикальных и наклонных скважин на процесс снижения неравномерности осадки плитных фундаментов в условиях лабораторных исследований показало адекватность применения данного метода в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов.

2. Выявлено, что при бурении вертикальных и наклонных скважин, в основании фундамента формируются поверхности сдвигов при выдавливании грунта основания в выбуренное пространство скважин. Такой механизм снижения жесткости основания, сложенного слабыми пылевато-глинистыми грунтами со стороны меньших осадок плитных фундаментов, позволяет вовлекать в работу значительную часть основания и равномерно уменьшать крен.

3. Установлено, что при бурении вертикальных скважин со стороны моделей плитных фундаментов с наименьшими осадками, глубина скважин, при которой возникают сдвиги грунта основания и приводят к снижению неравномерности, возникают при глубине скважин от $1,5b$ – $2b$.

4. Установлено, что при бурении малонаклонных к вертикали скважин $\alpha=30^\circ$ со стороны фундамента с наименьшими осадками глубина

скважин, при которой возникают сдвиги грунта основания и приводят к снижению неравномерности, возникают при глубине скважин от $1b - 1,5b$.

5. Выявлено, что зоны сдвигов грунта основания при малонаклонном и вертикальном бурении на одинаковые глубины отличаются не более чем на 10%, что свидетельствует о схожей эффективности обоих подходов, однако на практике наклонное бурение технологически сложнее, поскольку требует специального оборудования и более затратно по времени. Поэтому можно сделать вывод, что в условиях, когда основание сложено слабыми пылевато-глинистыми грунтами, технологически оправдано применение вертикальных скважин.

Следует констатировать, что в ходе испытаний на моделях фундаментов были получены положительные результаты по снижению неравномерности осадки, однако полученные данные носят скорее качественный характер, которые позволяют определять закономерности взаимодействия фундамента реального объекта, испытывающего неравномерные осадки, и грунтового основания. При этом эффективность предлагаемого метода по снижению неравномерности осадки подтверждается на реальных объектах строительства и на представленных модельных экспериментах, очевидно, что для дальнейшего применения предлагаемой технологии требует дополнительных теоретических исследований, подтверждающих экспериментальные данные.

ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ И АНАЛИТИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПАРАМЕТРОВ МЕТОДА ВЫБУРИВАНИЯ ДЛЯ ИСПРАВЛЕНИЯ НЕРАВНОМЕРНОСТИ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ

3.1. Общие положения

Целью теоретических аналитических исследований и численного моделирования, стоящих при разработке мероприятий по снижению неравномерной осадки по той или иной методике, является назначение конструктивных и технологических параметров выбуривания скважин, которые напрямую влияют на эффективность и обоснованность применения

используемого способа. В рассматриваемом методе выбуривания скважин, с учетом литературного обзора и результатов исследований, представленных в главе 2, необходимо разработать способ назначения геометрических размеров скважин и конфигурацию их расстановки расчетным методом (конструктивные параметры), а также стадийность и последовательность бурения (технологические параметры), для количественной оценки эффективности проведения работ. В данной главе рассматривается методика аналитического моделирования определения НДС в пространстве грунта вокруг выбуриваемой скважины, с целью определения закономерностей влияния основных параметров предлагаемого метода контролируемого выравнивания крена, на его эффективность.

В настоящее время наряду с аналитическими решениями определения НДС грунта широко используются методы компьютерного моделирования различных геотехнических задач с использованием электронно-вычислительных машин, на базе которых используются программные комплексы, в основе которых лежат численные модели основания. По этой причине в настоящей работе наряду с аналитическими решениями в целях верификации аналитических результатов представлено численное моделирование в сертифицированном программном комплексе Midas GTS NX.

Для решения поставленной задачи прежде всего необходимо определиться с параметрами предлагаемого метода, наиболее существенно влияющими на результат расчета в рамках решаемой задачи контролируемого опускания части здания на плитном фундаменте. Автором, на основании литературного обзора и инженерного опыта, установлено, что расчетные параметры входят в две группы исходных данных:

- инженерно-геологические условия грунтового основания, а именно напластование слоев грунта и прочностные характеристики φ и c ;
- конструктивные параметры скважин, а именно расположение скважин относительно фундамента, шаг, глубина и диаметр скважин. В данной работе

представленные выше параметры выбраны в качестве объекта изучения с позиций их влияния на эффективность предлагаемого метода.

Технологические параметры является следствием реализации конструктивных параметров.

3.2.Методологические предпосылки аналитического расчета

В трудах таких ученых, как Jamiolkowski M., Viggiani C., Chen, Yj, Zhang, X, А.П. Пулатов, В.П. Дыба, И.И. Краснопольский [4,5,25,26,50,51,82,89,101] установлено, что при применении технологии выбуривания грунта, в массе своей горизонтальными или наклонными к горизонтали цилиндрическими полостями, при ликвидации сверхнормативных кренов зданий и сооружений, основными показателями при выполнении полостей в грунте цилиндрической формы, влияющими на эффективность применения технологии, является: Шаг скважин – (H); Длина скважин – (L); Диаметр скважин – (D). На основании опыта строительства на сильносжимаемых грунтах на территории Западной Сибири, а также результатов экспериментальных исследований представленных в главе 2 настоящей работы, эффективным является вертикальное или малонаклонное бурение, где, очевидно, важным параметром, кроме указанных, является положение скважин относительно фундамента.

Исходя из вышеизложенного, задачей теоретических исследований являлось выявление закономерностей влияния принятых значимых параметров, включая геометрическое расположение скважин относительно фундамента, определяющих процесс снижения неравномерности осадки при выбуривании грунта. Для решения данной задачи, на основе известных решений механики сплошных сред [97] был реализован следующий алгоритм:

- 1) Определение НДС грунта вокруг скважины для определения границы соответствующей области предельного состояния грунта вокруг скважины;
- 2) Из соотношений, описывающих предельное состояние грунта, определить основные геометрические параметры скважин, наиболее значимые для разрушения стенок скважины и, тем самым, наиболее эффективные с

позиций контролируемого выравнивания неравномерной осадки фундамента;

- 3) Выявить влияние механических характеристик грунтов на НДС основания при выбурировании скважины.
- 4) Определить наиболее эффективное, с точки зрения процесса снижения неравномерности осадки фундамента, расположение скважин относительно фундамента.

В качестве принятых допущений для аналитического расчета принималось однослойное основание с заданными характеристиками, с последующим рассмотрением многослойного основания. Влияние грунтовых вод, как напорных, так и безнапорных, на НДС грунта вокруг скважины не учитывалось.

3.3. Аналитические решения по определению основных параметров метода выбурирования

В данном разделе рассматривается аналитическое решение по определению напряженного состояния грунта, окружающего скважину.

Методика выравнивания геометрического положения зданий и сооружений, на плитных фундаментах, основана на формировании дополнительных деформаций ослабленного грунтового массива, созданного бурением вертикальных или малонаклонных к вертикали скважин в активной зоне грунтового основания со стороны минимальных осадок (противоположных крену). Разрушение грунта обусловлено развитием и смыканием областей пластических деформаций вокруг выбуриваемой скважины [7,35,50,51]. Рассматриваемыми параметрами, влияющими на состояние скважин, являются физико-механические характеристики основания, геометрия скважины, ее положение относительно фундамента и напряженное состояние в основании.

Целью теоретического решения является нахождение границы распространения зон, в которых происходит нарушение условия прочности грунта, возникающего вокруг скважины. Зная границы данных зон по радиусу

и глубину, на которой достигается ее максимальное значение, можно назначить шаг, длину и диаметр скважин, исходя, например, из принципа смыкания этих зон в основании, что в соответствии с теорией предельного равновесия грунтов, должно приводить к разрушению основания в зоне расположения скважин и дополнительным осадкам основания [7]

Факторы, влияющие на разрушения грунта вокруг скважины, разделены на три основных блока: механические характеристики грунта вокруг скважины, конфигурация скважины (длина, диаметр, шаг скважин) и расположение скважин относительно фундамента. В классических трудах по механике грунтов Цытовича Н.А., [99] Ухова С.Б., [98] Тер-Мартirosян З.Г. [97] и других, приведено уравнение (3.1), являющееся математической модификацией условия предельного равновесия (условия прочности Кулона-Мора). Для нашего расчетного случая уравнение выражено через радиальные и тангенциальные напряжения и выглядит следующим образом:

$$\sin\varphi = \frac{(\sigma_r - \sigma_\vartheta)}{(\sigma_r + \sigma_\vartheta + 2 * C * ctg\varphi)} \quad (3.1)$$

**условием формирования областей грунта, находящегося в условиях нарушения закона прочности является превышение значений правой части формулы над левой*
в выражении 3.1 приняты следующие обозначения:

σ_r - радиальные напряжения;

σ_ϑ - тангенциальные напряжения;

Механические характеристики грунтов используемые в законе прочности: $[c]$, $[\varphi]$, считаем известными величинами на основе инженерно-геологических изысканий, недостающими величинами являются радиальные и тангенциальных напряжения в массиве грунта вокруг скважины.

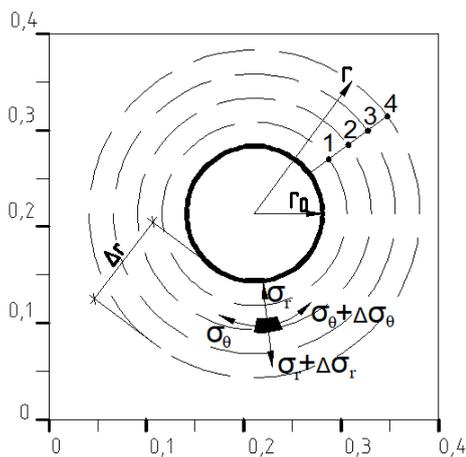


Рисунок 3.1 – Разрез скважины с изолиниями распределения зон с нарушением закона прочности вокруг скважины

В работах так ученых, как Marseden J.E., Hughos T.R., В.В. Леденева [12,69], Н.И. Мусхелишвили [77], Новацкого В. [79] математическая теория упругости получила свое широкое развитие в связке с линейной механикой сплошных сред [64,65].

Свои решения, в рамках теории упругости, по определению напряжений в плоской постановке

задачи представил Б. Н. Жемочкин [53].

В работе З.Г. Тер-Мартirosяна [97] приведены зависимости теории упругости (3.2), модифицированные для определения напряжений в грунтах при проходке скважин в условиях прессиометрических испытаний.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\mu}{1-\mu} * \gamma * z * \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) \\ \sigma_\vartheta &= \frac{\mu}{1-\mu} * \gamma * z * \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \\ u_r &= \frac{\mu}{1-\mu} * \gamma * z * \frac{1+\mu}{E} * \frac{r_0^2}{r^2} \end{aligned} \right\} (3.2)$$

в выражении 3.2 приняты следующие обозначения:

u_r – перемещение стенки скважины;

μ – коэффициент Пуассона;

r – радиус(расстояние) до точки определения НДС;

r_0 – радиус скважины;

z – глубина скважины;

Последовательное решение системы уравнений 3.2 и неравенства 3.1 положено в основу аналитического метода определения НДС грунта вокруг выбуриваемой скважины. Таким образом, зная НДС грунта вокруг

выбуриваемой скважины, можно назначать необходимые геометрические характеристики скважины для конкретного случая.

3.3.1. Расчетная схема скважины в массиве грунта

Одним из важных факторов, влияющих на эффективность способа выбуривания, является расположение скважины относительно фундамента мелкого заложения, в том числе плитного [85]. Для рассмотрения и выявления зависимостей рассматривается три основных случая расположения скважины: одиночная скважина в удалении от фундамента (базовое решение, в осесимметричной постановке); скважина под фундаментной плитой (решение в осесимметричной постановке); скважина за пределами фундаментной плиты, в зоне влияния поля дополнительных напряжений от фундамента.

В первом случае, на одиночную скважину в удалении от фундамента действует только напряжения от собственного веса грунта, которые увеличиваются с ростом глубины линейно или по ломаной эпюре, в зависимости от удельного веса грунта.

$$\sigma_{zg} = \int_0^z \gamma(z) dz \quad (3.3)$$

Горизонтальные напряжения принимаются по геостатической теории [71] и определяются следующим соотношением $\sigma_x = \sigma_z \zeta$, где ζ - коэффициент бокового давления.

Во втором и третьем случаях, помимо давления от собственного веса грунта, при выполнении работ по восстановлению нормативного геометрического положения остова здания или сооружения на устойчивость стенки скважины оказывает дополнительное влияние фундамент существующего здания. В соответствии с задачей Фламана, теоретическое распространение изолиний напряжений в грунте хорошо известно (рис. 3.2).

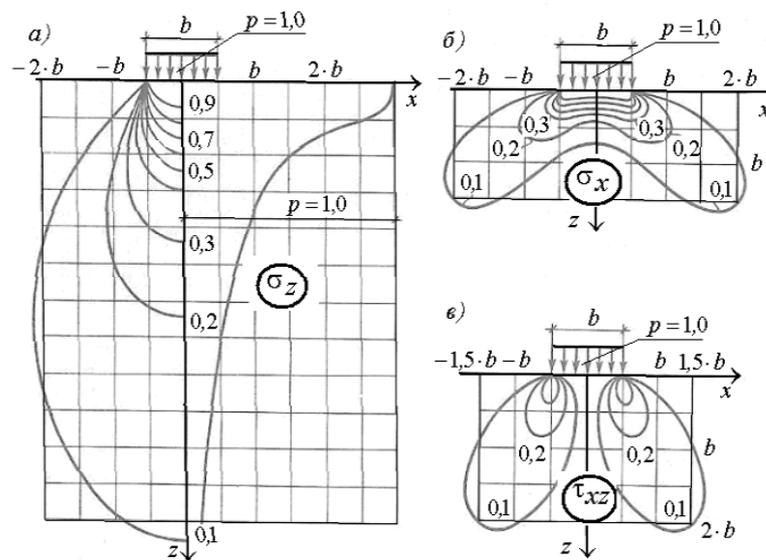


Рисунок 3.2 – Изолинии вертикальных (а), горизонтальных (б) и касательных (в) напряжений от полосовой нагрузки. [99]

Таким образом, расчетные случаи выглядят следующим образом. (рис.3.3).

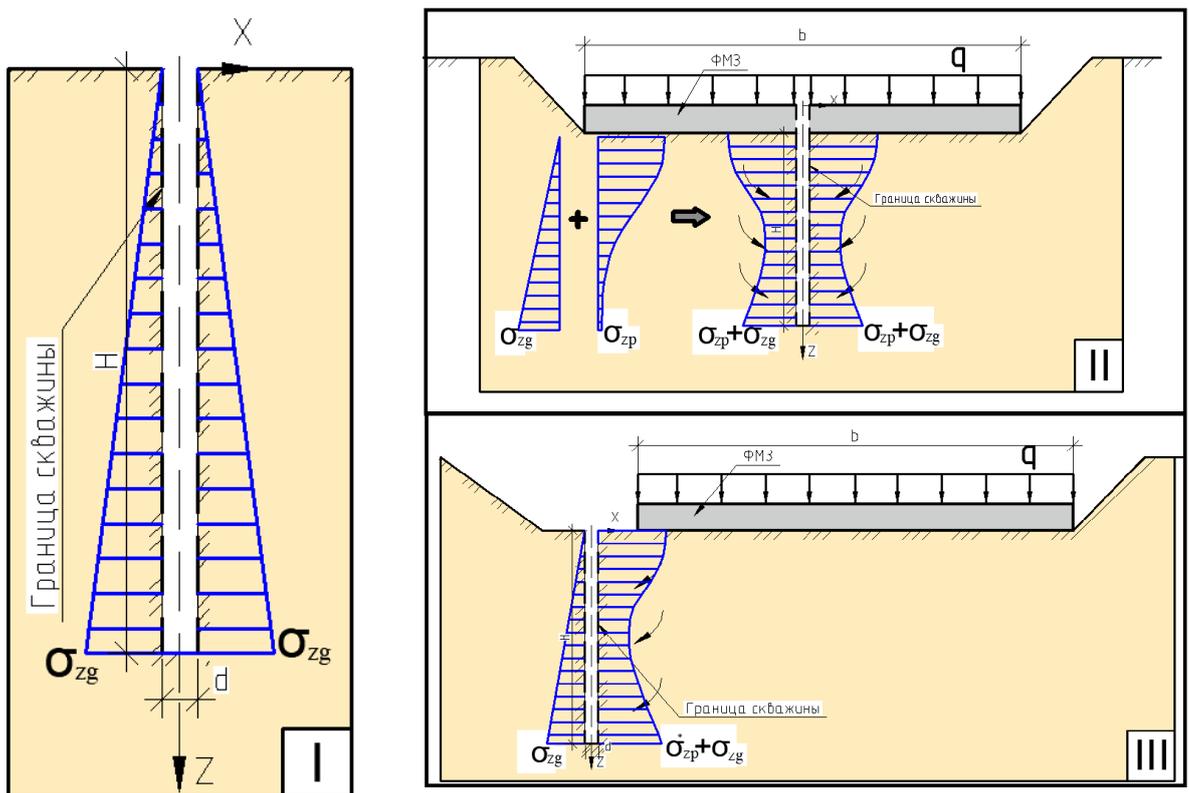
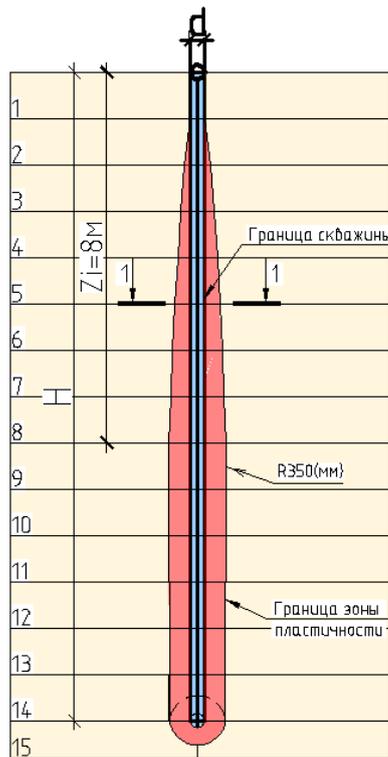


Рисунок 3.3 – Возможные варианты расположения скважин относительно фундамента; случай I-одиночная скважина в грунте, случай II-скважина под плитой фундамента, случай III-скважина вне контура фундамента.

3.3.2. Определение устойчивости стенки скважины аналитическим методом

Случай I. Одиночная скважина в удалении от фундамента.

На первом этапе рассматривается одиночная скважина в однородном массиве грунта. НДС возникающее при формировании скважины вызвано влиянием собственного веса грунта.



Для анализа НДС грунта вокруг скважины, возникающего под действием собственного веса грунта, рассмотрим одиночную скважину в удалении от фундамента [15].

На первом этапе расчета при рассмотрении одиночной скважины были выбраны грунтовые условия, наиболее распространённые для региона, где происходило внедрение технологии (юг Тюменской области). Физико-механические характеристики условного основания приведены в таблице 3.1.

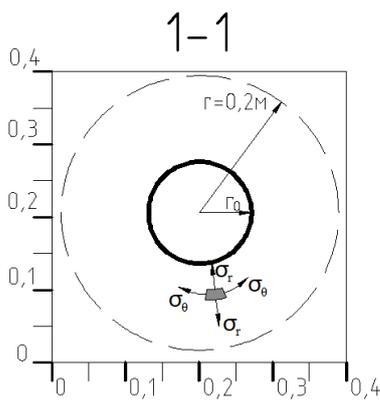


Рисунок 3.4 – Картина распределения зон с нарушением закона прочности грунта вокруг скважины

Таблица 3.1

Удельный вес γ (кН/м ³)	Показатель текучести П	Модуль деформации E (Мпа)	Угол внутреннего трения ϕ_0	Сцепление $c=20$ (кПа)
18	0,7	6	15	20

Геометрические характеристики скважины принимались близкими к натурным экспериментам для наиболее корректного сравнения полученных данных: $r_0=0,15\text{м}$, $z=14\text{м}$.

Из картины зон распространения пластических деформаций грунта вокруг скважины (рис.3.4) можно установить, что с определенной глубины в нашем случае это $z_i=8\text{м}$. радиус прекращает увеличиваться и остается постоянным с ростом глубины бурения скважины.

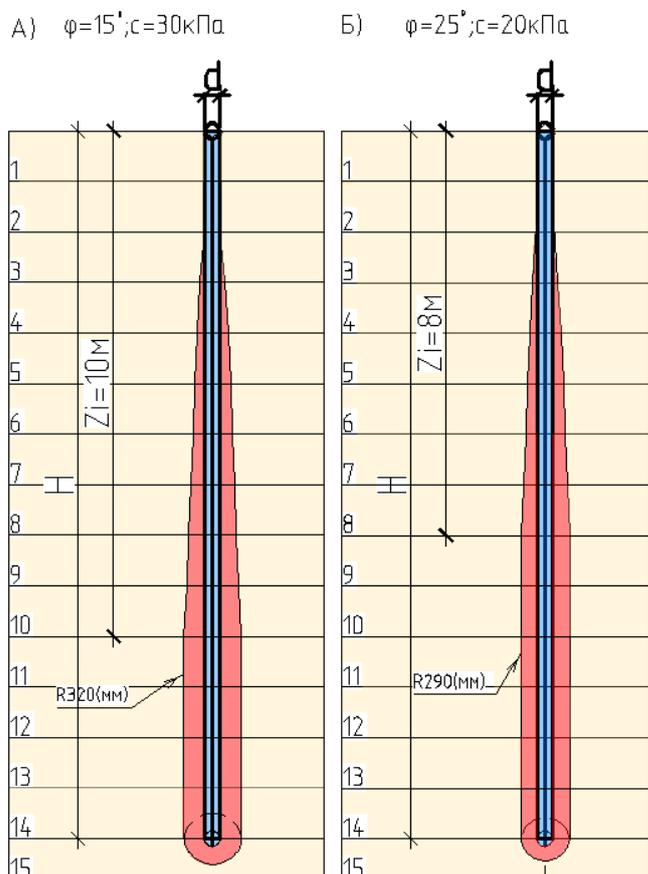


Рисунок 3.5 – Картина распределения зон с нарушением закона прочности грунта вокруг скважины

Также для первого расчётного случая были рассмотрены варианты с увеличением сцепления (Рис. 3.5 –А) и угла внутреннего трения (Рис. 3.5 –Б) относительно первого расчета (Рис.–3.4), остальные характеристики остались неизменными. Анализируя поведение зон пластических деформаций при увеличении прочностных характеристик грунта, можно отметить, что радиус зоны пластических деформаций уменьшается, а глубина их

развития увеличивается.

Случай II. Скважина под фундаментной плитой.

Второй расчетный случай аналогичен первому за исключением того, что помимо напряжений от собственного веса в грунте добавляются напряжения от действия фундамента – σ_{zp} .

Скважина расположена под плитой вертикально, и давление распределено по ее краям равномерно. К системе уравнений 3.2 добавляются напряжения от фундаментной плиты (σ_{zp}):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\mu}{1-\mu} * \sigma_z * \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) \\ \sigma_\theta &= \frac{\mu}{1-\mu} * \sigma_z * \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \end{aligned} \right\} (3.3)$$

где $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zy}$ (3.4)

Таким образом, получаем картину напряжений вокруг скважины под фундаментной плитой: рисунок – 3.6.

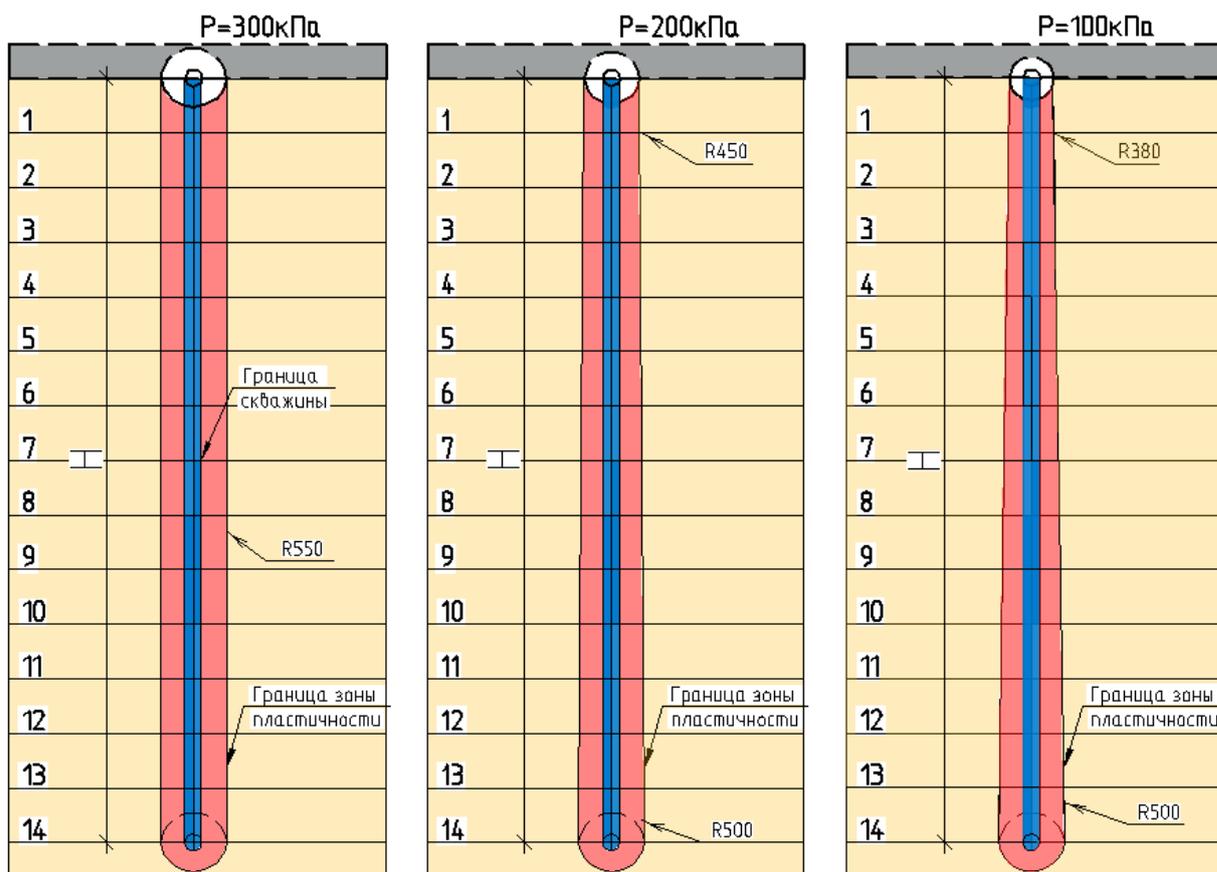


Рисунок 3.6 – Картина распределения зон с нарушением закона прочности грунта вокруг скважины, 2-ой расчетный случай

Для рассмотрения второй расчетной схемы использовался однородный глинистый грунт с такими же характеристиками, что и в первом расчетном случае.

В данном примере (рисунок 3.6) рассматривалась скважина со следующими характеристиками: $r_0=0,15\text{м}$, $z=14\text{м}$. В качестве изменяемого параметра было выбрано давление под подошвой от 100 до 300 кПа. Таким образом, из картины зон распространения пластических деформаций грунта

вокруг скважины, возникающего при различных значениях давления (рис.3.6) под подошвой фундамента, можно сделать следующие выводы:

- зоны пластичности при выбуривании грунта возникают от уровня устья скважины;
- с ростом давления под подошвой увеличивается радиус пластических деформаций;
- зоны пластических деформаций симметричны относительно центральной оси скважины

Случай III. Скважина за пределами фундаментной плиты в зоне влияния поля дополнительных напряжений от фундамента.

Третий расчетный случай подразумевает расположение вертикальной цилиндрической полости вне пятна застройки здания. Появление дополнительных деформаций основания, вызванных бурением скважины, должно быть связано с обрушением стенок скважин, то есть с возникновением массива грунта с нарушением закона прочности грунта вокруг цилиндрических полостей. Таким образом, происходит сдвиг грунта из-под подошвы фундамента в ослабленные скважинами зоны. Для решения задачи необходимо рассмотреть механизм разрушения самой скважины вне контура фундамента. Напряжения в грунте вокруг скважины действуют несимметрично поскольку с одной стороны на стенки скважины действует только собственный вес грунта, в то время как с другой стороны действует как собственный вес грунта, так и напряжения от фундамента (рис. 3.3). Рассмотрим НДС грунтового массива вокруг цилиндрической полости со стороны действия фундамента. Обрушение скважины может происходить по трем сценариям:

- 1) Потеря устойчивости стенки скважины в результате образования зон пластических деформаций грунта;
- 2) Выдавливание грунта из пространства между скважинами (обрушение целика грунта в скважину);

- 3) Одновременно потеря устойчивости скважины и выдавливание грунта из пространства между скважинами;

Рассмотрим первый сценарий:

Напряжённое состояние вокруг скважины формируется двумя составляющими σ_r^* и σ_θ^* . Радиальные и тангенциальные напряжения вокруг скважины формируются под действием собственного веса грунта, уравнение (3.2) и под действием нагрузки от фундамента [40]:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^f &= P_x \left[\frac{1+\lambda}{2} * \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3 * \frac{r_0^4}{r^4} - 4 * \frac{r_0^4}{r^4} \cos 2\theta \right) \right] \\ \sigma_\theta^f &= P_x \left[\frac{1+\lambda}{2} * \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2} \right) - \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3 * \frac{r_0^4}{r^4} \cos 2\theta \right) \right] \end{aligned} \right\} (3.4)$$

*в оригинальном уравнении, приведённом в трудах Булычева Н.С. [40] для горизонтального тоннеля вместо значения P_x используется значение γH (напряжения от веса грунта).

P_x – давление, возникающее в грунте от действия фундамента по оси x.

$\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}$; μ – коэффициент Пуассона (задается в условиях).

r, θ – радиальная и угловая координата соответственно.

Для определения давления, приходящегося на стенку скважины от действия фундамента, примем:

$$P_x = \sigma_x^{\text{бок}} \quad (3.5)$$

Для решения поставленной задачи необходимо найти боковое давление на стенку скважины $\sigma_x^{\text{бок}}$ для этого применяем решение предложенное И.Х. Митчелом [97] (рис. 3.4).

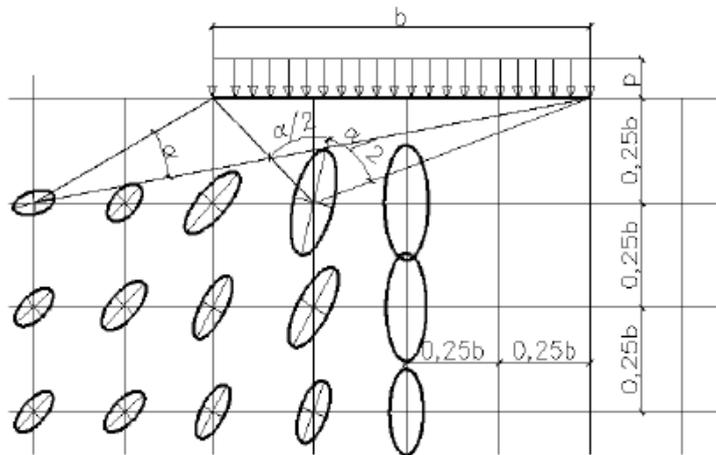


Рисунок 3.7 – Схема для определения напряжений от действия полосовой нагрузки

Для определения главных напряжений σ_1 и σ_2 на боковой поверхности скважины воспользуемся следующими соотношениями:

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin\alpha) \quad (3.6)$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin\alpha) \quad (3.7)$$

где P - давление от фундамента.

Зная главные напряжения, можно определить боковые

$$P_x = \sigma_x^{\text{бок}} = \sigma_3 \cos\alpha + \sigma_1 \sin\alpha \quad (3.8)$$

В итоге, напряжённое состояние вокруг скважины описывается следующей закономерностью:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^* &= \sigma_r^{\text{гр}} + \sigma_r^{\text{ф-та}} \\ \sigma_\vartheta^* &= \sigma_\vartheta^{\text{гр}} + \sigma_\vartheta^{\text{ф-та}} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

Затем полученные тангенциальные и радиальные напряжения подставляем в закон прочности Мора-Кулона:

$$\sin\varphi = \frac{(\sigma_r^* - \sigma_\vartheta^*)}{(\sigma_r^* + \sigma_\vartheta^* + 2 * C * \text{ctg}\varphi)} \quad (3.10)$$

**условием формирования областей грунта, находящегося в условиях нарушения закона прочности является превышение значений правой части формулы над левой*

Рассмотрим второй сценарий:

Выдавливание грунта из целика в скважину. Считаем, что грунт в пространстве между скважинами теряет устойчивость раньше стенок скважины и обрушается, тем самым вызывая процесс обрушения скважины с достижением необходимого эффекта.

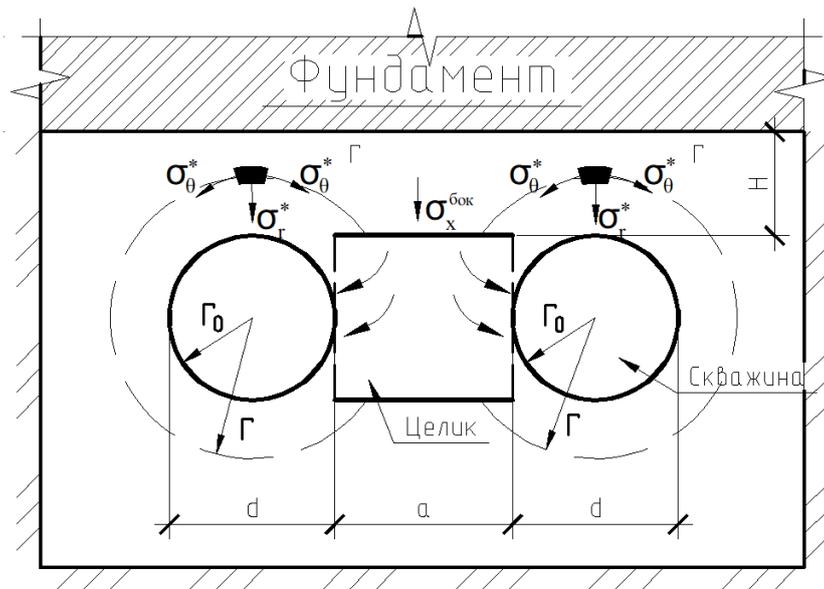


Рисунок 3.8 – Расчетная схема

В работе Дыбы В.П. и Краснопольского И.И. [50] рассмотрено регулирование геометрического положения здания выбуриванием горизонтальных скважин, в качестве одной из задач, стоявшей перед авторами было определение критического давления, которое может выдержать «столб» грунта - $P_{кр}$.

$$P_{кр} = \frac{4cH}{a} ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.11)$$

где c , φ – прочностные характеристики грунта, H – расстояние от края фундамента до края скважины (рисунок 3.8)

a – ширина грунтового целика (рис.3.5)

Обрушение целика грунта возникает при условии:

$$P_{кр} \leq P_x \quad (3.12)$$

Третий сценарий возникает одновременно при соблюдении условия 3.12 и возникновении областей с нарушением закона прочности грунта вокруг скважины 3.10. При достижении третьего сценария путем подбора соответствующих параметров, очевидно, процесс разрушения грунта, для достижения заданного результата, более гарантирован, но при этом может происходить достаточно быстро, что необходимо учитывать для обеспечения безопасности сооружения в процессе выравнивания осадок и устранения крена.

3.3.3. Аналитическая программа для определения НДС грунта вокруг скважины

Для анализа влияния грунтовых характеристик и геометрии скважины на процесс формирования НДС в ходе выбуривания скважины и нахождения зависимостей между геометрическими характеристиками скважины, физико-механическими характеристиками грунта и областями пластических деформаций, возникающих при выбуривании скважины, была составлена программа для ЭВМ на основании теории, изложенной в пункте 3.3.

Программа для первого расчетного случая работает, основываясь на следующем алгоритме расчета. В уравнение закона прочности 3.1 подставим формулы для вычисления тангенциальных и радиальных уравнений из 3.2, получим:

$$\sin\varphi = \frac{(\sigma_r(r,z) - \sigma_\vartheta(r,z))}{(\sigma_r(r,z) + \sigma_\vartheta(r,z) + 2 * c(r,z) * ctg\varphi(r,z))} \quad (3.13)$$

Для преобразования условия (3.13), условия потери прочности грунта, перепишем соотношения между радиальным и касательным напряжениями в новых переменных:

$$\sigma_r = \frac{\mu(z)}{1 - \mu(z)} * \gamma(z) * z * \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) = A(z)z \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) \quad (3.14)$$

$$\sigma_\vartheta = \frac{\mu(z)}{1 - \mu(z)} * \gamma(z) * z * \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) = A(z)z \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \quad (3.15)$$

$$A = \frac{\mu(z)}{1 - \mu(z)} * \gamma(z); \quad \sin\varphi(z) = \alpha(z); \quad c(z) * ctg\varphi = \beta(z) \quad (3.16)$$

Где тангенциальные напряжения в зависимости от глубины - $\sigma_\vartheta(z)$, радиальные напряжения - $\sigma_r(z)$. Они зависят от геометрии скважины и физико-механических свойств грунта. С учетом новых обозначений, исходное выражение (3.3) можно записать в следующем виде:

$$\sin\varphi = \frac{(\sigma_r - \sigma_\vartheta)}{(\sigma_r + \sigma_\vartheta + 2 * c * ctg\varphi)} \leftrightarrow \alpha = \frac{Az \frac{r_0^2}{r^2}}{Az + \beta} \quad (3.17)$$

$$\alpha = \frac{Az \frac{r_0^2}{r^2}}{Az + \beta} \rightarrow \quad (3.18)$$

$$r^2(z, r_0 = \text{const}) = \frac{Azr_0^2}{\alpha(Az + \beta)} \quad (3.19)$$

$$r_0^2(r, z = \text{const}) = \frac{\alpha(Az + \beta)r^2}{Az} \quad (3.20)$$

$$z(r, r_0 = \text{const}) = \frac{\frac{Az}{\alpha\beta}}{A\left(\frac{r_0^2}{r^2} - \alpha\right)} \quad (3.21)$$

Оформление наглядного отображения именно этих зависимостей и будет положено в основу задач программы. По известному набору физико-механических свойств грунта и части геометрических размеров скважины будет определяться ее оставшийся параметр. Сформируем тестовый пример, связанный с тестированием вычислений радиуса пластичности при наличии свойств грунта, зависящих от глубины, например, для его удельного веса:

$$\gamma(z) = \gamma_1 z \quad (3.22)$$

Тогда, все остальные характеристики примут вид:

$$z = \frac{\cos\varphi \cdot c}{\frac{\mu}{1-\mu}(\gamma_1 z) \left(\frac{r_0^2}{r^2} - \sin\varphi\right)} \leftrightarrow z = f(z) \rightarrow z_p \quad (3.23)$$

Прямое решение:

$$z^2 = \frac{\cos\varphi \cdot c}{\frac{\mu}{1-\mu} \gamma_1 \left(\frac{r_0^2}{r^2} - \sin\varphi\right)} \quad (3.24)$$

$$U = \frac{\cos\varphi \cdot c}{\frac{\mu}{1-\mu} \gamma_1 \left(\frac{r_0^2}{r^2} - \sin\varphi\right)} \rightarrow z_t = \sqrt{U} \quad (3.25)$$

Сравним результаты вычислений, на основе решения нелинейного уравнения методом хорд с учетом линейной интерполяции данных и напрямую. Можно заметить, что при заданной точности, точность совпадения определяется точностью константы счета, а именно, корень считался найденным, если

$$|z - f(z)| < \varepsilon \quad (3.26)$$

Таблица результатов счета по формулам (3.24) для z_p и формуле (3.26)

для z_t при следующих значениях констант:

$$r_0 = 0,15; \gamma(r, z) = z; \varphi = 17,5; C = 15; \mu = 0,35; \varepsilon = 10^{-5}$$

Таблица 3.2

r	z_p	$\frac{ z_p - z_t }{z_t} 100\%$
0,3	6,16	1,7E-5
0,32	6,78	2,7E-5
0,32	7,45	3,6E-5
0,36	8,21	2,7E-5
0,38	9,08	1,1E-6
0,40	10,07	5,3E-7
0,42	11,26	2,2E-6
0,44	12,72	5,2E-6
0,46	14,60	2,2E-6
0,480	17,19	1,1E-6
0,50	21,17	8,9E-6
0,52	28,75	8,9E-9
0,54	57,85	4,6E-8

Точность вычисленного корня уравнения (3.24) или приближенного значения глубины не хуже заданной точности вычисления корня, и, поэтому, можно считать, что выбранный алгоритм приближенного вычисления радиуса пластичности для переменных свойств грунта вполне адекватен и может быть взят за основу.

Для второго расчетного случая все условия остаются теми же за исключением того, что добавляются напряжения σ_{zp} . В уравнение (3.3) добавляются величина σ_{zp} (напряжение в грунте от действия фундамента).

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\mu}{1-\mu} * (\gamma * z + \sigma_{zp}) * \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) \\ \sigma_\vartheta &= \frac{\mu}{1-\mu} * (\gamma * z + \sigma_{zp}) * \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) \\ u_r &= \frac{\mu}{1-\mu} * (\gamma * z + \sigma_{zp}) * \frac{1+\mu}{E} * \frac{r_0^2}{r^2} \end{aligned} \right\} (3.26)$$

Напряжения σ_{zp} в программе находятся автоматически по алгоритму, принятому из СП [22.13330.2016].

3.3.4. Результаты расчета в программе «GsMonitor»

Для нахождения зависимостей формирования областей пластических деформаций вокруг скважины были рассмотрены песчаные и глинистые

грунты. Для этого из СП 22.13330.2016 были взяты нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов (Приложение Б).

Расчетный случай с одиночной скважиной в удалении от фундамента позволяет рассмотреть влияние прочностных характеристик (сцепления и угла внутреннего трения грунта) на формирование зон с нарушением закона прочности вокруг цилиндрической полости. Скважина принималась одинаковой для всех видов грунтов $d=0,3\text{м}$. и длиной $z=25\text{м}$. Характеристики каждого из видов грунтов указаны непосредственно на графиках. На рисунках 3.9 и 3.10 приведены характерные графики для каждого из типов грунтов.

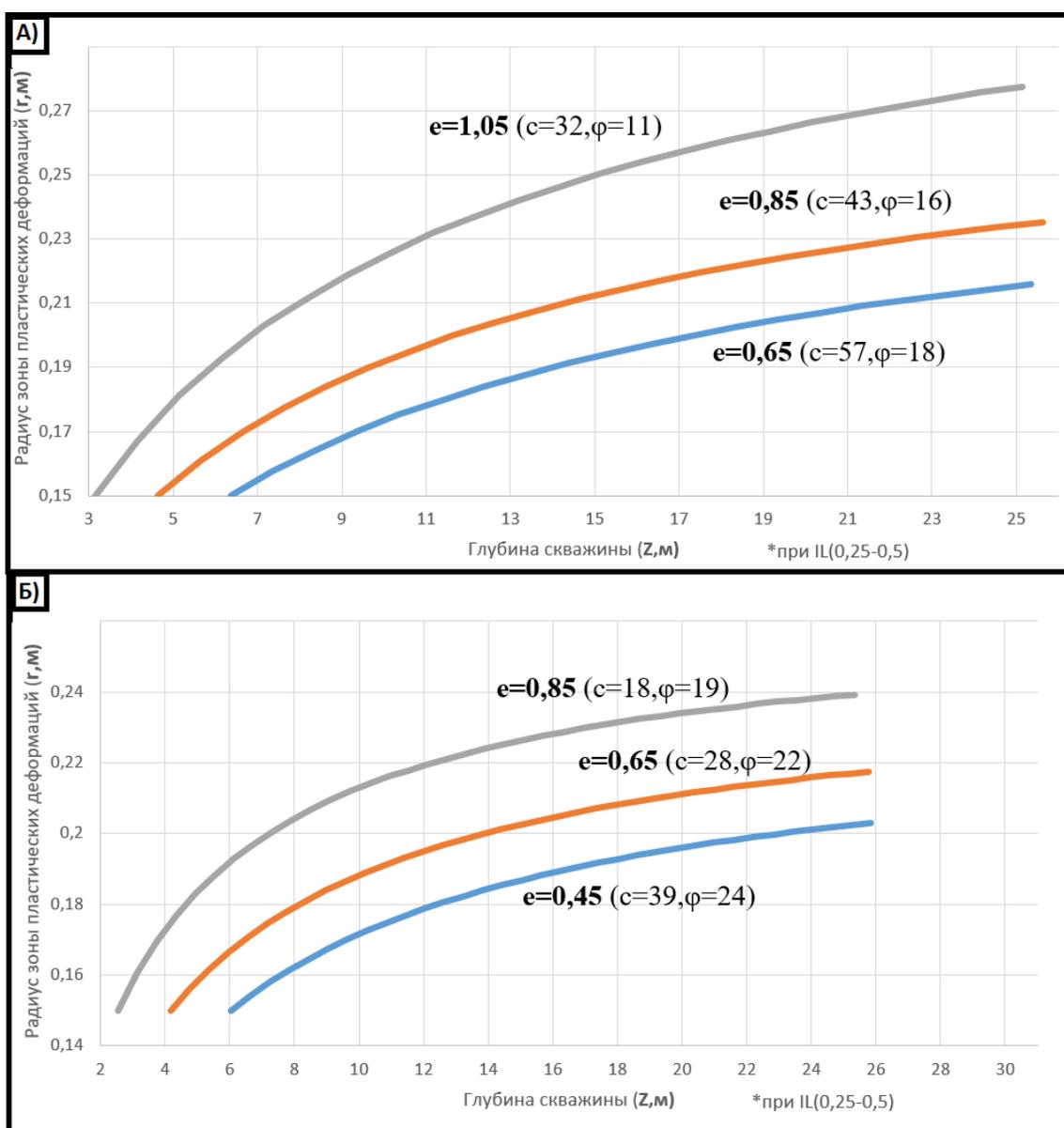


Рисунок 3.9 – График зависимости радиуса зон с нарушением закона прочности грунтов по глубине скважины характерный для А) – глины Б) – суглинка; (где e -коэффициент пористости, c -сцепление грунта [кПа], ϕ -угол внутреннего трения в градусах)

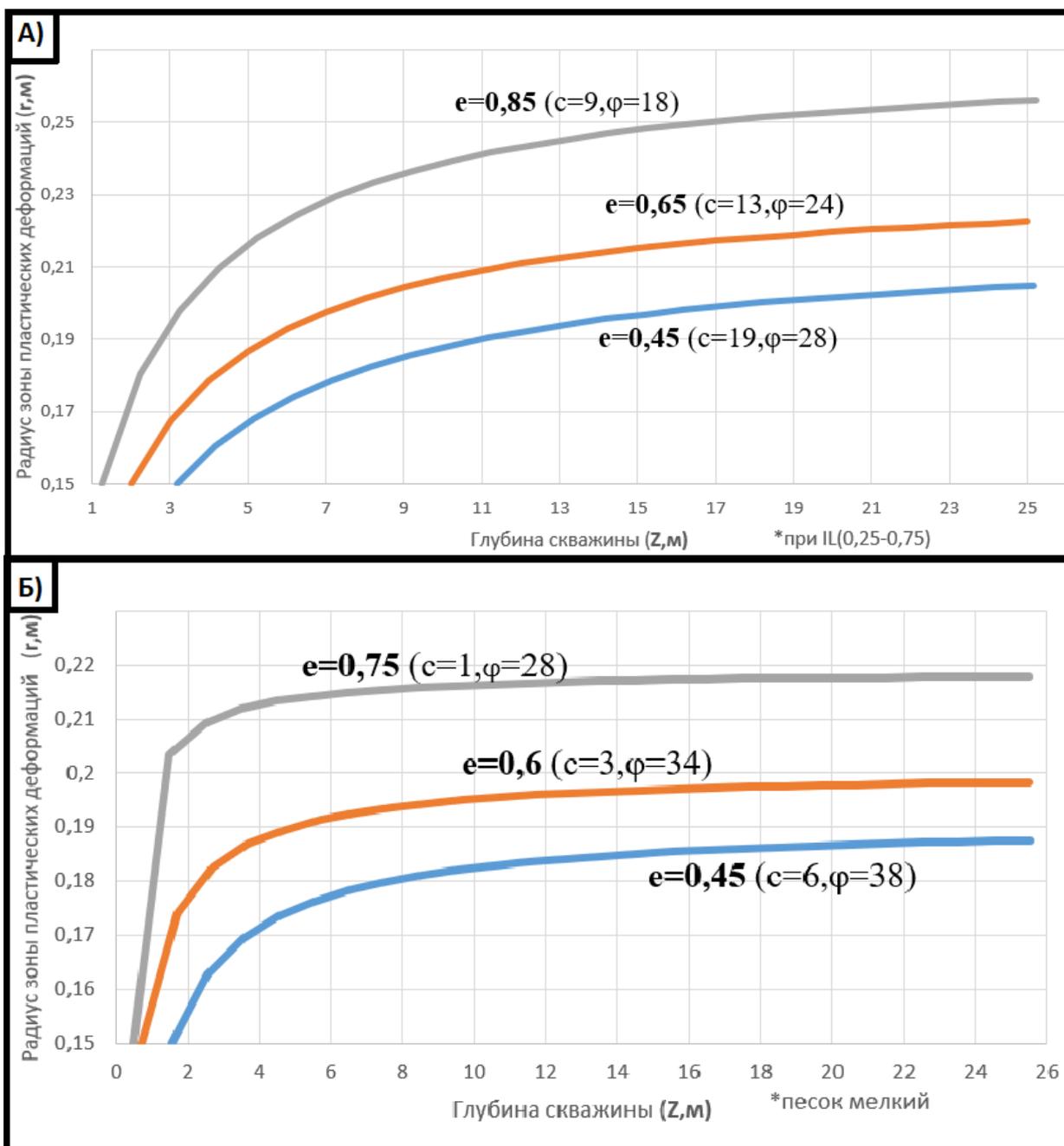


Рисунок 3.10 – График зависимости радиуса зон пластических деформаций по глубине скважины характерный для А) – супеси Б) – песка; (где e -коэффициент пористости, c -сцепление грунта [кПа], φ -угол внутреннего трения в градусах)

Таким образом, можно сделать вывод, что при снижении сцепления (наиболее характерно проявляется этот эффект в песчаных грунтах) пластические деформации формируются у устья скважины и с определенной глубины перестают меняться (рисунок 3.10), из этого условия можно назначать глубину бурения. В отличие от грунтов с высоким показателем

сцепления (глинистые грунты) (рисунок 3.9). В данных грунтах зоны развития пластических деформаций возникают значительно ниже и увеличиваются с ростом глубины.

Во втором и третьем расчетных случаях при постановке задачи бурение скважин предполагалось в аналогичных грунтовых условиях. Отличие расчетных случаев заключается в том, что изначально (II случай) скважина расположена в пятне здания, а в третьей задаче скважина вынесена за контур здания. В сопоставительных расчетах для анализа эффективности решений принимались следующие условия расчета:

- Диаметр скважины – 0,3м;
- Длина скважины – 25м;
- Ширина плиты – 14м;
- Грунтовое основание со следующими характеристиками: глинистый грунт, сцепление – 28кПа, угол внутреннего трения – 22° .
- Давление под плитой в диапазоне от 100 до 300кПа с шагом 100кПа.
- Грунтовые воды отсутствуют

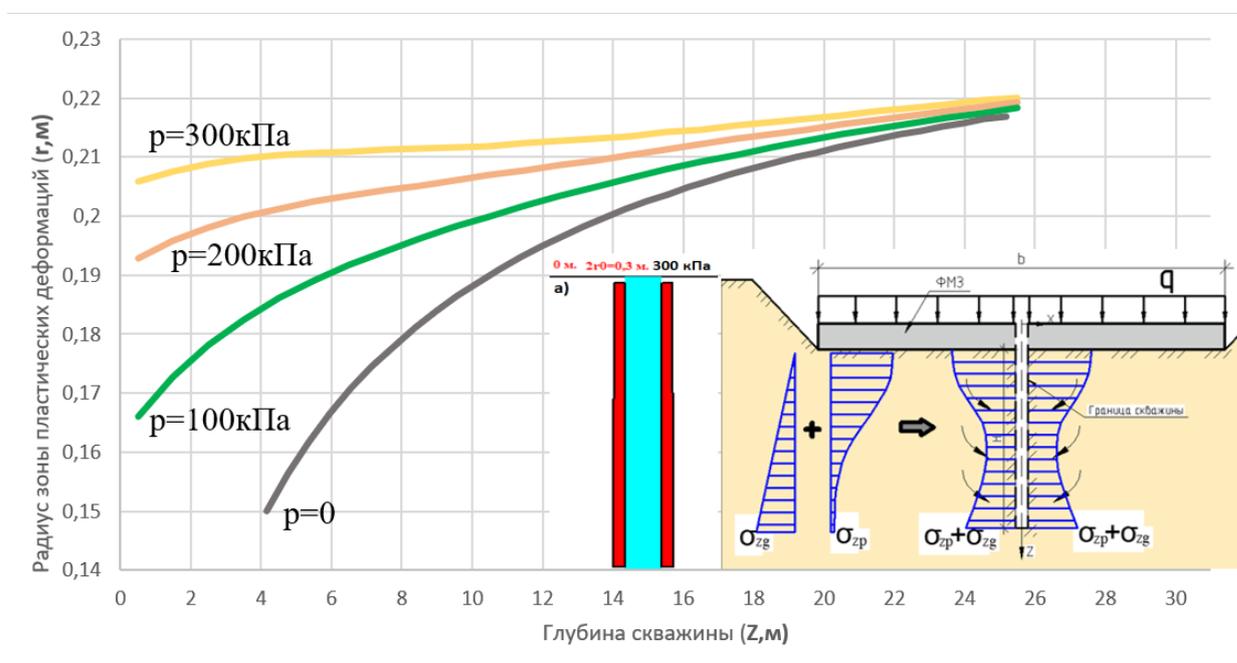


Рисунок 3.11 – График зависимости распределения зон с нарушением закона прочности по глубине цилиндрической полости в пятне застройки. а) скриншот программы GsMonitor; картина зон пластических деформаций (красным цветом)

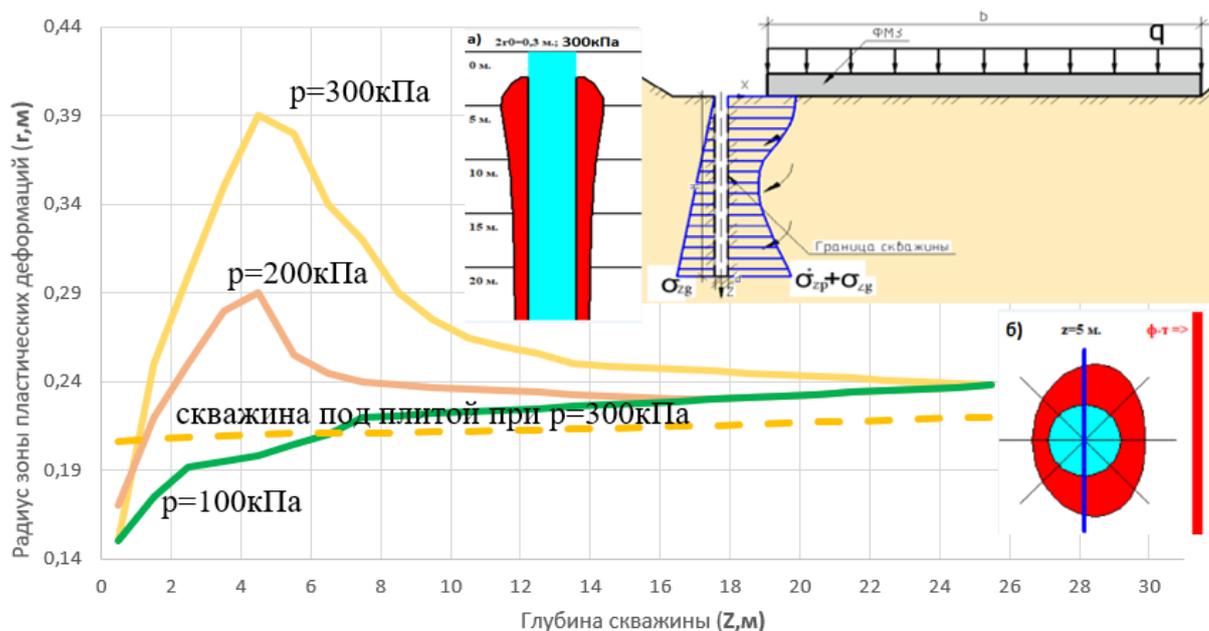


Рисунок 3.12 – График зависимости распределения зон с нарушением закона прочности по глубине цилиндрической полости вне контура здания, радиусы взяты для сечения параллельного фундаменту (синяя линия на рисунке – Б): а) скриншот из GsMonitor; картина зон с нарушением закона прочности (красным цветом) вокруг цилиндрической полости при давлении 300кПа., б) разрез скважины на глубине 5 м., $S_{кф}=1,2$ м. (расстояние от центра скважины до края фундамента)

Проведя анализ данных на представленных графиках (рис. 3.11 и 3.12), можно сделать вывод, что увеличение давления от фундамента влечет за собой локальное (в верхней трети скважины) повышение радиусов областей с нарушением закона прочности вокруг цилиндрической полости, особенно этот факт проявляется при экскавации грунта вне контура здания, то есть в случае несимметричного напряженного состояния. При одинаковых исходных данных (характеристики грунта и геометрия скважины) вынесение скважины за контур здания увеличивает зоны с нарушением закона прочности в среднем в два раза. Формирование несимметричных зон пластических деформаций происходит только при вынесении скважины за пределы контура фундаментной плиты или при несимметричном её нагружении.

В качестве критерия эффективности применения технологии выбурирования принято условие:

$$V_{sp} \geq V_h$$

где V_{sp} – объем грунта, попадающего в зону пластических деформаций, V_h – объем скважины.

В случае, когда условие соблюдается и объем массива грунта, который работает в зоне пластических деформаций, превышает объем цилиндрической полости, считается, что скважина обвалилась по всей глубине, т.е. достигнут требуемый эффект.

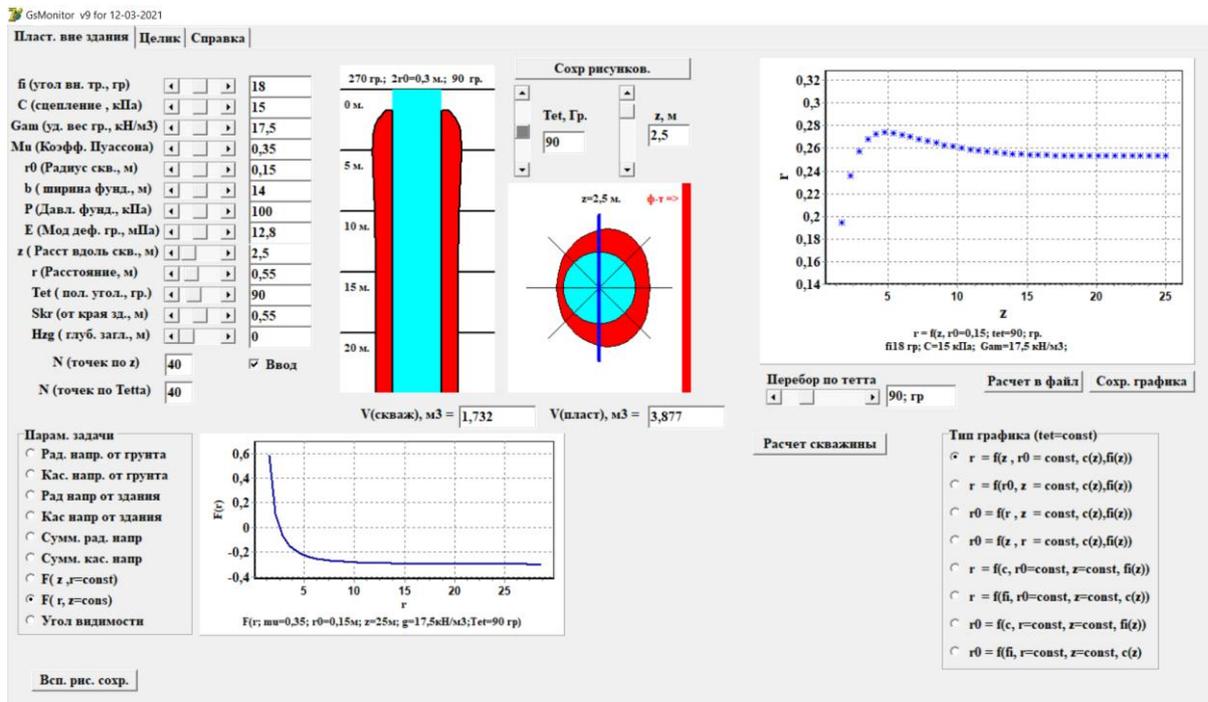


Рисунок 3.13 – Диалоговое окно в программе GsMonitor

Для установления зависимостей по влиянию механических характеристик грунтов на объём грунта, попадающий в зону пластических деформаций, в первом случае фиксировалось сцепление грунта $c=25$ кПа и менялся φ от 0 до 40° . Во втором случае константой был угол внутреннего трения равный 20° , а сцепление изменялось в диапазоне $0-40$ кПа.

Постоянные расчета:

- удельный вес грунта $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$;
- модуль деформации $E = 6 \text{ МПа}$.
- $S_{kr}=1,2$ м – расстояние от центра скважины до края фундамента.
- $D=0,3$ м – диаметр скважины
- $P=100$ кПа – давление под подошвой

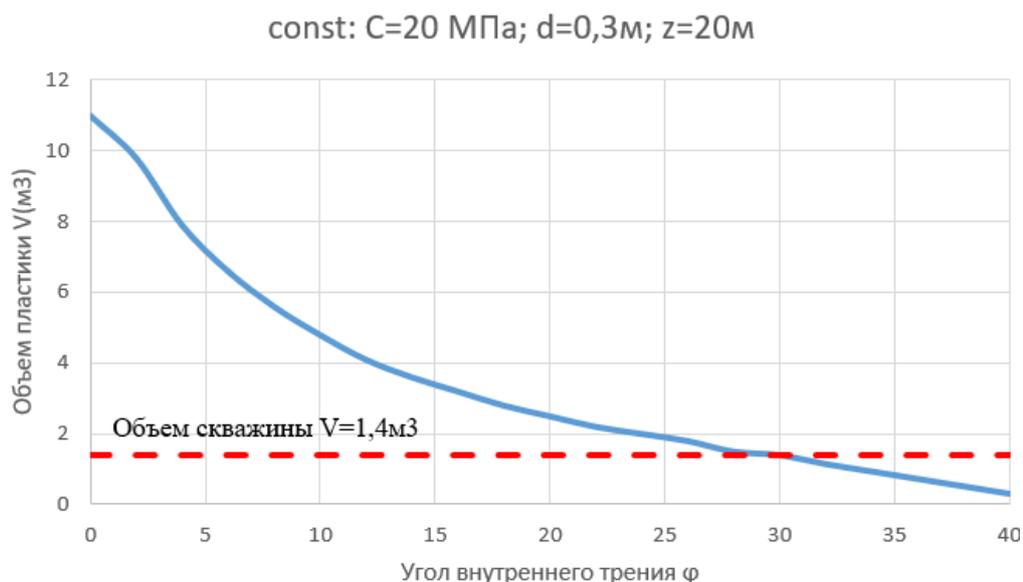


Рисунок 3.14 – График зависимости объёма грунта в пластическом состоянии от угла внутреннего трения

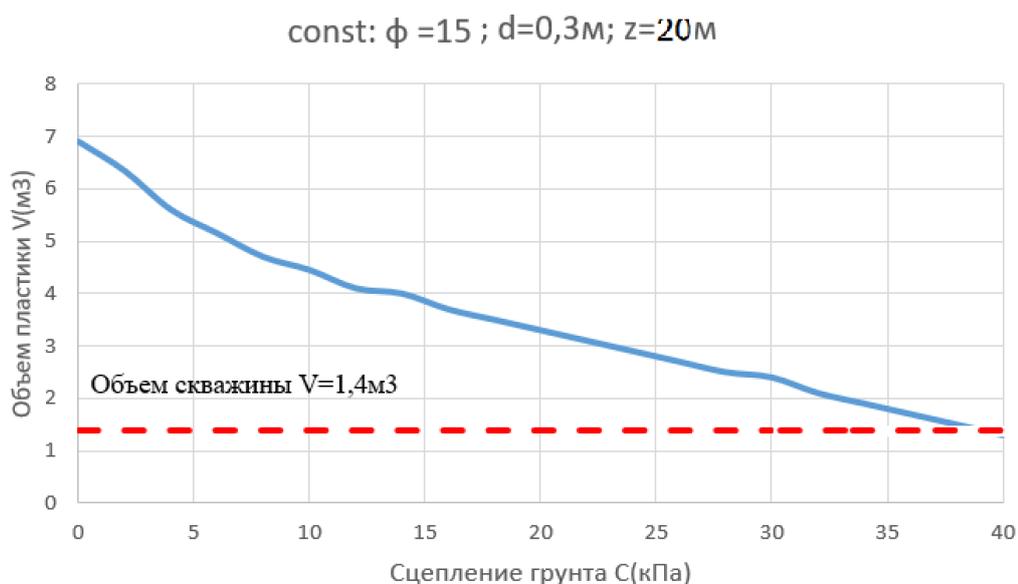


Рисунок 3.15 – График зависимости объёма грунта в пластическом состоянии от сцепления

При обобщении полученных данных из графиков на рисунках 3.14 и 3.15 установлено, что при снижении прочностных характеристик грунта увеличивается эффективность применения технологии выбуривания вертикальных или малонаклонных к вертикали скважин. Исходя из этого можно говорить о том, что наибольшей эффективности по снижению неравномерности осадки можно добиться при выбуривании в слабых сильносжимаемых грунтах. В зависимости от грунтовых условий, геометрии

скважины и напряженного состояния грунтов полученная программа «GsMonitor» позволяет определять эффективность скважины.

Потеря устойчивости грунта в пространстве между скважинами «целик».

Также необходимо рассмотреть случай потери устойчивости грунта в пространстве между скважинами (разрушение целика) в условиях третьего расчетного случая, т. е. с вынесением скважины за фундамент. Для сопоставительного анализа были выбраны два характерных вида грунта: супесь и глина (физико-механические характеристики описаны в табл. 3.3)

Таблица 3.3
Физико-механические характеристики грунтов

№	Грунты	$E, МПа$	$\gamma, кН/м^3$	$c, кПа$	$\varphi, ^\circ$	μ	e
В	Глина мягкопластичной консистенции	15	19,5	43	12	0,38	0,85
Г	Супесь мягкопластичной консистенции	12	19	10	38	0,35	0,85

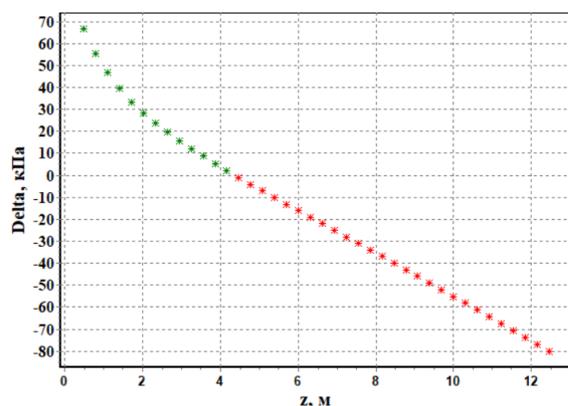
В первую очередь рассмотрено влияние давления под подошвой фундамента на обрушение целика. Рассматриваемый диапазон давлений 100-400кПа. Исходные данные для расчета:

- Характеристики грунтов: таблица 3.3;
- размеры скважины: $d=0,3м.$, $L=12м.$;
- шаг скважин (ширина целика) и отступ от фундамента равен 1,5

метрам.

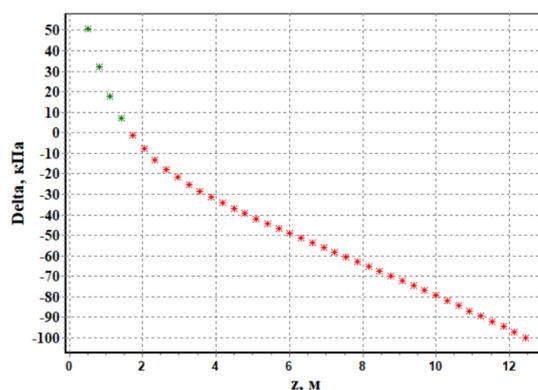
А)

$P=100кПа$ –глина

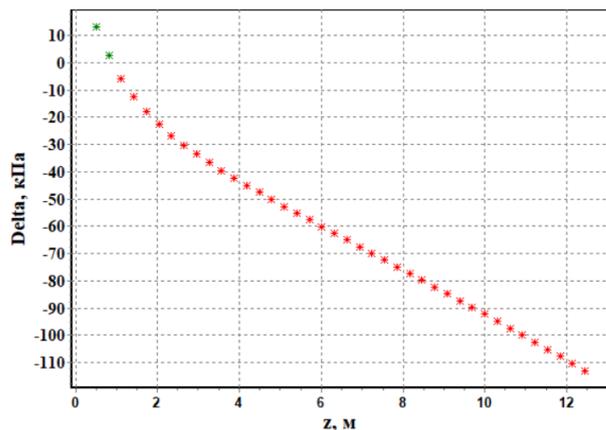


Б)

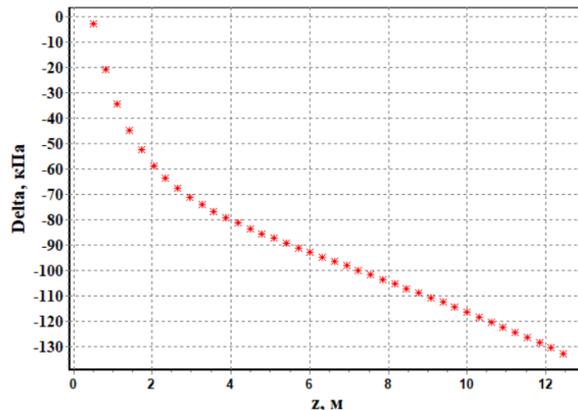
$P=200кПа$ –глина



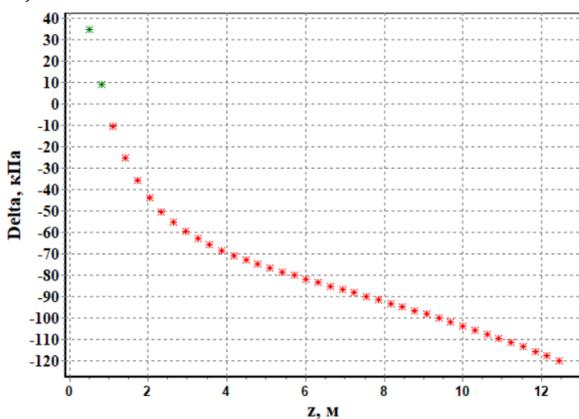
Р=100кПа–супесь



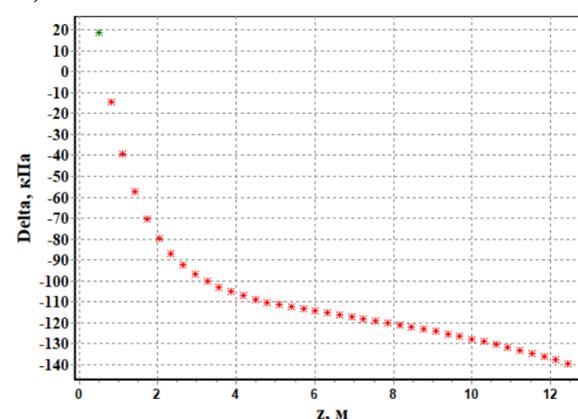
Р=200кПа–супесь



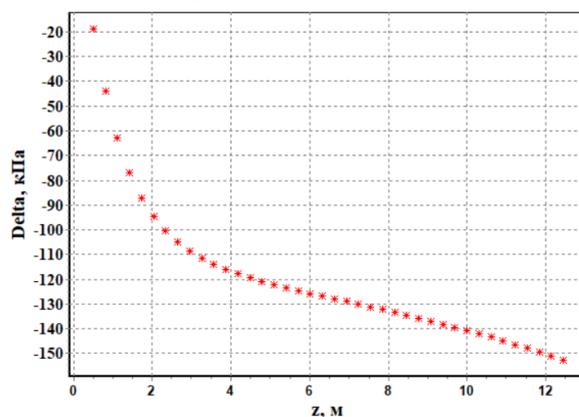
В) Р=300кПа–глина



В) Р=400кПа–глина



Р=300кПа–супесь



Р=400кПа–супесь

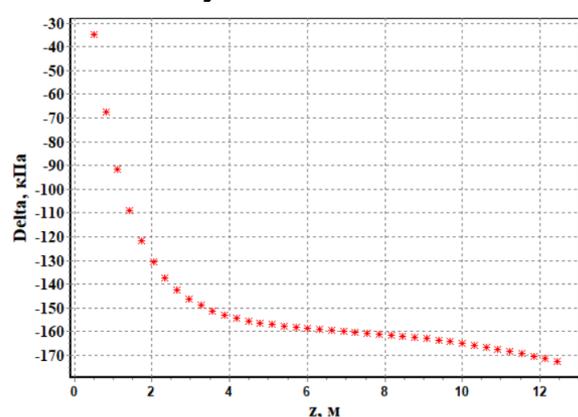


Рисунок 3.15 – Графики зависимости устойчивости целика грунта по глубине, при давлении под подошвой: а) 100кПа, б) 200кПа, в) 300кПа. г) 400кПа (красная зона – целик обрушился)

Для обрушения целика должно соблюдаться условие:

$$\Delta = P_{кр} - P_1 < 0$$

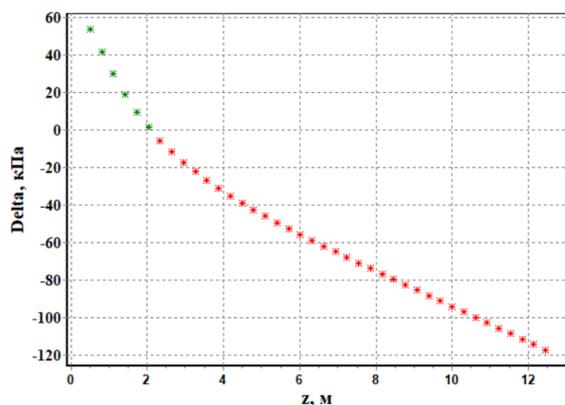
где, $P_{кр}$ - максимальное давление, которое может выдержать целик до обрушения;

P_1 – давление приходящееся на целик на заданной глубине.

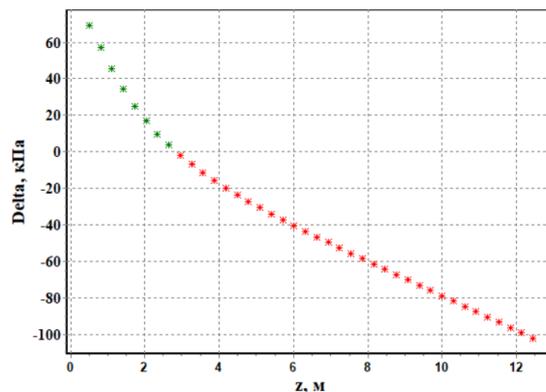
Из графика на рисунке 3.15 можно сделать вывод, что с ростом давления под подошвой обрушение наступает раньше, но влияние давление на устойчивость целика нелинейно.

Важным фактором при обрушении целика будет шаг скважин (ширина целика – а. Исходные данные взяты из предыдущего расчетного случая, давление под подошвой принято $P=200\text{кПа}$.

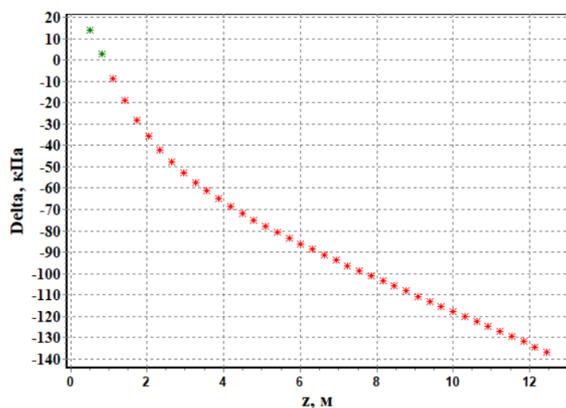
А) $a=0,5\text{ м}$ –глина



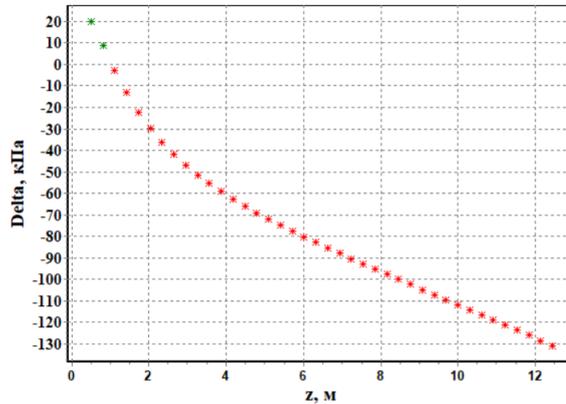
Б) $a=1\text{ м}$ –глина



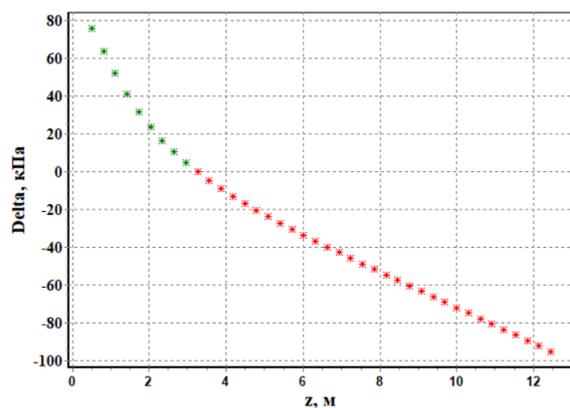
$a=0,5\text{ м}$ –супесь



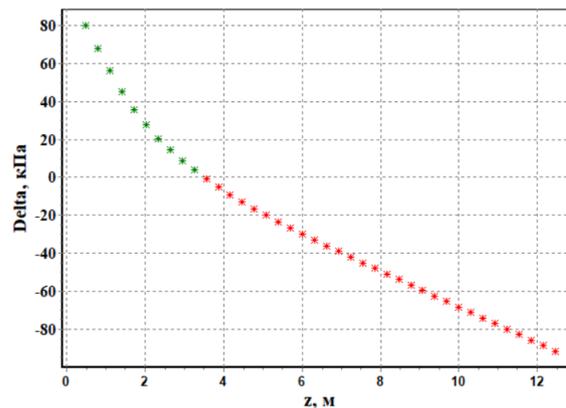
$a=1\text{ м}$ –супесь



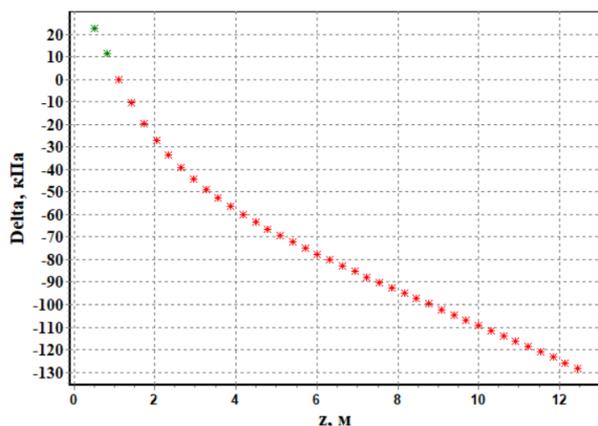
В) $a=1,5\text{ м}$ –глина



В) $a=2\text{ м}$ –глина



$a=1,5$ м –супесь



$a=2$ м –супесь

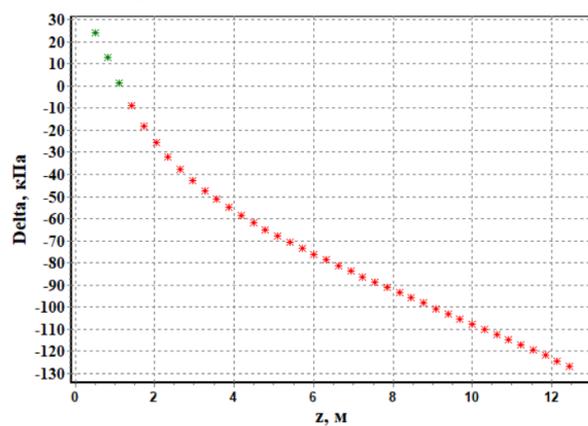
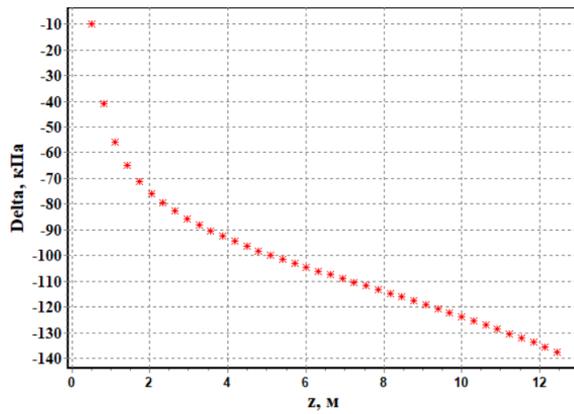


Рисунок 3.16 – Графики зависимости устойчивости целика грунта по глубине, при шаге скважин – А) 0,5м; Б) 1м; В) 1,5м; Г) 2м.

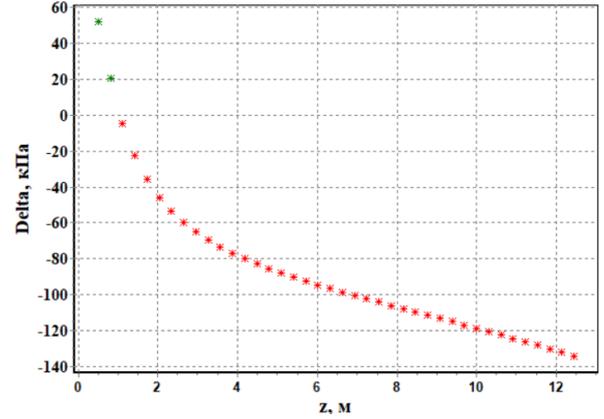
На основании анализа обоих сценариев, а именно обрушения грунта по стенке скважины вследствие появления зон пластических деформаций и обрушения грунта по целику, можно говорить о том, что целик в большинстве случаев обрушается на глубине от 2 метров и далее, в скважине же при расположении вне контура фундамента максимальные радиусы зон пластических деформаций возникают с глубин от 2-ух метров и более, а затем, когда влияние напряжений от фундамента падают, уменьшаются до постоянных значений.

Еще одним регулируемым параметром, влияющим на устойчивость целика грунта, является расстояние от края фундамент до оси скважины. При аналогичных предыдущему расчету исходных грунтовых условиях, геометрии скважины был задан шаг скважин $a=1,5$ метров и давление под подошвой $P=200$ кПа. В качестве изменяемого параметра было назначено расстояния от фундамента до оси скважины – ($S_{кр}$): рисунок 3.17.

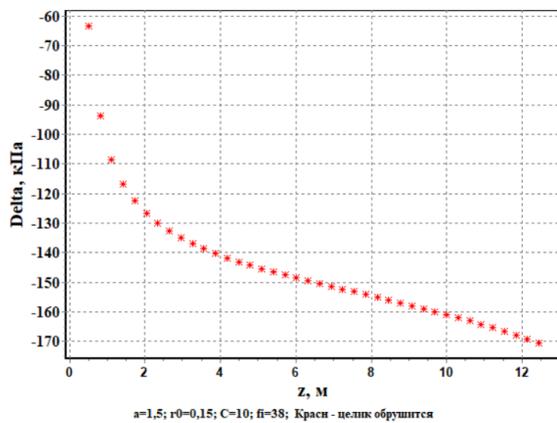
А) $S_{кр} = 0,5$ м –глина



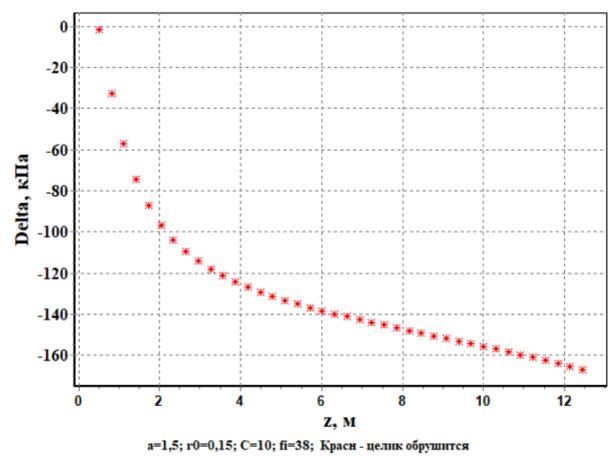
Б) $S_{кр} = 1$ м –глина



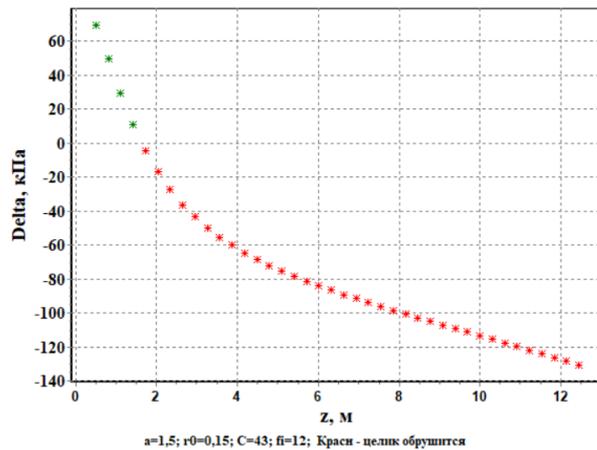
$S_{кр} = 0,5$ м –супесь



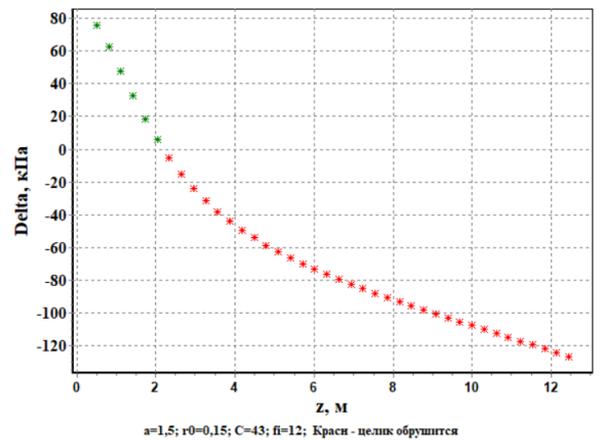
$S_{кр} = 1$ м –супесь



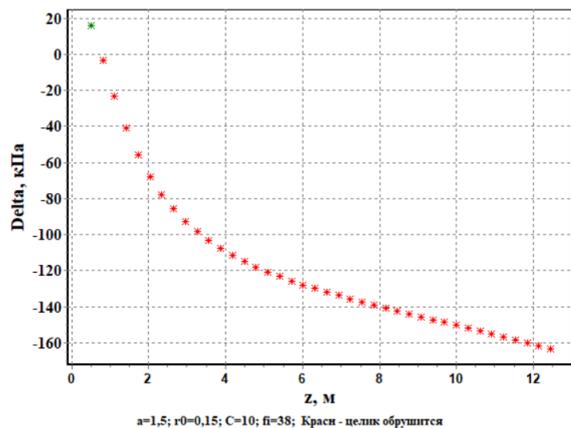
В) $a=1,5$ м –глина



В) $a=2$ м –глина



a=1,5 м –супесь



a=2 м –супесь

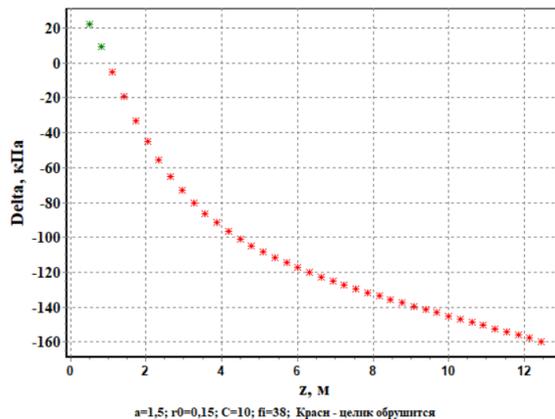


Рисунок 3.17 – Графики зависимости устойчивости целика грунта по глубине, в зависимости от расстояния между скважиной и краем фундамента – А) 0,5м; Б) 1м; В) 1,5м; Г) 2м.

Анализируя полученные зависимости (рисунок 3.17), можно сделать вывод, что бурение эффективнее всего производить не у самого края фундамента, а с определённым «отступом». В рассматриваемом случае наиболее эффективная величина отступа составляла от 0,5 до 1 метров (рисунок 3.17 – А, Б) от края фундамента. Исходя из полученных зависимостей эффективность падает при отступе ($S_{кр}$) более 1,5 метров. Эффективность можно оценивать исходя из размеров зоны обрушения целика, самым эффективным случаем можно считать, когда целик обрушился по всей длине. В общем случае назначение параметра ($S_{кр}$) напрямую зависит от грунтовых условий, давления под подошвой фундамента, геометрии скважины и назначается для каждого конкретного расчетного случая.

Также было рассмотрено влияние прочностных характеристик грунта на устойчивость целика, на примере двух типов грунтов с зеркальными характеристиками: глина (грунт с высоким сцеплением и низким углом внутреннего трения) и супесь (грунт с низким сцеплением и высоким углом внутреннего трения). Установлена зависимость, что при изменяющихся расчетных условиях таких, как давление под подошвой (рисунок 3.15), шаг скважин (рисунок 3.16), отступ скважины от фундамента (3.17), устойчивость целика в 2 – 3 раза выше в грунтах с высоким сцеплением. Отсюда можно

сделать вывод, что большее влияние на устойчивость целика оказывает сцепление грунта.

Таким образом, рассмотрев оба случая разрушения, можно прийти к выводу, что заполнение скважины грунтом, вероятнее всего, будет происходить вследствие обрушения грунта при сочетании обрушения стенок скважины, на основании возникновения зон пластических деформаций и потери устойчивости целика. Сценарий, когда одновременно сочетаются оба фактора, ведет к повышению эффективности и скорости выполнения работ по снижению неравномерности.

3.4. Численное моделирование задачи в программном комплексе Midas

Поставленная задача была смоделирована в программном комплексе Midas GTX NX, первоначально рассматривался I-расчетный случай одиночной скважины в удалении от фундамента в однородном грунтовом массиве с характеристиками, использованными при аналитическом расчете, таблица 3.1. Модель грунта использовалась с критерием прочности Мора-Кулона[6].

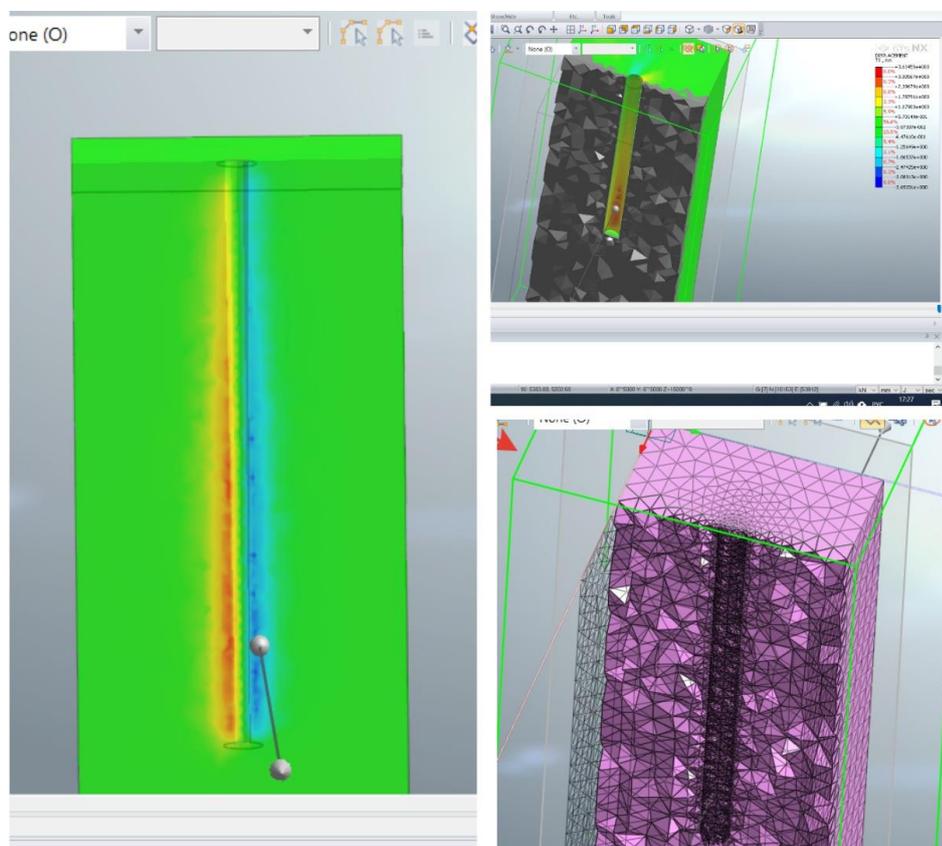


Рисунок 3.18 – Результаты численного моделирования

При моделировании первого расчетного случая рассматривалось влияние прочностных характеристик грунтов на образования зон пластических деформаций вокруг скважины. В качестве изменяемых параметров принимался грунт со сцеплением от 10 до 30 кПа, с шагом 5 кПа и постоянным углом внутреннего трения равным 10^0 . Анализируя данные, полученные в ходе численного моделирования сделаны следующие выводы:

- Для первого расчетного случая с характеристиками однородного грунта по таблице 3.1 картина распространения зон пластических деформаций (рис. 3.18) показала достаточную сходимость с аналитическим расчетом (рис. 3.4).
- При изменении прочностных характеристик грунтов программный комплекс демонстрировал нестабильный результат, расходящийся с фундаментальными понятиями механики грунтов.

Таким образом, можно говорить о том, что численный метод решения поставленной задачи является перспективным, однако требует дальнейших исследований в данной области.

3.5. Выводы по главе 3

1. Аналитические методы расчета, представленные в главе, позволяют определить напряженное состояние грунта при выбуривании скважины в трех основных расчетных случаях: одиночная скважина в отдалении от фундамента, скважина в контуре фундамента, скважина за пределами контура фундамента.

2. Сравнительный анализ первого расчетного случая позволяет установить влияние физико-механических характеристик грунта на НДС вокруг скважины, так с уменьшением сцепления грунта и увеличением угла внутреннего трения зоны пластических деформаций развиваются от устья скважины и с глубины равной $8-10d$ перестают увеличиваться. Такое поведение характерно для несвязных грунтов. В отличии от них, в связных

грунтах зоны пластических деформаций развиваются с больших глубин и увеличиваются пропорционально росту глубины.

3. Установлено, что при одинаковых исходных данных, а именно при физико-механических характеристиках грунта, геометрии скважины, устройство выбуриваемой скважины за контур фундамента позволяет увеличить зону пластических деформаций примерно в 2 раза, тем самым уменьшить частоту бурения и повысить эффективность предлагаемой технологии.

4. Выявлено, что шаг бурения скважин необходимо выбирать из условия пересечения зон пластических деформаций скважин. Так, для рассмотренных расчетных случаев (в контуре фундамента и вне контура), при диаметре скважины 300мм, установлено, что шаг скважин при бурении в пятне здания составляет: $1,5d$, а при бурении в непосредственной близости от фундамента (вне контура) эффективный шаг скважин увеличивается до $-3d$. Это позволяет говорить о высокой эффективности предлагаемого способа выравнивания кренов зданий на слабых грунтовых основаниях.

5. Доказано, что при расположении скважины за контуром фундаментной плиты (третий расчетный случай), можно добиться одновременной потери устойчивости по стенке скважины и по целику. Для каждого конкретного случая предложенная методика расчета позволяет определять глубину потери устойчивости грунта в зависимости от размеров скважины, грунтовых условий, расположения относительно фундамента, давления под подошвой фундамента и тем самым назначать параметры бурения для наиболее эффективного проведения работ по контролируемому выравниванию кренов зданий и сооружений в условиях слабых грунтов.

ГЛАВА 4. ВНЕДРЕНИЕ РАЗРАБОТАННОЙ ТЕХНОЛОГИИ ИСПРАВЛЕНИЯ КРЕНОВ ЗДАНИЙ, НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ, В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ.

Для подтверждения эффективности способа снижения неравномерности осадок, предложенного и разработанного в процессе проведенных экспериментальных лабораторных и теоретических исследований (глава 2, 3), выполнены работы по исправлению кренов строительных объектов в городе Тюмени. Осадки на рассматриваемом объекте развивались во времени, неравномерность развития осадки повлекла за собой увеличивающийся во времени крен здания. Такая ситуация обычно складывается в строящихся или относительно недавно построенных зданиях и сооружениях, когда за отчетный период увеличивается абсолютная осадка и относительная неравномерность, влекущая за собой прогрессирующий крен остова объекта. В подобного рода ситуациях следует в первую очередь добиться стабилизации осадок.

Жилой дом в заречной части г. Тюмени

Внедрение технологии происходило на одном из строящихся объектов в заречной части города. Жилой дом разной этажности, блокированный в плане: «Г-образный», состоящий из четырех секций, которые поделены между собой через деформационные швы. Из них две секции – девятиэтажные и две секции четырнадцатиэтажные, повернутые под прямым углом к девятиэтажным секциям.

Первая секция четырнадцатиэтажная, имеет форму прямоугольника в плане, со свободным торцом имеет размер: 14х22м. Вторая четырнадцатиэтажная секция трапециевидная в плане, блокирована с одной стороны 14-этажной секцией и 9-этажной секцией с другой стороны имеет размеры в плане 14х32м. Две девятиэтажные секции прямоугольные в плане разделены деформационным швом и имеют общий размер 13х35м. Все секции имеют цокольные этажи.

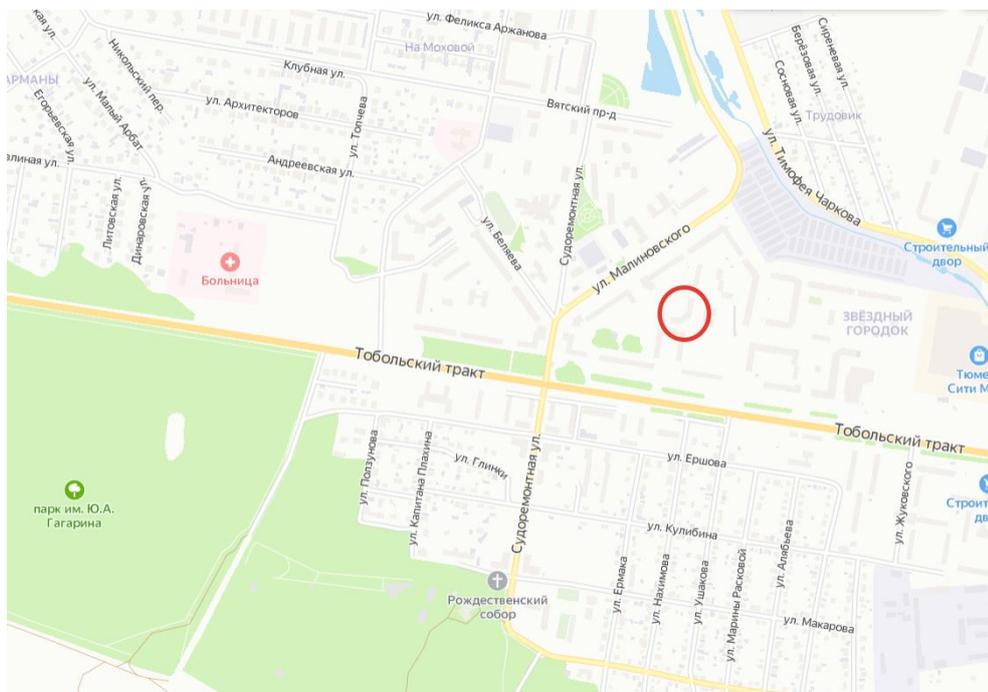


Рисунок 4.1 – Схема расположения объекта исследования

Первая и вторая секция (14 этажей):

- с одной входной группой на каждую секцию;
- трапециевидная и прямоугольная секции имеют общий размер: ширина – 14м и протяженность: 54м;
- отметка верхней точки здания 45м от уровня дневной поверхности;
- этажи выполнены с высотой потолка 2,8 м в чистоте, цокольный этаж имеет высоту 2,2 метра в чистоте;
- жесткость здания обеспечивается несущими и самонесущими стенами, выполненными из керамического кирпича, горизонтальная жесткость обеспечивается дисками перекрытия, выполненными из многопустотных железобетонных плит перекрытия. Несущие стены и перекрытия воспринимают постоянные и временные нагрузки и передают их на конструкции фундаментов, представляющие собой железобетонные блоки ФБС и монолитную железобетонную плиту толщиной 1м. Устойчивость здания обеспечивается совместной работой следующих элементов: фундаментная плита, сборные железобетонные несущие стены подвала, несущие и самонесущие кирпичные стены надземной части, сборные железобетонные перекрытия и лестничные марши.

Третья и четвертая секция (9 этажей):

- с одной входной группой на каждую секцию;
- размер обеих прямоугольных секций составляет 13 × 35 м;
- отметка верхней точки здания 33,6м от уровня дневной поверхности;
- этажи имеют высоту потолка 2,8 м в чистоте, цокольный этаж имеет высоту 2,2 метра в чистоте;
- жесткость здания обеспечивается несущими и самонесущими стенами, выполненными из керамического кирпич, горизонтальная жесткость обеспечивается дисками перекрытия, выполненными из многопустотных железобетонных плит перекрытия. Несущие стены и перекрытия воспринимают постоянные и временные нагрузки и передают их на конструкции фундаментов, представляющие собой железобетонные блоки ФБС и монолитную железобетонную плиту толщиной 1м. Устойчивость здания обеспечивается совместной работой следующих элементов: фундаментной плитой, сборными железобетонными несущими стенами подвала, несущими и самонесущими кирпичными стенами надземной части, сборными железобетонными перекрытиями и лестничными маршами.

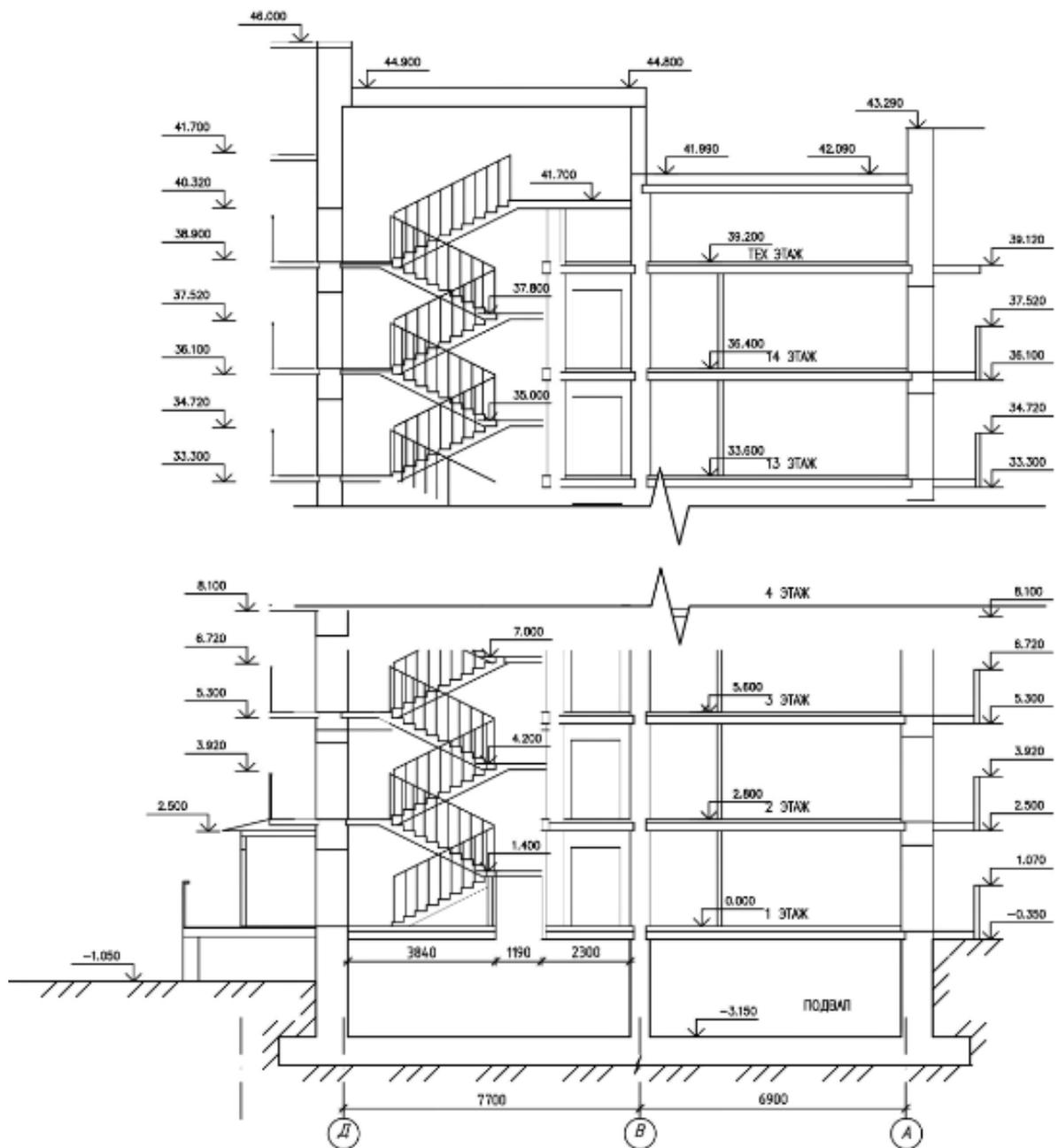


Рисунок 4.2 – Разрез здания

4.1.1. Геологические данные по объекту

В 2012 году были проведены проектные инженерно-геологические изыскания и в 2016 году сделаны поверочные изыскания с целью определения вероятных причин возникновения неравномерных осадок и крена на объекте.

При выполнении контрольных испытаний грунтов образцы отбирались за пределами контура фундаментной плиты и из-под фундаментной плиты (рисунок 4.3).

За пределами фундаментной плиты.

Грунты, расположенные в кровле инженерно-геологического разреза, имеют техногенное происхождение и преимущественно состоят из боя кирпича и другого строительного мусора вперемешку с мелким песком. Мощность техногенного слоя составляет от 1,5 до 2 метров, в отдельных случаях она достигает 3,5м.

За насыпными грунтами следует ИГЭ-1 мощностью 2-2,5м – суглинок тугопластичный. Затем в большинстве скважин выделяется ИГЭ-2: суглинок мягкопластичный с включениями песка. Далее ИГЭ-3 песок мелкий с включениями из глинистых грунтов, преимущественно суглинок и супесь, толщина слоя варьируется от 3 до 7 метров. Затем вскрывается ИГЭ-4 на глубинах от 10 метров и далее. В ИГЭ-4 преимущественно встречаются пески мелкие, но также обнаруживаются включения пылеватого песка. В таблице 4.1 приведены контрольные физико-механические характеристики под литерой «Г».

Изыскания, проведенные в контуре фундаментной плиты (рис.4.2).

В рамках контрольных испытаний были отобраны образцы из-под фундаментной плиты. Отбор проб производился при помощи задавливаемого ручным гидравлическим домкратом пробоотборника. Работы велись из цокольного помещения в здании. По результатам лабораторных исследований были выявлены те же инженерно-геологические элементы, что и за пределами фундаментной плиты. Однако стоит отметить, что для ИГЭ-1 и ИГЭ-2 суглинки поменяли свою консистенцию на тугопластичную и мягкопластичную соответственно. Очевидно, что изменение консистенции повлекли за собой увеличение деформационных и прочностных характеристик, так в ИГЭ-1 модуль деформации увеличился на 20%, сцепление увечилось на 15%, угол внутреннего трения остался неизменным, в ИГЭ-1 модуль деформации увеличился на 17%, сцепление увечилось на 11%, угол внутреннего трения остался неизменным.

Все дальнейшие поверочные расчеты осадки и определение полей напряжения вокруг скважин производились из условий физико-механических

характеристик, приведенных в таблице 4.1 под литерой «Г». Характеристики в таблице 4.1 под литерой «В» приведены для сравнения изначальных данных при проектировании здания, очевиден тот факт, что ошибки при определении характеристик грунтов стали одной из причин образовавшейся ситуации [27].



Рисунок 4.3 – Отбор проб грунта из контура фундаментной плиты

Различия, выявленные уточняющими инженерно-геологическими изысканиями грунтов в контуре и за контуром фундаментной плиты, незначительны, однако изменение консистенции грунтов с мягкопластичных до тугопластичных, вызвано значительной осадкой здания, (до 50 см.) и доуплотнением основания. Процессы, сопровождающие значительные деформации в основании, а именно снижение пористости и отжатие воды из-под плиты фундамента, вызывают изменение в физических и механических характеристиках грунта.

Таблица 4.1

Сравнительная таблица характеристик грунтов, В- инженерно-геологические изыскания от 2012г.; Г-контрольные инженерно-геологические изыскания от 2016г.

№	Мощность, м	Грунты	$E, МПа$		$E_k, МПа$		$\gamma, кН/м^3$		$c, кПа$		$\varphi, град$	
			<i>В</i>	<i>Г</i>	<i>В</i>	<i>Г</i>	<i>В</i>	<i>Г</i>	<i>В</i>	<i>Г</i>	<i>В</i>	<i>Г</i>
1	2,1	Суглинок мягкопластичный	13,7	8,4	3,8	2,4	19,1	19,5	22	18	21	12
2	4,7	Суглинок текучий и	6,3	2,7	2,1	1,1	18,8	17,8	15	10	14	10

		текучепластичный										
3	4,6	Переслаивание мелкого песка с супесью и суглинком	20,6	20,6	20,6	20,6	20,1	19,6	9	9	27	27
4	11,5	Песок мелкий пылеватый с прослоями супесей и суглинка	29	29	29	29	20,6	20,6	3	3	31	31

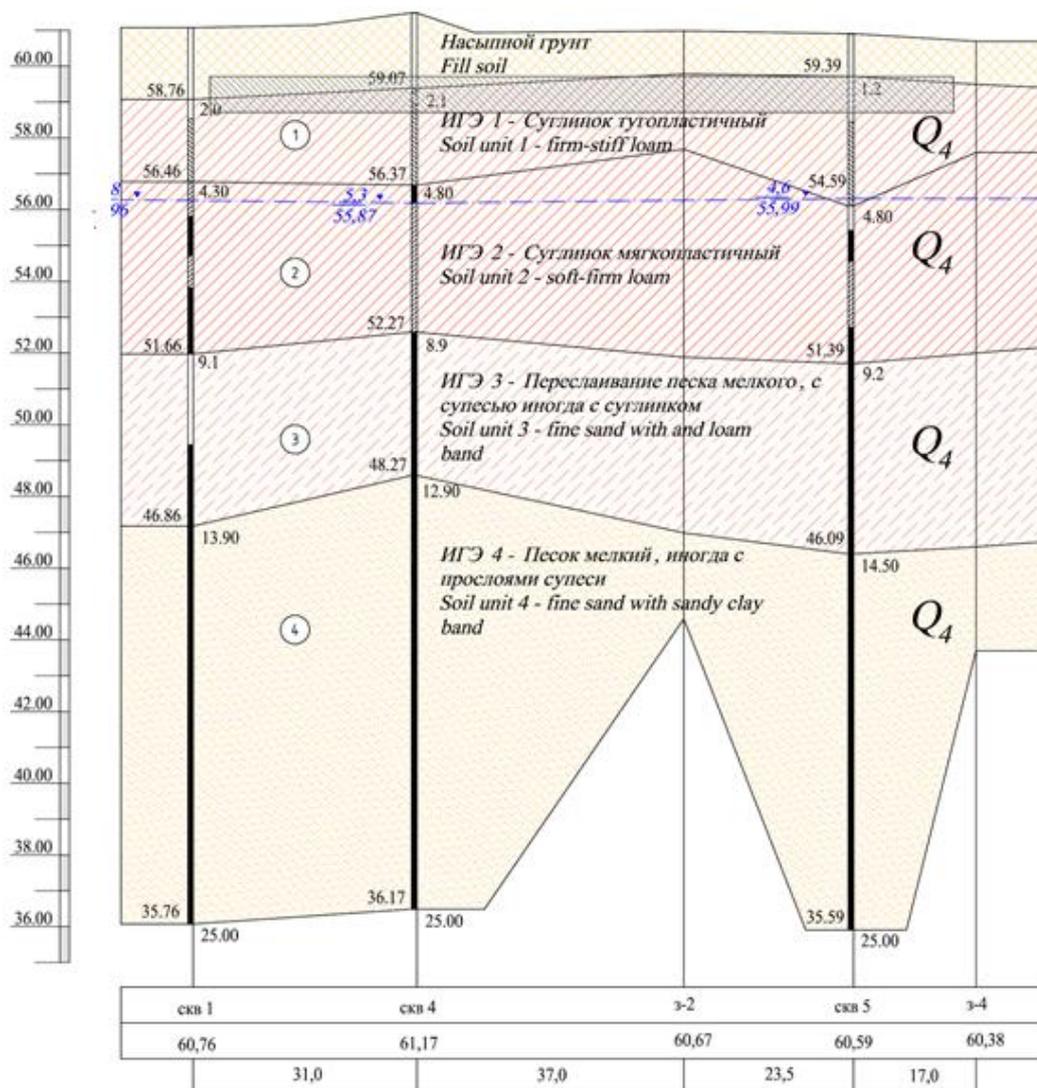


Рисунок 4.4 – Инженерно-геологический разрез по результатам геологии проведенной в 2016 году

Из результатов проведения контрольных инженерно-геологических испытаний можно сделать вывод, что в первом и втором инженерно-геологических элементах механические характеристики грунта оказались значительно ниже, чем данные первоначальных исследований, а именно

уменьшились сцепление грунта на 30%, угол внутреннего трения на 45%, и модуль деформации уменьшился в среднем в два раза. Эти факты могли стать одной из причин, которая повлияла на развитие неравномерности осадок фундамента.

4.1.2. Техническое состояние объекта до выполнения работ по снижению неравномерности осадки

В ходе комплексного обследования строительных конструкций рассматриваемого объекта, а также проведения контрольных инженерно-геологических испытаний, выявлены следующие отклонения и дефекты:

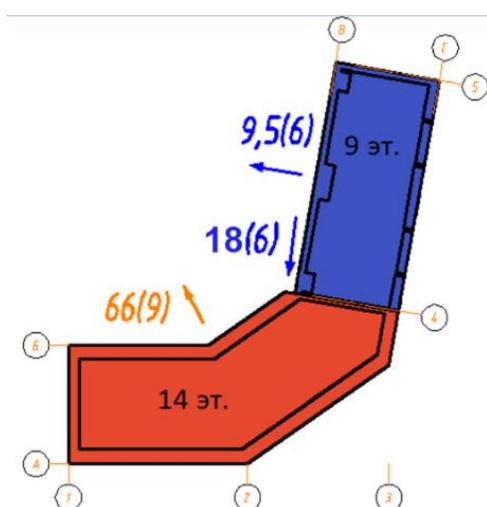


Рисунок 4.5 – Горизонтальное отклонение секций здания от вертикали в (см); в скобках приведены предельно допустимые значения в (см)

1. Определено, что на период проведения обследования (май 2015 года), относительная разность осадок для девятиэтажной секции составляла 0,0045 в сторону дворового фасада здания и 0,0057 в сторону второй(четырнадцатиэтажной секции), для первой и второй секции (14-этажной) к маю 2015 года относительная неравномерность осадки составила 0,015 в сторону дворового фасада здания, что превышает допустимое нормативное значение более чем в 6 раз.
2. В ходе проведения геодезического мониторинга для девятиэтажной секции разность осадок по разрезу торца здания составила – 18см, для четырнадцатиэтажных секций разность осадок между крайними точками торца здания составила 285мм, что привело к отклонению остова здания от горизонтали на 66,2см, что превысило нормируемое значение более чем в 7 раз (рисунок 4.5).

3. По результатам инструментального обследования несущих и ограждающих конструкций в результате образовавшегося сверхнормативного крена жилого здания, не обнаружено отклонений и присвоено техническое состояние как работоспособное.

При этом следует отметить, что дальнейшее увеличение крена здания могло вызвать разрушение простенков и перекрытий вследствие изменения схемы действия нагрузок в конструкциях (отклонение простенка от вертикали влечет за собой возникновение срезающих усилий, увеличивающихся пропорционально росту крена). [18].

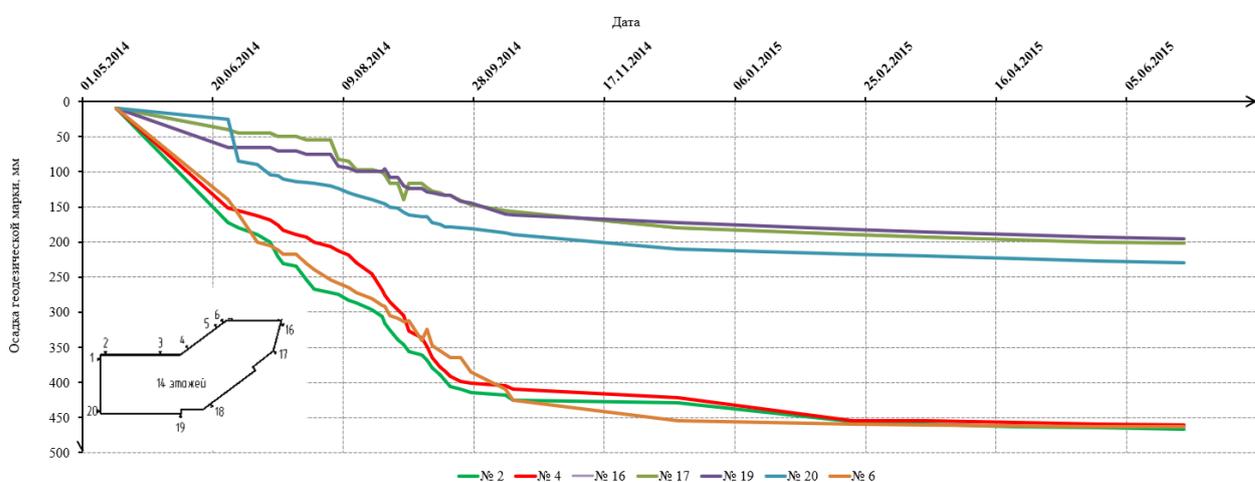


Рисунок 4.6 – Данные о фактических осадках на момент завершения строительства

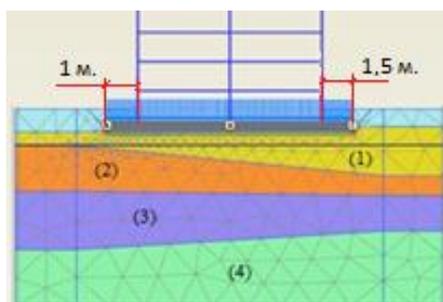


Рисунок 4.7 – Характер напластования грунтов (характеристики слоев соответствуют таблице 4.1)

Причиной возникновения неравномерных осадок фундамента послужили такие факторы:

- смещение центра тяжести надземной части здания в сторону двора относительно фундаментной плиты;
- неравномерное напластование грунтов с выклиниванием слоев (рисунок 4.7);
- ошибки на этапе инженерно-геологических испытаний как следствие ошибки при выборе типа фундамента;
- устройство части котлована на месте бывшего овощехранилища, без проведения работ по рекультивации и отсыпке с последующим уплотнением грунта.

При поверочных расчетах в программном комплексе «Plaxis 3D» сложившейся ситуации с использованием данных поверочных инженерно-

геологических изысканий, проведенных в 2016 году, максимальная осадка составила $S_{\max}=49,5$ см., максимальная разность осадок $\Delta S_{\max}=25,1$ см. (рисунок 4.8). При моделировании ситуации на объекте в программном комплексе использовалась модель с критерием прочности Мора-Кулона. Использование данной модели обусловлено её пригодностью для данного типа задач по определению абсолютной и неравномерной осадки здания.

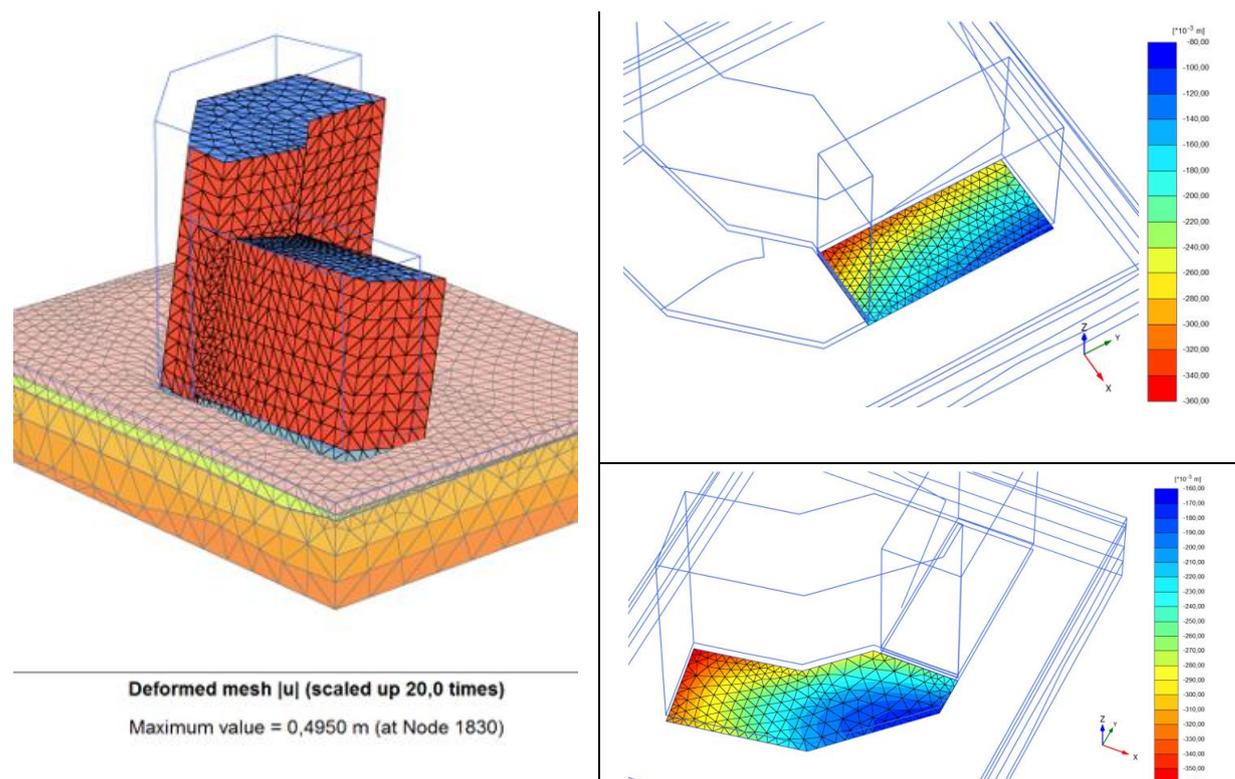


Рисунок 4.8 – Картина полей напряжения в результате проведения численного моделирования объекта строительства

Анализируя данные, полученные по итогам численного моделирования, с данными мониторинга на этапе окончания строительства в 2015 году, получена сходимость результатов по максимальной осадке до 96%, по разности осадок до 88%, по итогам такого результата можно говорить об адекватности поверочных инженерно-геологических изысканий и, как итог, результатах численного моделирования.

4.1. Технология и особенности проведения работ

Рассмотрим технологию производства работ при выравнивании объектов путем выбуривания грунта на примере сооружения, описанного в пункте 4.1.1 данной главы.

При увлечении неравномерных осадок фундамента за отсчетный период времени, т.е. в условиях прогрессирующего крена, первым этапом важно обеспечить стабилизацию основания и прекратить или значительно замедлить увеличение крена остова здания. Для этого необходимо улучшить свойства основания одним из известных способов, только после этого можно приступать к работам по снижению неравномерности осадки.

Существует множество способов по закреплению грунтов основания, но наиболее подходящими из них при работах по стабилизации осадок с последующим выправлением крена являются такие способы, как цементация, химическое закрепление грунтов, смолизация и силикатизация.

Главными преимуществами, способствующими применению данных технологий в условиях неравномерных, нестабилизированных осадок, являются:

- улучшаются свойства грунтового основания за счет повышения механических характеристик грунта при введении в грунт специальных составов;
- элемент усиления не связан жестко с фундаментом, что в дальнейшем позволяет производить работы по исправлению крена здания;
- технологическая доступность проведения работ по усилению оснований в стесненных условиях;

Для выполнения работ по регулированию геометрического положения на объекте в городе Тюмени была применена цементация по манжетной технологии, помимо «плюсов», перечисленных выше важными преимуществами, стали:

- минимальные технологические осадки, что важно при работах на объектах, уже получивших значительные абсолютные и неравномерные осадки;
- экологичность метода в отличие от силикатизации и смолизации

Буроинъекционные сваи устраивались по средствам нагнетания инъецируемого раствора в грунт через иньектора. Для равномерной прокачки всего ствола иньектора использовалось устройство «пакер» двойного действия, с возможностью перекрывать нижний и верхний уровень при прокачке раствора. Глинистые грунты иньецируются в режиме гидроразрывов. Главной целью создания в грунте гидроразрывов — это повышение деформационных характеристик грунта. В случае с прогрессирующими осадками ожидаемым эффектом после работ по иньецированию основания является значительное замедление или полная остановка осадок.



Рисунок 4.9 – Применение манжетной технологии

В результате иньекции происходит повышение механических и деформационных характеристик грунта, что стабилизирует или прекращает осадки и в последствии позволяет безопасно производить работы по дальнейшему регулированию геометрического положения.

Работы велись в период марта – апреля 2015 года. В соответствии с трудами А.Л. Ланиса и И.И. Сахарова определялось требуемое значение для

инъекции одного метра погонного инъекционной сваи, выполненной по манжетной технологии, для уточнения расчетных данных и характеристик закрепленного грунта на площадке проводились контрольные испытания.

Всего для закрепления наиболее просевшей части здания был проинъектирован цементный раствор, с добавлением бентонитовой глины и силиката натрия в общем объеме – 250 м³. Следует отметить, что при выполнении гидроразрывов в основании 9-этажная секция приподнималась, до 15мм и затем в процессе релаксации напряжений опускалась до начального уровня либо с остаточным поднятием 1-3мм, 14-этажная секция практически не имела поднятия и опускалась после нагнетания на 1-1,5мм.

Результатом работ стала остановка нарастания неравномерности осадки, об этом свидетельствуют данные мониторинга, приведенного на рисунке 4.15 и 4.16.

После завершения первой стадии и стабилизации осадок фундамента производилось выбуривания вертикальных скважин со стороны с наименьшими деформациями основания (рисунок 4.10).



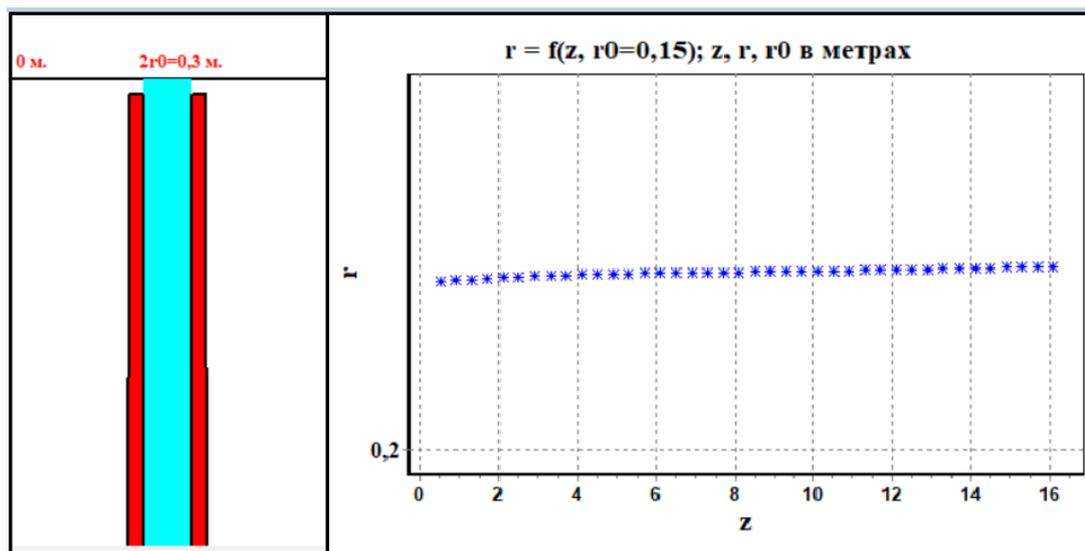
Рисунок 4.10 – План фундаментной плиты с расположением на нем скважин и инъекторов (синий цвет – этап I: закрепление основания; красный цвет – этап II: выбуривание грунта; зеленый цвет – этап III: закрепление основания по периметру)

Выбуривание грунта велось со стороны, противоположной крену. Первоначальным проектом предполагалось выполнение скважины в контуре здания и вдоль фундаментной плиты (вне контура), но как можно ближе к ее краю, следующий цикл разбуривания назначался после визуальной оценки состояния скважин на предмет ее затягивания грунтом, скважина считается заполненной при наличии в ней грунта более чем на $2/3$ ее длины. Однако, после начала работ, в ходе визуальных наблюдений было установлено, что скважины в контуре фундаментной плиты заполняются грунтом не более, чем на $1/3$ длины или совсем не обрушаются. Основываясь на данных наблюдения, было принято решение в дальнейшем не производить бурение в контуре здания, по причине его низкой эффективности и технологической сложности работ в стесненных условиях цокольного этажа, в отличие от бурения вне контура фундамента. В дальнейшем при разработке теоретической базы для назначения параметров бурения данные выводы были подтверждены расчетом по методике, представленной в главе 3. Еще одним важным фактором является глубина скважин. На первом цикле выполнялись скважины глубиной $L=8$ м. от дневной поверхности. В результате наблюдений за процессом обрушения стенок скважин и затягиванием их грунтом, на основании мониторинга, который производился параллельно с ходом работ, было установлено, что восьмиметровые скважины низкоэффективные, так как скважины затягивались грунтом не более чем на $1/3$ от глубины, и, по результатам наблюдения, за осадками неравномерность практически не снижалась. В последствии глубина была увеличена до 10 м, а затем до 12 м, что дало видимый результат по снижению неравномерности осадок (рисунок 4.15 и 4.16). Натурные наблюдения на объекте в последствии подтвердились расчетными данными (рисунок 4.11), максимальные радиусы зон пластических деформаций наблюдались на отметках от 2,5 до 8 метров от устья скважины, с учетом глубины заложения фундамента равной 3,1 метра, рекомендуемая

эффективная глубина бурения составляет 11,1 метра, на объекте применялись скважины глубиной $L=12$ м.

При расчетах напряженного состояния грунта использовались исходные данные, приведенные в пункте 4.1 данной главы, размеры скважин при моделировании в программе «GsMonitor» принимались согласно проекту, а именно диаметром $d=0,3$ м, длиной $L=12$ м. от земной поверхности.

а)



б)

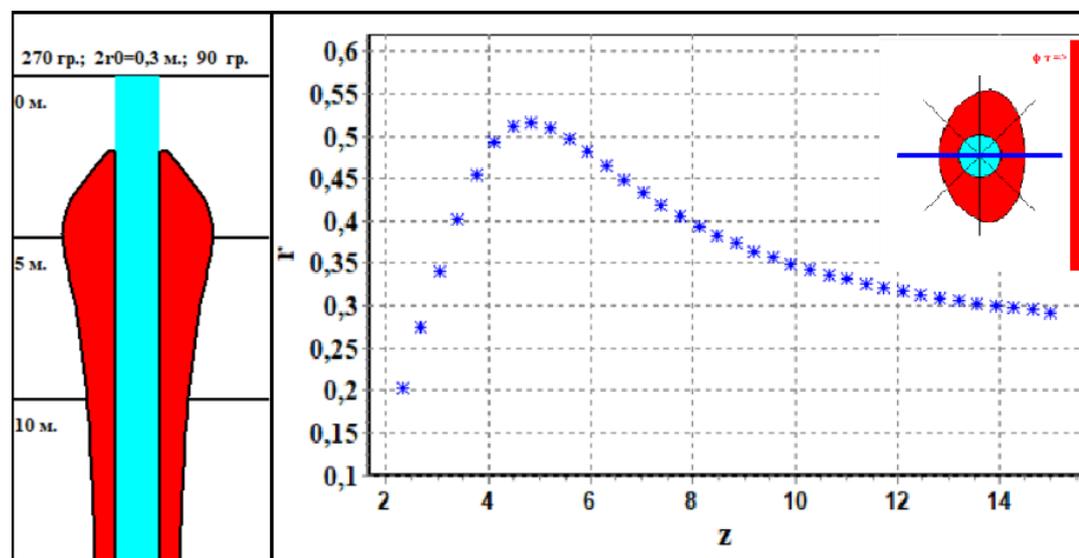


Рисунок 4.11 – Определение напряженного состояния вокруг скважины в программе «GsMonitor» на объекте в г. Тюмень: а) скважина в контуре фундамента б) скважина вне контура

Из графиков, приведенных на рисунке – 4.11, можно установить, что при вынесении скважины за контур фундамента радиус зоны пластических

деформаций увеличивается до двух раз. Объем грунта, попадающего в зону пластических деформаций (красным цветом на рис. 4.11), при бурении в контуре: $V_{пл1}=1,91\text{м}^3$, вне контура: $V_{пл1}=7,21\text{м}^3$, то есть только вынесение скважины за контур фундамента позволило увеличить зоны запредельной работы грунта в 3,7 раза.

В целях предотвращения образования обратного крена необходимо установить регулярный мониторинг (не менее двух раз в течении 5 лет) за положением здания и назначать циклы бурения с учетом динамики исправления здания. В своей работе Пулатов А.П. [89] утверждает, что необходимо останавливать бурение, когда остаточный крен составляет 25% от первоначального. На практике, при достижении среднего значения крена, равного предельно допустимым величинам в соответствии с СП, работы по выбуриванию скважин были прекращены. Сразу после этого начался этап усиления основания цементацией по манжетной технологии со стороны скважин ослабления (III этап), затем инъецируется грунт основания по всему периметру фундаментной плиты.



Рисунок 4.12 – Работы по выбуриванию скважин

Далее производилась ликвидация пробуренных скважин, в том числе и не затянувшихся, и выполнялась обратная засыпка траншей с послойным уплотнением грунта.

4.2. Результаты наблюдения за деформациями на объекте

С целью установления геометрического положения исследуемых секций жилого дома проводился геотехнический мониторинг [74,75], результатом которого стало определение неравномерности осадок и фиксация горизонтальных перемещений остова здания, которые формируют крен. Данные по мониторингу собирались в период с начала строительства в 2013 году и до 2020 года включительно (рисунок 4.16, 4.17).

После окончания возведения остова здания в ходе инструментального обследования был обнаружен значительный крен здания в сторону дворовой части, выражающийся в заметной разнице в ширине зазора между девяти – и четырнадцатипятиэтажными секциями, а также визуальном «заваливании» остова здания в сторону двора. Остов здания четырнадцатипятиэтажной секции отклонился от вертикали на 662мм во двор. Абсолютные максимальные осадки составили: 50,2 и 33,2 см для четырнадцатипятиэтажной и девятиэтажной секции соответственно (рисунок 4.16, 4.17).

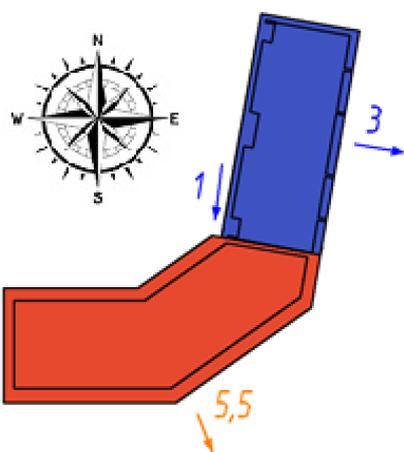


Рисунок 4.13 – Горизонтальное отклонение секций здания от вертикали на период 12.02.2020 в (см)

В результате поэтапного производства работ, начавшегося в феврале 2015 года, удалось остановить прогрессирующую абсолютную и неравномерную осадки фундаментной плиты, затем приступить к ее выравниванию и уменьшить относительную разность осадок до $i=0,00054$ для 14-этажной секции и $i=0,00027$ для 3 и 4 секции (9 этажей). Горизонтальное перемещение для девятиэтажной и четырнадцатипятиэтажной секции на период марта 2019 года составляет 3 и 5,5 см, при максимальных значениях для данного типа задний 6 и 9 см соответственно.

Работы по бурению были закончены в октябре 2016 года, полностью объект сдан в октябре того же года, основные этапы отражены на рисунке 4.14.

Дальнейший мониторинг не показал развития абсолютных и неравномерных осадок, а также появления контеркрена здания.

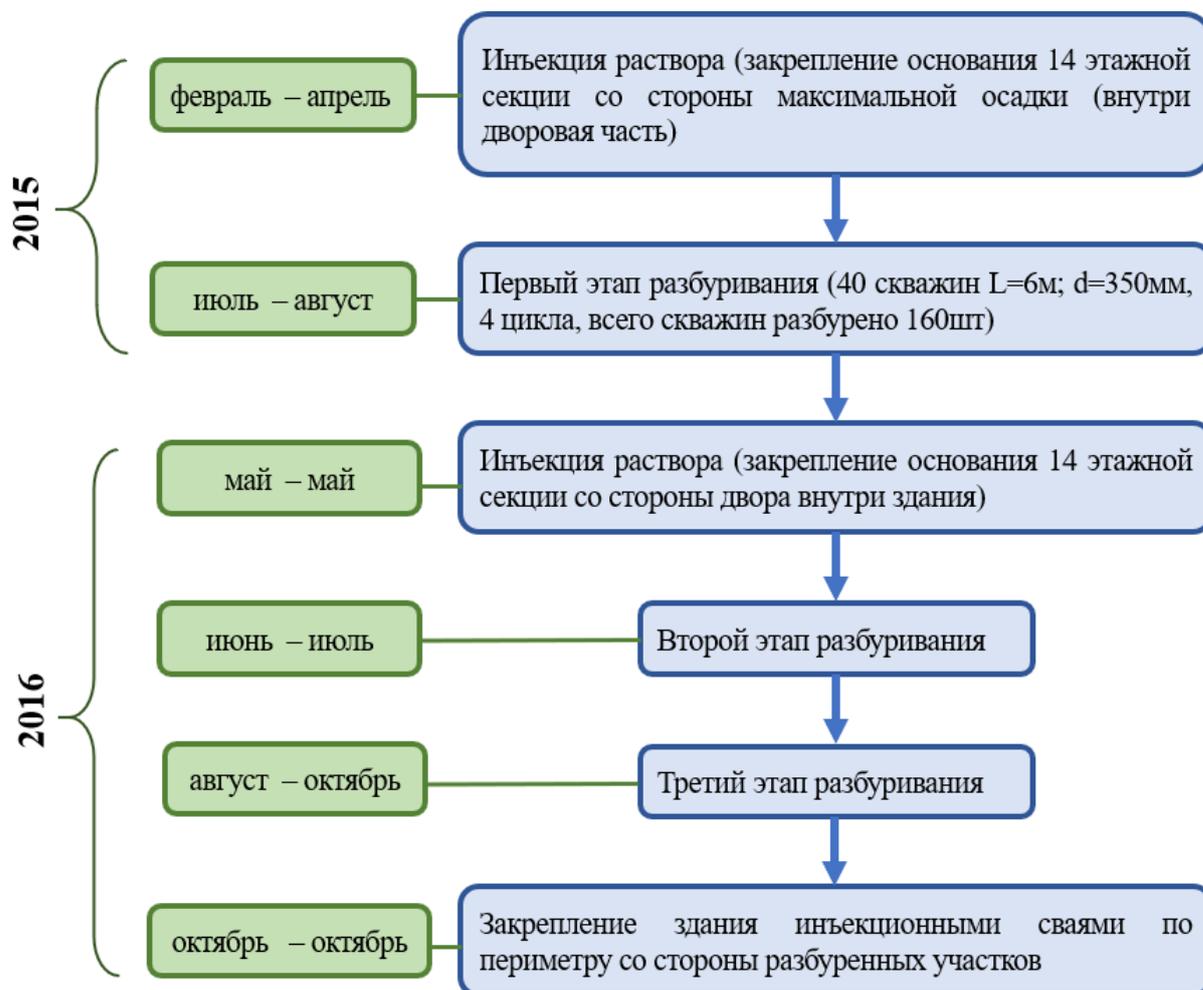


Рисунок 4.14 – Хронология производства работ на объекте

4.3.1. Определение объема выбуриваемого грунта

В процессе бурения был установлен факт, который может быть принят в качестве критерия назначения количества циклов выбуривания скважин, а именно объем «выдавливаемого» клина (рисунок 4.15) в основании под подошвой здания при опускании за счет выбуривания достаточно точно коррелирует с суммарным объемом выбуренного грунта (сходимость до 10%). В ходе производства работ по выбуриванию для каждой секции подсчитывался объем удаляемого грунта, так для четырнадцатипятиэтажной секции всего было выбурено 115,2 м³ грунта, для девятиэтажной секции 93 м³.

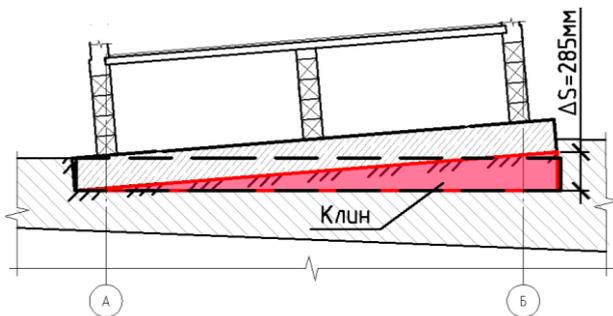


Рисунок 4.15 – Массив грунта «клин» (красным цветом), который необходимо удалить для выравнивания здания

Установлено также, что в угловых зонах необходимо назначать более частый шаг скважин, очевидно в силу большей жесткости грунта в этих зонах, по причине условий работы основания, отличающегося от условий плоской задачи, моделируемой в программе «GsMonitor».

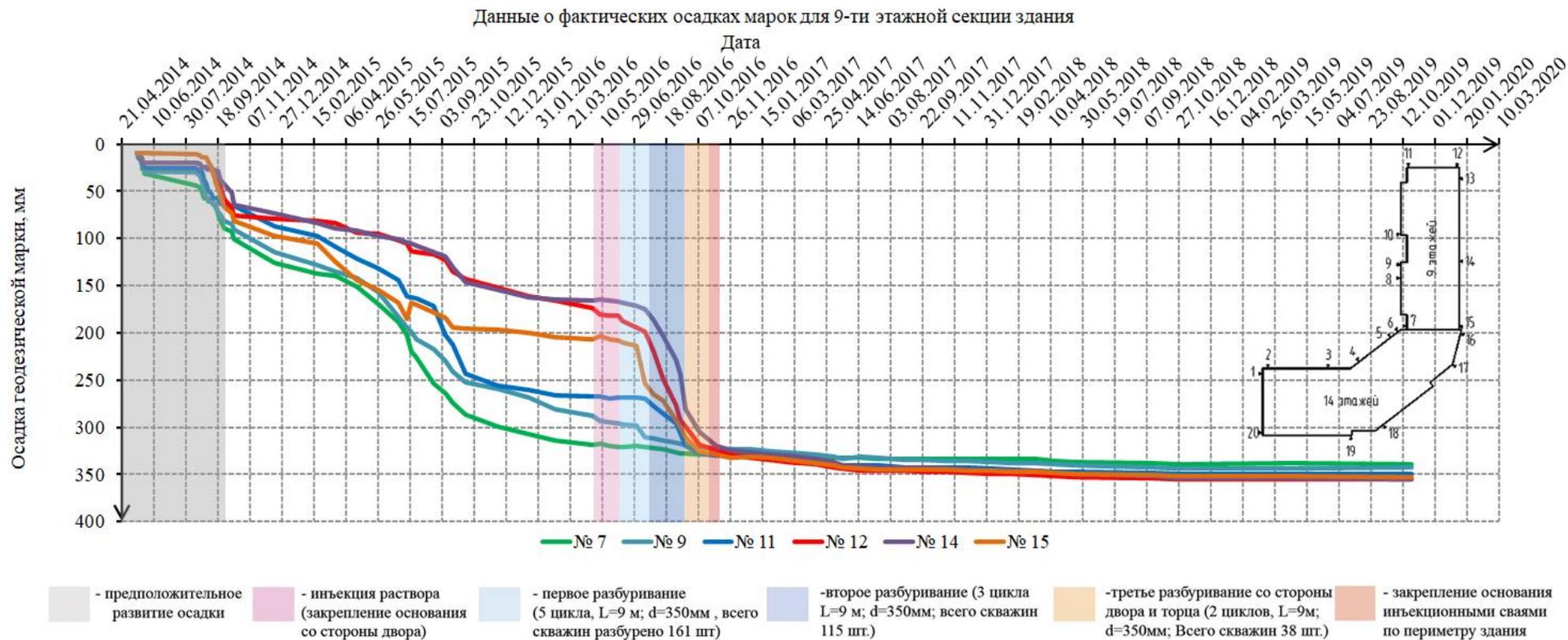


Рисунок 4.16 – Данные по осадкам марок 9-ти этажной секции

Данные о фактических осадках марок для 14-ти этажной секции здания

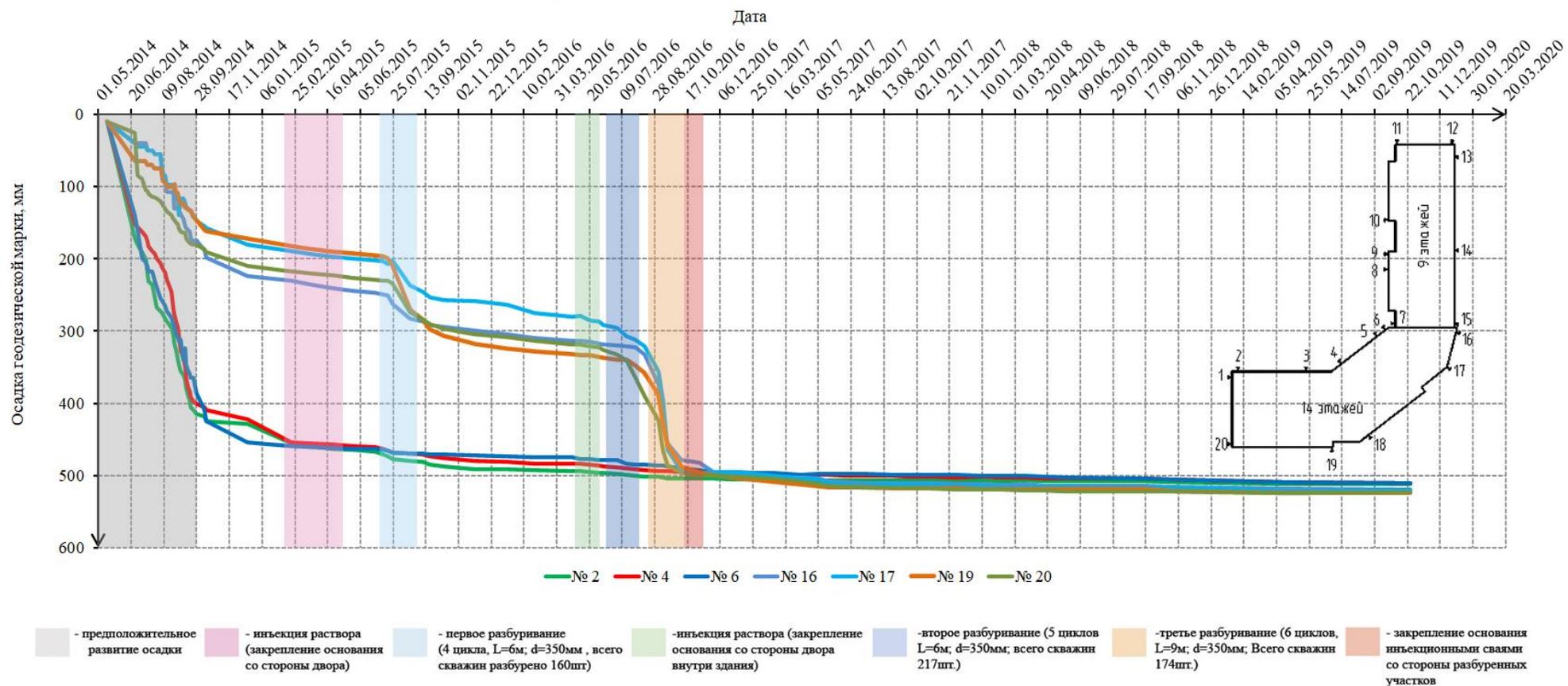


Рисунок 4.17 – Данные по осадкам марок 14-ти этажной секции

4.3. Выводы по главе 4

1. На основании геотехнического мониторинга установлено, что расположение скважин вне контура фундаментной плиты повышает эффективность метода выбуривания вертикальных скважин, что в последствии подтверждается аналитическими исследованиями приведенными в главе 3.
2. Выявлено, что в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов, прирост радиуса зоны пластических деформаций при вынесении скважины из контура фундаментной плиты увеличивается до двух раз, эффективность исправления крена существенно зависит от глубины скважины.
3. Применение манжетной технологии, способствовало замедлению, прогрессирующей неравномерности осадок многоэтажных зданий до 0,3 мм/мес, что позволило в дальнейшем приступить к регулированию геометрического положения объекта.
4. Выявлен факт примерного равенства, в пределах 10%, объема выбуриваемого грунта из скважин объему клина, выдавливания грунта из-под фундамента при выправлении крена, что рекомендуется использовать как критерий назначения технологических и геометрических параметров скважин.
5. Таким образом, разработанный способ исправления кренов и предложенный метод расчета основных геометрических параметров бурения вертикальных скважин доказали свою эффективность на практике, а именно позволили назначать шаг и глубину бурения при известном диаметре скважины, а также определить расположение скважин (в или вне контура фундаментной плиты), для контролируемого изменения геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах в условиях залегания слабых грунтов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В диссертационной работе разработан и обоснован эффективный метод регулирования геометрического положения зданий и сооружений на плитных фундаментах, позволяющий контролируемо приводить объекты в требуемое пространственное положение путем выбуривания грунта вертикальными или малонаклонными к вертикали скважинами, в условиях оснований, сложенных слабыми пылевато-глинистыми грунтами,

1. При возникновении неравномерных осадок в условиях сложных и нестабилизирующихся кренов плитных фундаментов, в основании которых залегают слабые пылевато-глинистые грунты, эффективным методом регулирования геометрического положения зданий и сооружений является контролируемое выбуривание вертикальных или малонаклонных скважин в активной зоне грунтового основания.
2. Экспериментальными исследованиями в лабораторных условиях по применению методики выбуривания вертикальных или малонаклонных скважин установлено, что контролируемым выбуриванием скважин со стороны противоположной крену можно добиться требуемого геометрического положения плитного фундамента с необходимой точностью, включая возвращение фундамента в проектное положение. Так, на мягкопластичных суглинках удалось контролируемо достичь уменьшения неравномерности осадок с 12 мм до 0,2 мм и тем самым качественно обосновать эффективность данного метода для слабых оснований. Выявлено, что требуемый эффект выравнивания осадок модели фундамента достигается, когда длина скважины составляет 1,5 и 2,0 ширины фундамента, для скважин с углом к вертикали 30° и вертикальных скважин соответственно.
3. Разработана аналитическая методика расчета НДС грунтового основания вокруг скважин для трех расчетных случаев с целью определения их основных параметров, реализованная в программе «GsMonitor». На основании реализации методики расчета установлено, что при одинаковых

исходных данных, а именно физико-механических характеристиках грунта, геометрии скважины, необходимо выносить скважины за контур фундамента, что позволяет увеличить зону пластических деформаций (зон потенциального разрушения) примерно в 2 раза и тем самым уменьшить частоту бурения и повысить эффективность предлагаемой технологии.

4. Выявлены закономерности влияния различных параметров на устойчивость стенки скважин, с учетом устойчивости грунтового целика между скважинами. Так, установлено, что для песчаных грунтов с низким сцеплением до 5 кПа зоны пластических деформаций развиваются от устья скважины и с глубины, равной $8-10d$, перестают увеличиваться. Для пылевато-глинистых грунтов, с увеличением сцепления зоны пластических деформаций начинают развиваться с больших глубин (около $10-12d$) и затем увеличиваются пропорционально росту глубины.
5. Объем скважин, с учетом кратности выбуривания, при условии потери устойчивости стенок скважин и нарушения целостности целика между скважинами примерно, в пределах 10%, равен объему грунта, выдавливаемого весом сооружения в скважины. Данный факт установлен в результате промышленного внедрения и натурных исследований и может быть принят в качестве проектного параметра перед производством работ по регулированию пространственного положения объектов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Abelev, M.Y., Averin, I. V., Karally, D.L. Problems of Engineering Investigations on Territories with Gas-Generating Soil. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2020. 57(3). Pp. 252–255.
2. Brandl, H. Die Anwendung von Wurzelpfählen im städtischen Verkehrstunnelbau (Root piles for urban tunnelling) / H. Brandl // *Austrian Road Society*, Volume 54. – 1970.
3. Brylla H., Niemiec T., Zotov V. Bericht uber die Horizontierung lines Hohauses in Kotowice/Polen/DMW Mazksceidewesenl 11.-2004.-№ 1.-p.10- 15.
4. Burland, J.B., Jamiolkowski, M., Viggiani, C. The stabilisation of the leaning Tower of Pisa. *Soils and Foundations*. 2003. 43(5). Pp. 63–80.
5. Burland, J.B., Jamiolkowski, M.B., Viggiani, C. Underexcavating the tower of pisa: Back to future. *Geotechnical Engineering*. 2015. 46(4). Pp. 126–135.
6. Cao, L. F., Teh, C. I. & Chang, M. F. (2001). Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: theoretical analysis. *Geotechnique* 51, No. 4, 323–334.
7. Chen, Y. juan, Zhang, X. Analytical Plastic Solution Around Soil-Digging Holes for Inclined Building and its Application. *International Journal of Civil Engineering*. 2019. 17(2). Pp. 245–252. DOI:10.1007/s40999-017-0230-7.
8. Fioravante, V., Giretti, D., Jamiolkowski, M. Liquefaction resistance of partially saturated soils from cpts. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 2019. 2019. Pp. 2404–2411.
9. Ibragimov, M.N. Settlement stabilization of a reconstructed building. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2011. 47(6). Pp. 236–240.
10. Lee, T.-H. An experimental study for reinforcing the ground underneath a footing using micropiles. J.-C. Im, C. Kim, M. Seo. *Geotechnical Testing Journal*. Volume 41, Issue 4, 2018. Pp. 648-663.

11. Li, L., Hagan, P.C., Saydam, S., Hebblewhite, B., Zhang, C. A Laboratory Study of Shear Behaviour of Rockbolts Under Dynamic Loading Based on the Drop Test Using a Double Shear System. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 2019. 52(9). Pp. 3413–3429.
12. Marsden J.E., Hughes T.J.R. *Mathematical foundations of elasticity*. – Dover. 1994. – 556 p.
13. Meleki H. Differential Movements in a Timber Multi-Storey Hybrid / H. Meleki, A.Asiz, I. Smith, S. GAGNON, M. Mohammad // *Building The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction Procedia Engineering*. – 2011. – №14. – P. 1613-1620
14. Niederbrucker R., Wu W., Pasquetto A. Flat Dilatometer Tests for verification of Uretek' s Resin-Injektions // *Semant. Sch. (Электронный Ресурс)*. 2015.
15. Omidvar, M. Stress-strain behavior of sand at high strain rates / Mehdi Omidvar, Magued Iskander, Stephan Bless. // *International Journal of Impact Engineering*. – 2012. – №49. – P. 192-213.
16. Ovando-Shelley, E., Santoyo, E. Underexcavation for Leveling Buildings in Mexico City: Case of the Metropolitan Cathedral and the Sagrario Church. *Journal of Architectural Engineering*. 2001. 7(3). Pp. 61–70.
17. Ovando-Shelley, E., Santoyo-Villa, E., Hernández, J. Mexico Citys Metropolitan Cathedral and Sagrario Church 13 Years after Underexcavation and Soil Hardening. *International Journal of Architectural Heritage*. 2016. 10(2–3). Pp. 346–359.
18. Pronozin, Y.A., Epifantseva, L.R., Kajgorodov, M.D. Structural safety of buildings in excess values of differential settlements. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. 481(1).
19. Sabri, M., Bugrov, A., Panov, S., Davidenko, V. Ground improvement using an expandable polyurethane resin (2018), *MATEC Web of Conferences*, 245, art. no. 01004.

20. Sabri, M.M., Shashkin, K.G., Zakharin, E. Ulybin, A.V. “Soil stabilization and foundation restoration using an expandable polyurethane resin”, Magazine of Civil Engineering. – 2018. 82 (6). Pp. 68–80.
21. Sert, S., Kiliç, A.N. Numerical investigation of different superstructure loading type effects in mat foundations. International Journal of Civil Engineering. 2016. 14(3). Pp. 171–180.
22. Simón, A. Will evolutionary psychology become extinct? Evolutionary psychology as the Leaning Tower of Pisa. Journal of Human Behavior in the Social Environment. 2018. 28(7). Pp. 928–935.
23. Sorochan, E.A., Zotov, M. V. Interaction between foundation and soil bed when buildings are leveled with jacks. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2004. 41(3). Pp. 89–93.
24. Sun JP, Wei HW, Xu XD (2008) The practice and theoretical study of digging-out-soil correction. J Shandong Jianzhu Univ 23(2):174–177.
25. Wang, X., Zhang, X., Shi, S., Liu, L. The application research of comprehensive landing method during the rectification for the brick-concrete buildings in soft soil area. World Journal of Engineering. 2015. 12(4). Pp. 375–382.
26. Yue, Q., Zhang, X. Experimental Study on the Stress Distribution and Failure Mode of the Holes for Underexcavation in Building Rectification. 2020. Pp. 269–278.
27. Yune, C.Y., Olgun, C.G. Analysis of consolidation settlement of normally consolidated soil by layering under 3D conditions. KSCE Journal of Civil Engineering. 2016. 20(6). Pp. 2280–2288.
28. А.с. 16391 /СССР/. Способ выравнивания неравномерно осевших фундаментов зданий / Авт. изобр. П.А. Орловский, опубл. 31.08.1930 г.
29. Абелев Ю.М. Опыт выравнивания кренов крупнопанельного домасерии 1-480-11 после просадки основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1965. №3. – С. 23-25.

30. Абелев, М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М.Ю. Абелев. - М.: Стройиздат, 1983. - 248 с.
31. Адамович, А.Н. Закрепление грунтов и противодиффузионные завесы. / А.Н. Адамович – М.: Энергия, 1980.
32. Ашихмин, О.В. Взаимодействие плитно-ребристых фундаментов на свайных опорах с глинистым грунтом основания: автореф. дис. на соискание канд. техн. наук. Т. – 2008г. – 23с.
33. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов/ А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков - М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
34. Безрук, В.М. Укрепление грунтов в дорожном и аэродромном строительстве. / В.М. Безрук – М.: Транспорт.1971. – 248 с.
35. Богомолов А.Н., Абрамов Г.А., Богомолова О.А., Пристансков А.А., Ермаков О.В. Влияние горизонтальной подземной выработки, ориентированной параллельно фронту однородного откоса, на его устойчивость // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2018. – № 1. – С. 82–92. DOI: 10.15593/2224-9826/2018.1.08
36. Болдырев, Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): учеб. пособие / Г.Г. Болдырев, М.В. Малышев. 4-е изд., перераб. и доп. Пенза: ПГУАС, 2009. 412 с.
37. Болотов Ю.К., Зотов В.Д., Зотов М.В., Панасюк Л.Н. Устройство для корректировки положения здания, сооружения. - Патент РФ № 2195532. - Бюл. №36 от 27.12.02.
38. Болотов Ю.К., Хорунжий В.И. К расчету зданий, выравниваемых термопластичными опорами.-К.: Буд1вельник. Строительные конструкции. - 1979. -ВСТ. 32.
39. Бройд, И.И. Ликвидация суффозионных полостей и областей разуплотненных грунтов с использованием струйной технологии / И.И. Бройд, Г.В. Мельник // ОФМГ. -1997.- №3. - С.12-15.

40. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений // Москва Недра. – 1994. – 381 с.
41. Воронкевич, С.Д. Основы технической мелиорации грунтов. / С.Д. Воронкевич. - М.: Научный мир, 2005. 504 с.
42. Гендель, Э.М. Восстановление и воздействие сооружений способом подъема. Госстройиздат, 1958. – 280с.
43. Гендель, Э.М. Приостановка наклона и выпрямление здания в Сумгаите / Э.М. Гендель // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. - №6. – С. 26-28.
44. Гидоян, А.Г., Гиллер Э.С. Пособие по обследованию строительных кон-струкций зданий. - М.: АО ЦНИИП ромзданий, 1997.
45. Гильман, Я.Д., Гильман Е.Д. Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах. - М.: Стройиздат, 1989. - с. 159.
46. Горбунов – Посадов, М. И., Ильичев В.А. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
47. Готман, А.Л. Сваи и свайные фундаменты. / А.Л. Готман. – Уфа: Монография, 2015г. – 384 с.
48. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии): Учебник. 3-е изд., стер.
49. Дмитриев, Н.В. Обобщение результатов по химическому закреплению грунтов в основании зданий в Волгодонске / Н.В. Дмитриев // Основания, фундаменты и механика фунтов. – 1992. – №3.
50. Дыба В. П., Краснопольский И.И. Корректировка геометрического положения здания выбуриванием грунта из-под подошвы фундамента // Вестник ВОЛГГАСУ. – Волгоград, 2015. – №4(40). – С. 1.
51. Дыба В.П. Оценки несущей способности фундаментов: монография/ Юж.-Рос. гос. техн. ун-т.- Новочеркасск: ЮРГТУ(НПИ), 2008.- 200 с.

52. Ермолаев В.А. Закрепление оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва при неоднократном инъецировании: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. – СПб., 2013. – 166 с.
53. Жемочкин, Б.Н Теория упругости. - М.: Гостройиздат,, 1957.
54. Зазуля Ю.В. Обоснование применения ленточного фундамента, подкрепленного вдавливаемыми микросваями: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.02/ Зазуля Юрий Владимирович: - Тюмень, 2010. –24 с.
55. Зотов В.Д. Опыт выравнивания зданий с помощью домкратов/ В.Д. Зотов, Л.Н. Панасюк, Е.А. Сорочан, Ю.К. Болотов, М.В. Зотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – № 5. – С. 22-25
56. Зотов В.Д., Зотов М. В. Подъем и выравнивание зданий с помощью плоских домкратов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – №9. – С. 156-167.
57. Зотов М.В. Исследование работы регулируемых фундаментов монолитных железобетонных зданий / М.В. Зотов, С.П. Гусаренко // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – №4. – С. 73-77.
58. Зотов, М.В. Технология выравнивания многоэтажных зданий с помощью плоских домкратов [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Зотов М. В. - Ростов-на-Дону, 2004. - 167 с.
59. Ибрагимов, М.Н. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов. Монография. / М.Н. Ибрагимов, В.В. Семкин. – М.: Издательство АСВ, 2012.
60. Камбефор, А. Инъекция грунтов / А. Камфебор. - М.: Энергия, 1971.
61. Клепиков С.И., Хорунжий В.И. О расчете многоэтажных зданий, выравниваемых домкратными системами// Строительство и архитектура. - 1982.-№3.-с.17-18.
62. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. - 4-е. изд., перераб. и доп.-М.: 2000 г.

63. Конюшков, В.В., Кириллов В. М., Лушников В.В. Адаптивное управление параметрами фундаментов и оснований // Вестник гражданских инженеров – 2019. - №5(76). - С. 119-124.

64. Королев, К.В. Об определении предельной нагрузки в упругопластических расчетах грунтовых оснований методом конечных элементов/ К.В. Королев, А.М. Караулов // Геотехника: актуальные теоретические и практические проблемы // Межвуз. тем.сб. тр. / СПбГАСУ. - СПб: СПбГАСУ, 2007. - С. 102-107.

65. Королев, К.В. Плоская задача теории предельного равновесия грунтов/ К.В. Королев. – Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2010. – 251 с.

66. Кулеев, М.Т. Глубинное закрепление грунтов в строительстве (учебное пособие). / М.Т. Кулеев. - Казань: Изд-во Казанского ун-та, 1983. - 76с.

67. Ланис, А.Л. Использование метода напорной инъекции при усилении земляного полотна железных дорог: дис. ...канд. техн. наук. /Ланис А.Л. – М.:2009 – 156с.

68. Леденев, В.В. Аварии в строительстве т.1. причины аварий зданий и сооружений. - Тамбов: ТГТУ, 2014. - 209 с.

69. Леденев, В.В. Теоретические основы механики деформирования и разрушения: монография / В.В. Леденев, В.Г. Однолько, З.Х. Нгуен. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с.

70. Малинин, А.Г. Струйная цементация грунтов / А.Г. Малинин. – М.: ОАО изд- во «Стройиздат», 2010. – 226с.

71. Мангушев Р.А. и др. Основания и фундаменты: Учебник для бакалавров строительства / Р.А. Мангушев, В.Д. Карлов, И.И. Сахаров, А.И. Осокин. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2011. – 394 с.

72. Мангушев, Р.А. Современные свайные технологии / Р.А. Мангушев, А.В., Ершов, А.И. Осокин/ М.: Издательство АСВ. – 2007. – 160 с.

73. Мельников, Р.В. Взаимодействие осесимметричных фундаментов оболочек с неметаллическим армированием с основанием, сложенным

пылевато-глинистыми грунтами: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Р.В. Мельников Роман Викторович. – Тюмень, 2011. – 21 С.

74. Мирсаяпов, И.Т., Королева И.В. Особенности геотехнического мониторинга уникальных зданий и сооружений // Известия КГАСУ, 2013, № 4 (26). — С.147-154.

75. Мирсаяпов, И.Т., Хасанов Р.Р., Сафин Д.Р. Система геотехнического мониторинга конструкций и оснований жилого комплекса по ул. Шульгина г. Казани и окружающей застройки. Пояснительная записка к проекту. — Казань, 2015. — 64 с.

76. Мулюков, Э.И. Отказы оснований и фундаментов зданий и их устранение химическим и конструктивным методом: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Мулюков Эдуард Инсафович. - Уфа, 1993. – 30 с.

77. Мусхелишвили, Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М., Наука, 1966. – 709 с.

78. Никифоров, А.А. Методы усиления оснований и фундаментов, применяемые в инженерной реставрации / А.А. Никифоров // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. - 2003. - №2 - С. 181 - 188.

79. Новацкий В. Теория упругости.: Пер. с польск. – М.: Мир, 1975. – 872 с.

80. Нуждин Л.В. Армирование грунтовых оснований вертикальными грунтовыми стержнями/ Нуждин Л.В., Кузнецова А.А. // - Новосибирск: Сибстрин, 2000.

81. Нуждин, Л.В. Применение метода высоко напорного инъецирования при усилении основания аварийного здания / Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин // Труды Каспийской международной конференции по геоэкологии и геотехнике. – Баку (Азербайджан), - 2003. – С.183-187.

82. Патент 65455 Украина. Способ выравнивания зданий, сооружений / Степура И.В., Шокарев В.С., Павлов А.В., Трегуб А.С., Самченко Р.В. - №2003109485.

83. Петрухин, В.П. Новые способы геотехнического строительства: Научное издание / В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева. - М.: Издательство АСВ. – 2015. - 224 с.
84. Петухов, А.А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий: дис. ... канд. техн. наук.: 05.23.02/– Томск, 2006. –192с.
85. Погорелов, В.И. Строительная механика тонкостенных конструкций/ В.И. Погорелов. – СПб.: БХВ–Петербург. – 2007. – 258 с.
86. Полищук, А.И. К вопросу усиления оснований деформированных зданий методом высоконапорной инъекции / А.И. Полищук, Т.А. Трепутнева // Тезисы докладов научно-технической конференции: Строительство и архитектура. Томск: Изд-во ТГАСУ, 2002. – 172 с.
87. Пронозин Я.А., Епифанцева Л.Р., Волосюк Д.В., Горская Я.В. Технология ремонтных и восстановительных работ: Учебник / Под ред. Я.А. Пронозина – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 148 с.
88. Пронозин Я.А., Технология ремонтных и восстановительных работ [Электронный ресурс]: Учебник / Под ред. Я.А. Пронозина. - М. : Издательство АСВ, 2016. - 148 с.
89. Пулатов А. П. Работа оснований при выравнивании сооружений способом бурения горизонтальных и наклонных скважин: дисс... канд. техн. наук. Киев, 1986
90. Самарин, Е.Н. К вопросу классифицирования инъекционных материалов / Е.Н. Самарин // Журнал «ГеоТехника». – №4. – 2015 . – С.44-50.
91. Самохвалов, М.А. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Тюмень, 2016. – 210 с.
92. Самохвалов, М.А. Исследования взаимодействия буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием в условиях реконструкции: дис. ... канд.

техн. наук: 05.23.02/ Самохвалов Михаил Александрович. - Тюмень, 2015. - 137с.

93. Сапин, Д.А. Дополнительные технологические осадки фундаментов зданий соседней застройки при устройстве траншейной «стены в грунте»: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / СПб., 2016. – 177 с.

94. Сахаров, И.И. Гидроразрывной метод закрепления оснований эксплуатируемых зданий и сооружений / И.И. Сахаров, М. Аббуд // Геотехника. Наука и практика: сб. науч. тр. - СПб.: СПбГАСУ, - 2000. - С.72-76.

95. Семкин, В.В. Закрепление массивов слабого грунта под строящимися сооружениями / В.В. Семкин, М.Н. Ибрагимов, Я.Я. Мотузов // Сборник научных трудов НИИОСП, 2006.

96. Сорочан Е.А. Взаимодействие фундамента с грунтовым основанием при выравнивании здания домкратами / Е.А. Сорочан, М.В. Зотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – №3. – С. 14-17.

97. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов: учебное пособие / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Издательство АСВ, 2005. – 488 с.

98. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб.пособие для строительных специальностей вузов/ С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский, З.Г. Тер-Мартirosян и др.; под ред. С.Б. Ухова. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Издательство АСВ, 2005. - 528 с.

99. Цытович Н.А. Основания и фундаменты / Н.А. Цытович, Г.В. Березанцев, Б.И. Далматов - М.: Высшая школа, 1970. - 384 с.

100. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. - М.: Высшая школа, 1979. - 272 с.

101. Чаплыгин, В.И., Гречко О.В. Устранение кренов фундаментов геотехнической подработкой грунтового основания под его подошвой // Геотехнические проблемы мегаполисов, Том 5. - М.: МСТ, 2010. - С. 1619.

102. Шкинев, А.Н. Аварии в строительстве. - 4-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1984.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А. Справка о внедрении результатов исследования

**ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«АКВАРЕЛЬ»**

625000, Тюменская область, г. Тюмень, ул. Советская, дом 55/10, этаж 1, помещение 12
ОГРН 1127232072868, ИНН 7204186003

Акт о внедрении

результатов научно-исследовательской работы,
выполненной аспирантом кафедры «Строительного производства»
ФГБОУ ВО Тюменский индустриальный университет
Кайгородовым Михаилом Дмитриевичем

При возведении строительного объекта ЖК «Акварель», расположенного в Калининском административном округе г. Тюмени по адресу: ул. Таврическая, 9, в процессе возведения двух жилых двадцатипятиэтажных домов были выявлены неравномерные сверхнормативные деформации основания фундаментов, выразившиеся в отклонении остова заданий от вертикали. Для снижения крена здания до нормативных значений была применена технология, разработанная автором, основанная на цементации основания в зоне больших осадок, с последующим выбуриванием вертикальных и малонаклонных скважин в грунтовом основании, со стороны меньших осадок.

Объекты сданы в эксплуатацию в срок, в нормативном техническом состоянии, включая их геометрическое положение.

Генеральный директор



Беличенко В. А.



ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ

НОВЫЙ ГОРОД - ИНВЕСТ +

ИНН/КПП 7203267789/720301001, ОГРН 1117232037614
р.с. 40702810822990005632 в «Запсибкомбанк» (ОАО) г. Тюмень
к/с 30101810100000000639, БИК 047130639
Тел./факс: (3452) 37-90-51, 27-45-09
www.ng-invest.ru

Акт о внедрении

результатов научно-исследовательской работы,
выполненной аспирантом кафедры «Строительного производства»
ФГБОУ ВО Тюменский индустриальный университет
Кайгородовым Михаилом Дмитриевичем

При капитальном строительстве жилого дома переменной этажности, расположенного по адресу г. Тюмень, ул. Беляева, д.23, в процессе возведения обеих секций жилого дома произошли неравномерные сверхнормативные деформации основания фундамента. Для приведения величин неравномерности осадок фундамента к нормативным значениям, была применен метод, разработанный автором. Суть метода по снижению неравномерности осадок, разработанного автором, заключается в создании дополнительных деформаций основания со стороны фундамента, получившей минимальные осадки, реализуемых путем выбуривания вертикальных скважин.

На основании разработанной методики расчета были предложены проектные решения по снижению неравномерности осадок фундамента жилого здания.

Применение данных решений при выполнении работ по выправлению крена остова здания позволило без вмешательства в конструктивную схему, выровнять здание до нормативных показателей по относительной неравномерности осадки и отклонению остова здания от вертикали и ввести здание в нормативном состоянии в эксплуатацию.

Генеральный директор

ООО «НОВЫЙ ГОРОД - ИНВЕСТ +»



ИНВЕСТ +

«Новый город -
Инвест»

А.П. Петушков

Приложение В. Алгоритмы работы программы GsMonitor для 3-его расчетного случая

GsMonitor v9 for 12-03-2021

Пласт. вне здания
Целик
Справка

fi (угол вн. тр., гр)

C (сцепление, кПа)

Gam (уд. вес гр., кН/м3)

Mu (Козфф. Пуассона)

r0 (Радиус скв., м)

b (ширина фунда., м)

P (Давл. фунда., кПа)

E (Мод деф. гр., мПа)

z (Расст вдоль скв., м)

r (Расстояние, м)

Tet (пол. угол, гр.)

Skr (от края зд., м)

Hgz (глуб. загл., м)

N (точек по z)

N (точек по Tetta)

Ввод

180 гр.; 2r0=0,6 м.; 0 гр.

Сохраняет рисунков.

Tet, Гр.

z, м

$r = f(z, r0=0,3; tet=90; гр.$
fi17,5 гр; C=15 кПа; Gam=17,5 кН/м3;

V(скваж), м3 =

V(пласт), м3 =

Парам. задачи

- Рад. напр. от грунта
- Кас. напр. от грунта
- Рад. напр. от здания
- Кас. напр. от здания
- Сумм. рад. напр.
- Сумм. кас. напр.
- F(z, r=const)
- F(r, z=const)
- Угол видимости

Всп. рис. сохр.

$F(r; mu=0,35; r0=0,3м; z=12,8м; g=17,5кН/м3; Tet=90 гр)$

Перебор по тетта

Расчет в файл Сохр. графика

Расчет скважины

Тип графика (tet=const)

- $r = f(z, r0 = const, c(z), fi(z))$
- $r = f(r0, z = const, c(z), fi(z))$
- $r0 = f(r, z = const, c(z), fi(z))$
- $r0 = f(z, r = const, c(z), fi(z))$
- $r = f(c, r0=const, z=const, fi(z))$
- $r = f(fi, r0=const, z=const, c(z))$
- $r0 = f(c, r=const, z=const, fi(z))$
- $r0 = f(fi, r=const, z=const, c(z))$

Пласт. вне здания Целик Справка

fi (угол вн. гр., гр)	<input type="text" value="17,5"/>
C (сцепление, кПа)	<input type="text" value="15"/>
Gам (уд. вес гр., кН/м3)	<input type="text" value="17,5"/>
Mu (Кэфф. Пуассона)	<input type="text" value="0,35"/>
r0 (Радиус скв., м)	<input type="text" value="0,2"/>
b (ширина фонд., м)	<input type="text" value="14"/>
P (Давл. фонд., кПа)	<input type="text" value="124,7"/>
z (Расст вдоль скв., м)	<input type="text" value="12,75"/>
a (Между скваж., м)	<input type="text" value="1,45"/>
Skг (м)	<input type="text" value="1"/>
Hzg (глуб. загл., м)	<input type="text" value="0"/>
N (точек по z)	<input type="text" value="40"/>
N (точек по Tetta)	<input type="text" value="40"/>

Skг - расст. от края зд. до центра скважины

Для обрушения целика должно быть $\Delta = P_{kg} - P_1 < 0$

P_{kg} (кПа) =

Напряж. на целике с уч. накл. пов.

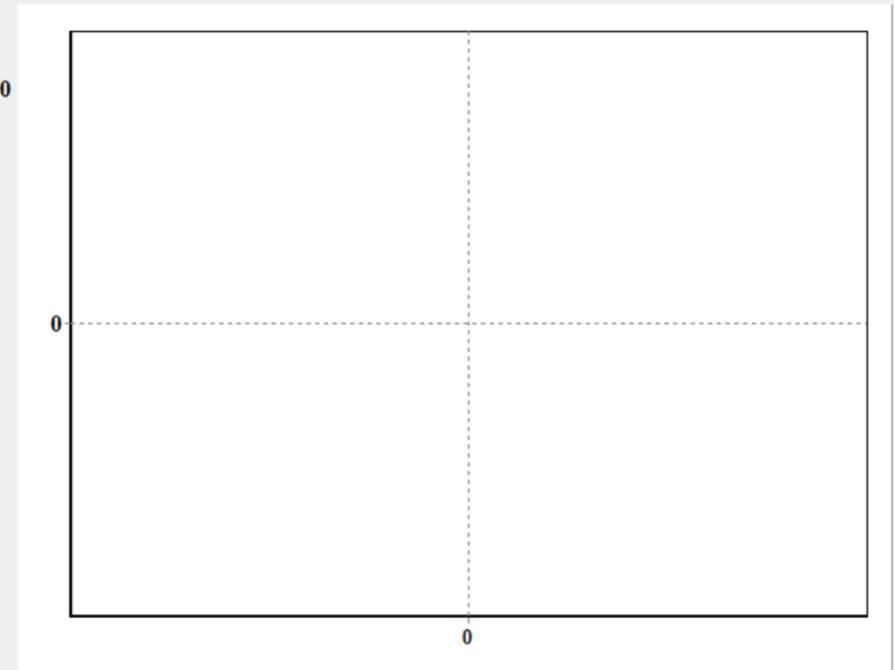
Напряж. на целике с уч. мн. $(a - 2r_0)/a$

Тип графика

$P_{kg} - P_1$ for $(z, a = \text{const}, d = \text{const})$

Расчет скважины

Ввод



Сохранить графика

Пласт. вне здания Целик Справка

fi (min,мах, угол вн. гр., гр)	5	30
C (min,мах, сцепление , кПа)	0	30
Gam (min,мах, уд. вес гр., кН/м3)	5	30
Mu (min,мах, Коэфф. Пуассона)	0,2	0,5
r (min,мах, Радиус пласт., м)	0,1	2,8
r0 (min,мах, Радиус скв., м)	0,1	0,5
H (min,мах, Глубина скв., м)	0,5	25
bf (min,мах, Ширина фунда., м)	0,25	27,75
Lf (min,мах, Длина фунда., м)	0,25	51,75
Pf (min,мах, Давление фунда., кПа)	50	500
E (min,мах, Мод деф. гр., мПа)	0,5	25
Skr (min,мах, расст скв от зд., м)	0,1	1
Hgz (min,мах, глуб. загл. фунда., м)	0	25

Программа GsMonitor (Ground Stress Monitor) позволяет найти величину радиуса пластичности и его зависимость от различных параметров грунта и скважины
Идея: Провозин Я.А., Кайгородов М.Д.
Обращаться:
heklerkox@gmail.com

Ncv (номер цвета линии)

Zn (число цифр после запятой)

Eps (точн. опред. корня)

Mn (число инт. разб. знач. св-в)

E (Мод деф. гр., мПа)

Tet (пол. угол., гр.)

Приложение Г. Алгоритмы работы программы GsMonitor для 1-го и 2-го расчетного случая

GsMonitor v7 for 10-10-2020

Радиус пластичности Справка

Константы счета

fi (угол вн. тр., гр)	17,5
C (сцепление, кПа)	15
Gам (уд. вес гр., кН/м3)	17,5
Mu (Кэфф. Пуассона)	0,35
r (Радиус пласт., м)	0,3
r0 (Радиус скв., м)	0,3
z (Расст вдоль скв., м)	12,8
b (ширина фунда., м)	14
L (Длина фунда., м)	26
P (Давл. фунда., кПа)	275
E (Мод деф. гр., мПа)	12,8

N (точек разб. интерв.) Ввод

Спос. зад. св-в грунта

Пост.+ вес

Перемен. + вес

Пост.+ плита

Перемен. + плита

Тип графика

$r = f(z, r0 = \text{const}, c(z), fi(z))$

$r = f(r0, z = \text{const}, c(z), fi(z))$

$r0 = f(r, z = \text{const}, c(z), fi(z))$

$r0 = f(z, r = \text{const}, c(z), fi(z))$

$r = f(c, r0 = \text{const}, z = \text{const}, fi(z))$

$r = f(fi, r0 = \text{const}, z = \text{const}, c(z))$

$r0 = f(c, r = \text{const}, z = \text{const}, fi(z))$

$r0 = f(fi, r = \text{const}, z = \text{const}, c(z))$

19,3239	0,4481
19,8969	0,4436
20,4699	0,4394
21,0428	0,4352
21,6158	0,4312
22,1887	0,4273
22,7617	0,4236
23,3346	0,42
23,9076	0,4164
24,4806	0,413
25,0535	0,4097
25,6265	0,4065
26,1994	0,4034
26,7724	0,4004
27,3454	0,3974
27,9183	0,3946

0 м. 2r0=0,6 м.

Нажать для счета

$r = f(z, r0=0,3); z, r, r0$ в метрах

z

r

Сохранить графика Расчет в файл

Парам. задачи

Sigma(z)

$\mu/(1-\mu) \cdot \text{Напр.}$

C(z)

fi(z)

G(z)

$\mu(z)/(1-\mu(z))$

Sigma(z); Sigma - кПа, z в метрах

z

Sigma

Всп. рис. сохр.

Радиус пластичности Справка

fi (min,мах, угол вн. тр., гр)	5	30
C (min,мах, сцепление , кПа)	0	30
Gам (min,мах, уд. вес гр., кН/м3)	5	30
Mu (min,мах, Коэфф. Пуассона)	0,2	0,5
r (min,мах, Радиус пласт., м)	0,1	0,5
r0 (min,мах, Радиус скв., м)	0,1	0,5
H (min,мах, Глубина скв., м)	0,5	25
bf (min,мах, Ширина фунд., м)	0,25	27,75
Lf (min,мах, Длина фунд., м)	0,25	51,75
Pf (min,мах, Давление фунд., кПа)	50	500
E (min,мах, Мод деф. гр., мПа)	0,5	25

N (число узлов)

Hi (м, через ;)

fi (град, через ;)

C (кПа, через ;)

Gам (кН/м3)

Mu (через ;)

E (мПа, через ;)

Перем. св-ва грунта

Из окон

Из файла

Тип изм

Пост. на (a;b)

Лин. изм.

Программа GsMonitor (Ground Stress Monitor) позволяет найти величину радиуса пластичности и его зависимость от различных параметров грунта и скважины
Идея: Пронозин Я.А., Кайгородов М.Д.
Реализация алгоритма: Гербер А.Д.
Обращаться:
gerber_a@mail.ru
heklerkox@gmail.com

Ncv (номер цвета линии)

Zn (число цифр после запятой)

Eps (точн. опред. корня)

Mn (число инт. разб. знач. св-в)

Назн. нов знач.

Тест таблицы напряжений только после расчета

z (Расст вдоль скв., м)

b (ширина фунд., м)

L (Длина фунд., м)

Таблица переменных свойств грунта