

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Сайед Диааелдин Ахмед Котп

**Исследование работы фундаментов на щебеночных сваях на
вертикальную нагрузку в слабых глинистых грунтах**

2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Знаменский Владимир Валерианович

Москва – 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. ЩЕБЕНОЧНЫЕ СВАИ, МЕТОДЫ УСТРОЙСТВА, РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ, МЕТОДЫ РАСЧЕТА	13
1.1. Устройство щебеночных свай.....	14
1.2. Результаты исследований работы щебеночных свай	16
1.2.1. Полевые и лабораторные исследования работы щебеночных свай	16
1.2.2. Численное моделирование работы щебеночных свай	21
1.2.3. Математические методы	27
1.2.3.1. Несущая способность щебеночных свай.....	27
1.2.3.2. Расчет осадки.....	34
1.3. Выводы по первой главе.....	40
ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ОТДЕЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ЩЕБЕНОЧНЫХ СВАЯХ	43
2.1. Расчетная схема, численная модель и план параметрических исследований	43
2.2. Верификация конечно-разностной модели	47
2.3. Результаты численных исследований	49
2.3.1 Влияние диаметра щебеночных свай и осевого расстояния между ними	49
2.3.2 Влияние длины щебеночных свай (L).....	56
2.3.3. Влияние свойств слабого глинистого грунта.....	59
2.3.3.1 Влияние модуля деформации (E_s).....	60
2.3.3.2. Влияние угла внутреннего трения грунта (ϕ_s).....	63
2.3.3.3 Влияние коэффициента сцепления слабого глинистого грунта (c_s) .	67
2.3.4. Влияние угла трения материала щебеночной свай (ϕ_c).....	72
2.3.5. Влияние установки материала щебеночной свай (K).....	76
2.4. Выводы по второй главе.....	79
ГЛАВА 3. ОЦЕНКА АНАЛИТИЧЕСКИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ НА ЩЕБЕНОЧНЫХ СВАЯХ И РАЗРАБОТКА	

ИНЖЕНЕРНОГО МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ИХ ОСАДОК С УЧЕТОМ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ СВАЙ	81
3.1. Исходные данные	81
3.2. Оценка существующих методов расчета	82
3.3. Прогноз осадки фундамента на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах.....	86
3.3.1. Анализ размерностей	86
3.3.2. Мультилинейная регрессия (MLR)	88
3.3.3. Нелинейная регрессия	89
3.4. Область допустимых значений параметров модели.....	90
3.5. Инженерное решение.....	91
3.6. Сопоставления измеренных осадок здания с результатами расчета по разработанной инженерной методике.....	93
3.7. Выводы по третьей главе.....	95
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	96
Список Литературы:.....	99

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования

За последние десятилетия во всем мире неуклонно увеличивается объем строительства на слабых грунтах, характеризующихся повышенной сжимаемостью и малой прочностью. В Египте такие грунты широко распространены в средней и северной частях дельты реки Нил, где их мощность достигает 15 м. Строительство на таких грунтах современных зданий и сооружений, передающих на основание значительные нагрузки, практически невозможно без их предварительного улучшения, замены или применения специальных типов фундаментов, в том числе свайных. Современное состояние строительной науки, конструкторской и технологической базы дают широкий набор средств для строительства в таких условиях. Одним из конструктивных методов, все чаще используемых на практике и позволяющим в определенных случаях отказаться от применения сложных и дорогостоящих конструкций фундаментов, являются щебеночные сваи. В основном щебеночные сваи использовались и используются как средство улучшения строительных свойств грунтов для создания в основании фундамента геокомпозита, обладающего повышенными механическими характеристиками и ускоряющего консолидацию грунтов. В связи с этим подавляющее большинство исследований щебеночных свай было направлено на изучение именно этого аспекта их применения. Исследованию работы щебеночных свай как несущих элементов, передающих на основание вертикальные нагрузки, уделялось существенно меньше внимания, в результате чего многие вопросы взаимодействия щебеночных свай с грунтовым основанием остались не исследованными, что снижает возможность их более широкого внедрения в практику свайного фундаментного строения, как одного из методов возведения сооружений, конструкции которых могут выдерживать относительно большие осадки [111, 112].

На основании изложенного тему диссертационной работы, посвященной исследованию работы фундаментов на щебеночных сваях на вертикальную нагрузку в слабых глинистых грунтах следует считать актуальной.

Степень разработанности темы исследования

Изучению различных аспектов устройства и работы щебеночных свай полевыми, лабораторными и численными методами, а также методам их расчета посвящены многие работы отечественных и зарубежных ученых и специалистов – М.Ю. Абелев, З.Г. Тер-Мартirosян, Р. А. Усманов, Л. Р. Ставницер, В. Ф. Бай, А. Б. Пономарев, В. В. Знаменский, Т.В. Мальцева и А.В. Черных, Н. J. Priebe, N. P. Ballam и J. R. Booker, J. Castro, D. A. Greenwood, J. M. O. Hughes и др., J. Han и S.L Ye, A. P. Ambily & S. R. Gandhi, D. J.White и др., J. T. Shahu и Y. R. Reddy, M. Y. Fattah и др., H. A. Elshazly и др., Ramadan и др., D. Muir Wood и др., B. A McCabe и др., K. S. Watts и др., J. Black и др., A. W. Stuedlein и R. D. Holtz, A. M. Hanna и др., S. A. Tan и др., M. Bouassida и др.и J. Nazari Afshar и M. Ghazavi.

В основном исследовалась деформируемость слабых водонасыщенных грунтов, усиленных щебеночными сваями. В результате этих исследований была показана эффективность применения щебеночных свай для усиления слабых глинистых грунтов, описано напряженно-деформированное состояние усиленного ими массива, даны рекомендации по определению значения его эффективного модуля деформации.

Работа фундаментов на щебеночных сваях, где свая работает как силовой элемент, передающий нагрузку на грунт, исследована значительно меньше, тем не менее на частных примерах была показана перспективность развития этого направления в поиске экономически эффективных и наименее трудозатратных в изготовлении типов фундаментов, позволяющих осуществлять массовую застройку с использованием относительно простой техники, что важно для Египта. Однако в проведенных исследованиях щебеночная свая рассматривалась, как одиночная, включенная в сетку бесконечного свайного поля (концепция элементарной ячейки). Работа же небольших групп

щебеночных свай с учетом их взаимного влияния практически не исследовалась, в результате к их проектированию подходят эмпирически, что сдерживает более широкое внедрение этого типа фундаментов в практику современного строительства и объясняет необходимость продолжения исследований по этой тематике для дальнейшего совершенствования методики расчета и проектирования фундаментов на щебеночных сваях с целью повышения их экономической эффективности и эксплуатационной надежности.

Цель диссертационной работы

Целью диссертационной работы является исследование работы отдельных фундамента на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах и разработка инженерной методики расчета их осадок.

Задачи исследования:

1. Изучение и анализ отечественных и зарубежных публикаций о применении щебеночных свай в строительстве, результатах исследований их работы в составе фундаментов и методов расчета. Разработка методологии выполнения и программы экспериментальных исследований диссертационной работы.

2. Разработка трехмерной численной модели с использованием ПК FLAC3D для изучения взаимодействия отдельных фундаментов на щебеночных сваях с массивом водонасыщенных глинистых грунтов. Верификация разработанной численной модели.

3. Исследование численным методом работы отдельных фундаментов на щебеночных сваях с установлением зависимости их осадок от длины и диаметра щебеночных свай, коэффициента замещения площади, определяемого как отношение суммы площадей сечений всех свай к площади ростверка, осевого расстояния между сваями, модулей деформации и параметров прочности грунта и щебеночных свай и вертикальной нагрузки на фундамент.

4. Сравнение результатов выполненных численных исследований с результатами экспериментальных и численных исследований, опубликованных в технической литературе.

5. Анализ результатов выполненных численных исследований, определение коэффициента снижения осадки свайного фундамента β , развитие боковой деформации щебеночной свай и распределения контактных напряжений под ростверком.

6. Разработка методики статистического моделирования, регрессионный анализ, прогнозирование осадки фундаментов на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте.

7. Разработка инженерной методики расчета осадок свайных фундаментов на щебеночных сваях.

8. Сравнение результатов расчета осадок свайного фундамента на щебеночных сваях по разработанной методике с данными мониторинга осадок реального объекта.

Объект исследования – отдельный фундамент на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте.

Предмет исследования – количественная оценка напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов системы «щебеночная свая – окружающий грунт – ростверк».

Научная новизна работы заключается в следующем:

1. Установлены закономерности влияния геометрических размеров и характеристик материала щебеночных свай, характеристик слабого глинистого грунта и приложенной нагрузки на осадки свайных групп, состоящих из щебеночных свай.

2. Дана количественная оценка НДС системы «щебеночная свая – окружающий грунт – ростверк» с учетом взаимного влияния свай и нелинейных свойств грунтов.

3. Разработаны новые модели мульти-линейной и мульти-нелинейной регрессии, позволившие получить аналитические решения для определения осадки отдельных фундаментов на щебеночных сваях

4. Установлено влияние боковой деформации щебеночных свай на осадки фундамента, определена критическая длина щебеночных свай, увеличение которой не приводит к дальнейшему снижению осадки фундамента.

Теоретическая значимость работы: заключаются в следующем:

- выполнена оценка аналитических методов расчета отдельных фундаментов на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте;

- предложен и разработан метод, адекватно отражающую фактическую работу кустов из щебеночных свай с учетом, в отличие от существующих методов, их взаимного влияния;

- разработанные новые модели мульти-линейной и мульти-нелинейной регрессии позволяют рассчитать осадку фундамента на щебеночных сваях со средней абсолютной ошибкой (ААЕ) и средним значением (М) меньшими, чем при расчете по известным методам.

Практическая значимость работы заключается:

- в возможности определения осадки отдельного фундамента на щебеночных сваях с учетом их взаимного влияния, что соответствует их фактической работе во взаимодействии с грунтовым массивом и повышает точность расчета по сравнению с расчетом, выполненным с использованием концепции элементарной ячейки или гомогенизированного материала;

- в возможности назначать длину свай не более ее критического значения, превышение которого не приводит к снижению осадки отдельного фундамента, что существенно влияет на экономическую составляющую проектного решения;

- в возможности использовать результаты проведенных исследований и разработанных методик расчета для актуализации нормативных документов в области геотехники.

Методология и методы исследования

Методологической основой диссертационного исследования являлись труды отечественных и зарубежных ученых, технологов, проектировщиков и строителей в области геотехники. В диссертационной работе применялись следующие методы:

- анализ литературных источников по тематике диссертационной работы;
- численный метод моделирования эксперимента по изучению работы отдельного фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте;
- статистическое моделирование для прогнозирования осадки фундамента на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах;
- сравнение результатов численного моделирования с результатами аналитических решений, полученных с использованием статистического моделирования, а также с результатами аналитических решений, полученных из литературных источников.

Положения, выносимые на защиту:

- методика и результаты моделирования численным методом напряженно-деформированного состояния системы «щебеночная свая – окружающий грунт – ростверк»;
- результаты численных расчетов зависимости осадки фундамента на щебеночных сваях от геометрических размеров свай, осевого расстояния между сваями, характеристик слабого глинистого грунта и материала щебеночных свай и вертикальной нагрузки на фундамент;
- результаты анализа выполненных численных исследований, методика определения коэффициента снижения осадки, установленные закономерности развития боковых деформации щебеночных свай и распределения контактных напряжений под ростверком;

- результаты использования статистического моделирования и регрессионного анализа для прогнозирования осадки фундаментов на щебеночных сваях.

Достоверность результатов, полученных в рамках проведенных исследований и сделанных выводов обеспечивается применением основных гипотез и моделей поведения материалов, применяемых в механике грунтов, использованием классических решений теории упругости, теории упругости и теории пластичности, современных комплексов и методик обработки экспериментальных данных, использованием современных программных комплексов, непротиворечием полученных результатов имеющимся опытным данным.

Личный вклад автора диссертации заключается в следующем:

- в выполнении анализа литературных источников по различным аспектам рассматриваемой в диссертационной работе тематики, что позволило обосновать актуальность и определить цель и задачи диссертационной работы;

- в анализе аналитических решений по расчету фундаментов на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте;

- в разработке методики и выполнении численных исследований работы отдельных фундамента на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах с учетом взаимного влияния свай;

- в разработке новой модели мульти-линейной и мульти-нелинейной регрессии для расчета осадки фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте;

- в проведении регрессионного анализа с использованием данных, полученных в результате численных исследований закономерности осадки отдельных фундаментов на щебеночных сваях;

- в разработке инженерной методики расчета осадок отдельных фундаментов на щебеночных сваях с учетом их взаимного влияния и определением рациональной длины свай;

- в подготовке материалов для публикации результатов выполненных исследований в научных изданиях.

Апробация работы

Основные положения диссертационной работы были рассмотрены и обсуждены на:

- 1) XVIII Russian-Polish-Slovak Seminar Theoretical Foundation of Civil Engineering. 9-13 сентября 2019 г., г. Жилина, Словакия;
- 2) Modelling and Methods of Structural Analysis. 13–15 ноября 2019 г., г. Москва, Российская Федерация;
- 3) International Scientific Conference Construction Mechanics, Hydraulics and Water Resources Engineering (CONMECHYDRO – 2020). 23-25 апреля 2020 г., г. Ташкент, Узбекистан;
- 4) VII International Scientific Conference "Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education" (IPICSE 2020). 11-14 ноября 2020 г., г. Ташкент, Узбекистан;
- 5) Deep Foundations and geotechnical problems of territories (DFGC 2021). 26-28 мая 2021 г., г. Пермь, Российская Федерация;
- 6) Китайско-Российский форум молодых ученых в области геотехники и подземного строительства. 14–15 сентября 2022 г., г. Москва, Российская Федерация.

Публикации

По теме диссертации опубликовано (6) научных работ, в том числе (3) статьи в журналах, из «Перечня рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертации на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук», и (3) работы опубликованы в журналах, индексируемых в международной реферативной базе Scopus.

В диссертации использованы результаты научных работ, выполненных автором – соискателем ученой степени кандидата технических наук – лично и в соавторстве.

Объем и структура работы

Диссертация состоит из введения, 3 глав, заключения и списка литературы. Общий объем диссертации составляет (110) страниц, (63) рисунка, (5) таблиц.

Автор выражает особую признательность за научное руководство д.т.н., профессора Знаменского Владимира Валериановича, а также благодарит за предоставленную методическую помощь сотрудников кафедры «Механика грунтов и геотехника» НИУ МГСУ.

От всего сердца он благодарит Российскую Федерацию и ее народ за прекрасно проведенные дни и за все, что он в них увидел.

ГЛАВА 1. ЩЕБЕНОЧНЫЕ СВАИ, МЕТОДЫ УСТРОЙСТВА, РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ, МЕТОДЫ РАСЧЕТА

По имеющимся сведениям, впервые щебеночные сваи были применены в 1830 г. французскими военными инженерами при строительстве на слабом глинистом грунте железоделательных заводов артиллерийского арсенала в Байонне. Диаметр щебеночных свай составлял всего 0,2 м, длина 2 м, а нагрузка на сваю - 10 кН. Устройство щебеночных свай больших размеров было невозможно по технологическим причинам, что ограничивало их применение в строительстве и на долгие годы они были практически забыты. В 1960 г. в связи с развитием геотехнических технологий, позволившим значительно увеличить длину и диаметр щебеночных свай, они были повторно использованы в строительстве, и многие инженеры-геотехники истинным началом концепции применения щебеночных свай считают шестидесятые годы прошлого столетия [1-6, 112]. С тех пор щебеночные сваи использовались, в основном, для улучшения строительных свойств слабых грунтов, образуя вместе с ним геокompозит, обладающий малой сжимаемостью и повышенной прочностью, и значительно реже, как собственно сваи для передачи нагрузки от сооружения на основание. В то же время, как показала практика, применение их в этом качестве экономически оправдано при строительстве зданий и сооружений малой этажности и допускающих значительные, по сравнению с обычными, осадки (где конструкция может выдерживать относительно большие, по сравнению с обычными, осадки). Массовое возведение таких зданий отмечается в сельскохозяйственных районах в пойме реки Нил в Египте, сложенной с поверхности преимущественно слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами. Дополнительным преимуществом применения здесь щебеночных свай, по сравнению с железобетонными, является простота их устройства, для которой не требуется сложная дорогостоящая техника и зачастую возможно использовать ту же, что и для производства сельскохозяйственных работ [112].

1.1. Устройство щебеночных свай

Устройство щебеночных свай начинается с образования в грунте полости, которая затем заполняется зернистым материалом с его уплотнением. В качестве материала для изготовления свай используется щебень фракции 5–50 мм или смесь щебня с песком, возможно также использование гравия [5]. Для уплотнения слабых водонасыщенных глинистых и просадочных лессовых грунтов часто используется песчаный материал, такие сваи называют песчаными сваями.

Существует несколько методов изготовления щебеночных свай [5]: Наибольшее распространение получил вибрационный метод. В этом методе цилиндрическая полость под сваю создается виброндом, заполняется щебнем и уплотняется тем же зондом, который одновременно перемещает материал в радиальном направлении в слабый грунт. Щебеночные сваи с использованием этого метода могут быть устроены мокрым или сухим способом с подачей щебенки одновременно с погружением зонда или после окончания образования полости. При сухом способе погружение вибронда в грунт происходит только под собственным весом, при мокром – одновременно с размывом породы струями воды (см. рисунки 1.1–1.3) [5 - 11].

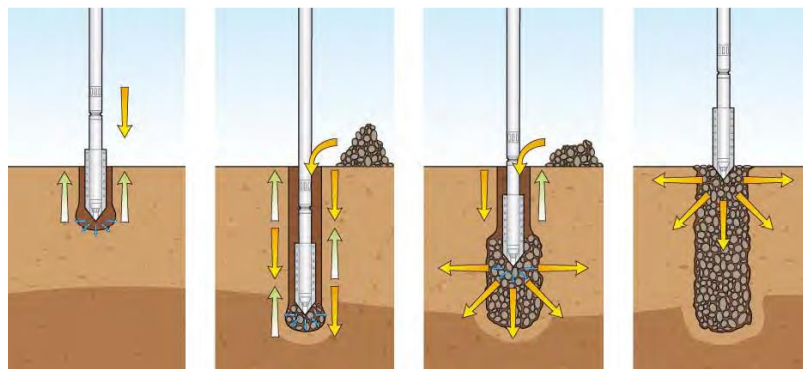


Рисунок 1.1 - Схема процесса формирования сваи «мокрым способом» при подаче материала одновременно с погружением вибронда [7].

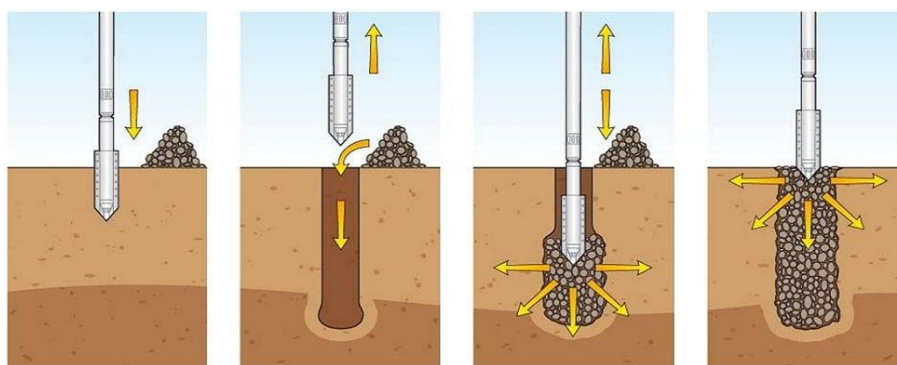


Рисунок 1.2 - Схема процесса формирования сваи «сухим способом» при подаче материала одновременно с погружением виброронда [7].

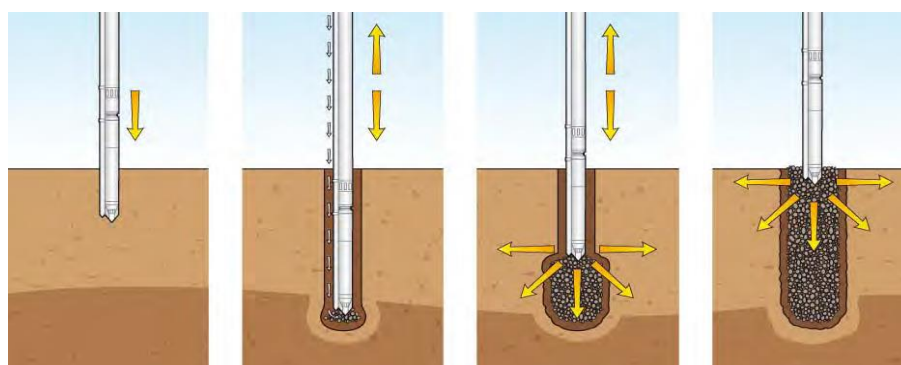


Рисунок 1.3 - Схема процесса формирования сваи «сухим способом» при подаче материала после полного формирования скважины [7].

Метод виброкомпозиции широко распространен в Японии и используется для стабилизации слабых глин при наличии высоких уровней грунтовых вод и уплотнения песчаных грунтов. Процедура устройства сваи проиллюстрирована на рисунке 1.4. Сначала в грунт на необходимую глубину погружается обсадная труба с помощью тяжелого вибрационного молота, расположенного в верхней части трубы. Затем труба частично заполняется сыпучим материалом, поднимается на высоту засыпки и опять погружается, уплотняя ее. Такая процедура повторяется до тех пор, пока свая не будет сформирована на всю высоту. Обычно диаметр таких свай составляет 600–800 мм [5 и 8].

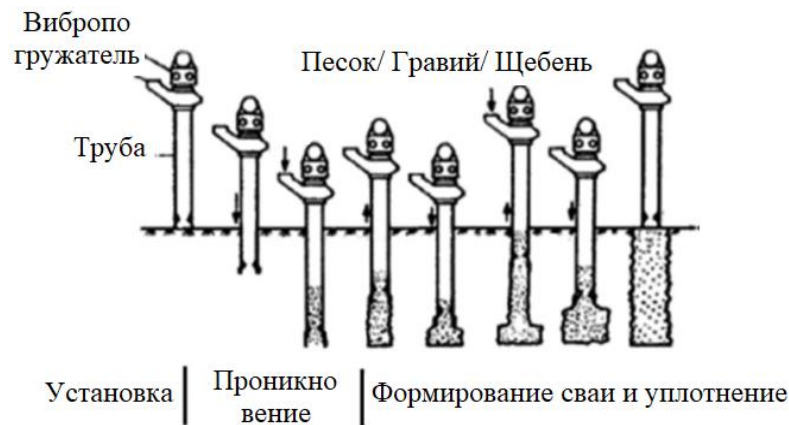


Рисунок 1.4 - Метод виброкомпозиции [5].

1.2. Результаты исследований работы щебеночных свай

Изучению различных аспектов устройства и работы щебеночных свай полевыми, лабораторными и численными методами, а также методам их расчета посвящены многие работы отечественных и зарубежных ученых и специалистов. В подавляющем большинстве изучалась работы щебеночных свай при их использовании для улучшения строительных свойств слабых грунтов, в основном снижения их деформируемости [1, 12–23, 66–69].

1.2.1. Полевые и лабораторные исследования работы щебеночных свай

Greenwood, 1970 [12] представил результаты изучения поведения щебеночных свай диаметром 0,9 м в полевых условиях в различных грунтах под квадратными и ленточными ростверками. Изменялся материал свай и расстояние между ними, сваи опирались на твердые глины. Greenwood показал, что осадка фундамента, характеризуемая коэффициентом снижения осадки (β), равном отношению осадки фундамента на щебеночных сваях к осадке того же фундамента на слабом глинистом грунте без щебеночных свай, уменьшается при уменьшении расстояния между сваями (рисунок 1.5), а при увеличении этого расстояния более чем на 3 м (примерно 3 диаметра свай) в проведенных опытах положительное влияние щебеночных свай на осадку фундамента практически сходит на нет.

Теми же опытами было установлено, что тип материала свай повлиял на осадку фундамента. Применение щебеночных свай для уменьшения

деформируемости грунта более эффективно, по сравнению с песчаными сваями (рисунок 1.6).

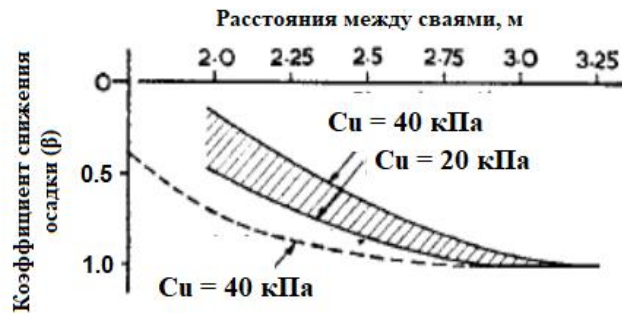


Рисунок 1.5 – Влияние расстояния между щебеночными сваями на коэффициент снижения осадки фундамента в различных грунтовых условиях [12]

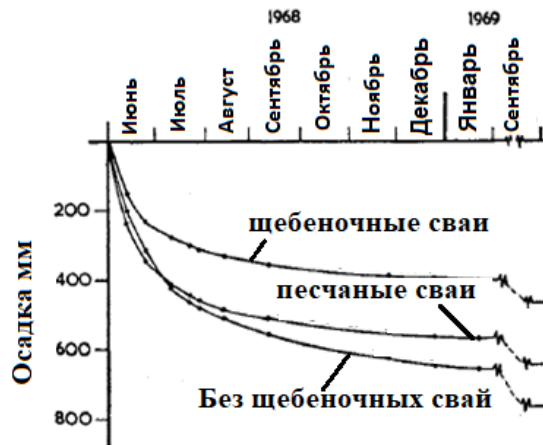


Рисунок 1.6 – Влияние материала свай на снижение деформируемости грунта [12]

Hughes и Withers, 1974 [1] провели лабораторные испытания щебеночных свай длиной 150 мм, диаметром от 12,5 до 38 мм. Было установлено, что под действием нагрузки в верхней части сваи возникает значительная вертикальная и боковая деформация, быстро уменьшающиеся с глубиной. Было показано, что предел прочности сваи определяется, в первую очередь, максимальной боковой реакцией грунта вокруг зоны выпуклости и что степень вертикального перемещения внутри сваи ограничена четырьмя ее диаметрами (рисунок 1.7). Также было показано, что при отношении длины к диаметру сваи менее

четырех, сваи теряет несущую способность за счет разрушения грунта под ее НИЖНИМ КОНЦОМ.

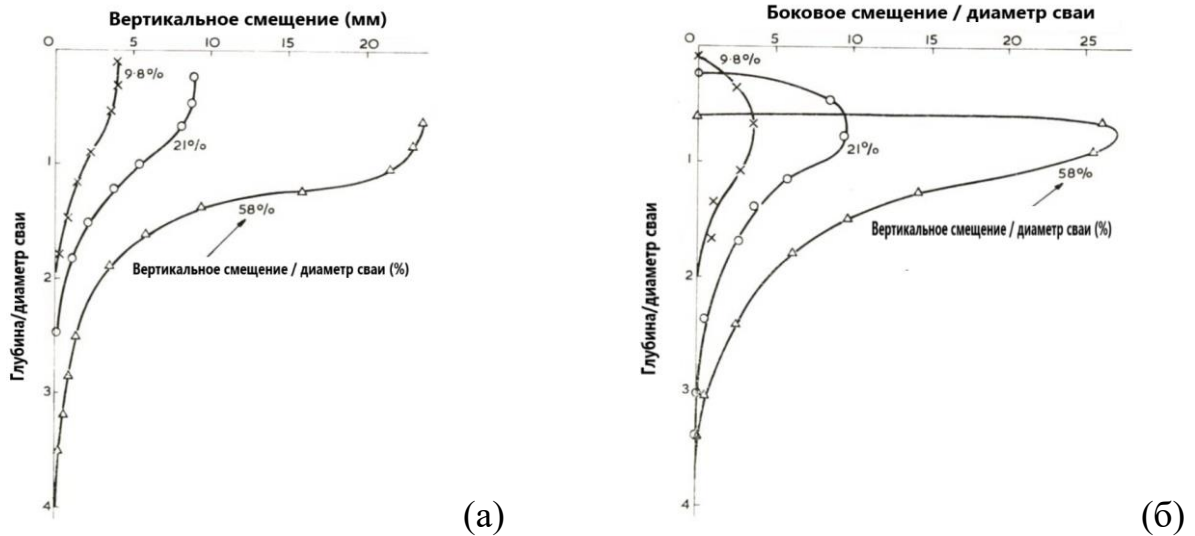


Рисунок 1.7 - Распределение по глубине (а) - вертикальных и (б) – боковых смещений сваи [1]

Watts и др., 2000 [13] провели полномасштабные испытания пяти щебеночных свай диаметром 0,6 м, расположенных в один ряд под ленточным фундаментом шириной $B = 0,75$ м. Ими было установлено, что в результате устройства свай боковое давление грунта на них превышает давление грунта в состоянии покоя и составляет что-то среднее между давлением покоя и пассивным давлением, а зона уплотнения грунта, вызванного устройством свай составляет 1,5 ее диаметра.

Наряду с этим они установили, что распределение напряжений между щебеночными сваями и промежуточным грунтом под фундаментом имеет решающее значение для прогнозирования несущей способности фундамента, которая должна рассчитываться, исходя из соотношения между жесткостью щебеночной сваи и окружающем грунтом, и что это соотношение возрастает с увеличением приложенной нагрузки и осадки фундамента.

Muir Wood и др., 2000 [3] провели лабораторные испытания группы щебеночных свай под круглой ростверком с целью изучения их разрушения. В экспериментах изменялись длина и диаметр свай, расстояние между ними и коэффициент замещения площади (A_r), определенный как отношение площадей

сечения щебеночных свай к площади подошвы ростверка. В результате они предложили следующую классификацию щебеночных свай в зависимости от формы их разрушения:

- если у сваи нет ограничения по расширению в радиальном направлении соседними щебеночными сваями, среднее напряжение в свае увеличивается, и свая увеличивается в объеме;

- если свая имеет небольшое ограничение по расширению в радиальном направлении и, следовательно, небольшую возможность увеличения среднего напряжения, то в свае может образоваться диагональная плоскость сдвига, что приведет к ее разрушению;

- короткая свая под действием нагрузки будет проникать в нижележащий слой грунта, т. е. работать как обыкновенная свая. Это проникновение будет тем больше, чем короче свая.

McKelvey и др., 2004 [14] провели лабораторные испытания небольших групп щебеночных свай (3 или 4 сваи диаметром $d = 25$ мм) в слабой глине под тремя типами фундаментов (круглый, ленточный и квадратный). Было установлено, что наличие щебеночных свай значительно снижает осадку фундамента в слабой глине при длине свай до $6d$. При увеличении длины свай дальнейшего снижения осадки зафиксировано не было ($L = 1,5 d$ для круглого фундамента, $L = 1,5 B$ квадратного фундамента и $L = 3B$ для ленточного фундамента, где d - диаметр круглого фундамента, B – ширина квадратного и ленточного фундамента). Более того, они отметили, что короткая свая имеет тенденцию увеличиваться в поперечном сечении по всей ее длине и проникать в нижележащий грунт, в то время как длинные сваи увеличиваются в сечении только в их верхней части (рисунок 1.8), что совпадает с результатами опытов McKelvey.

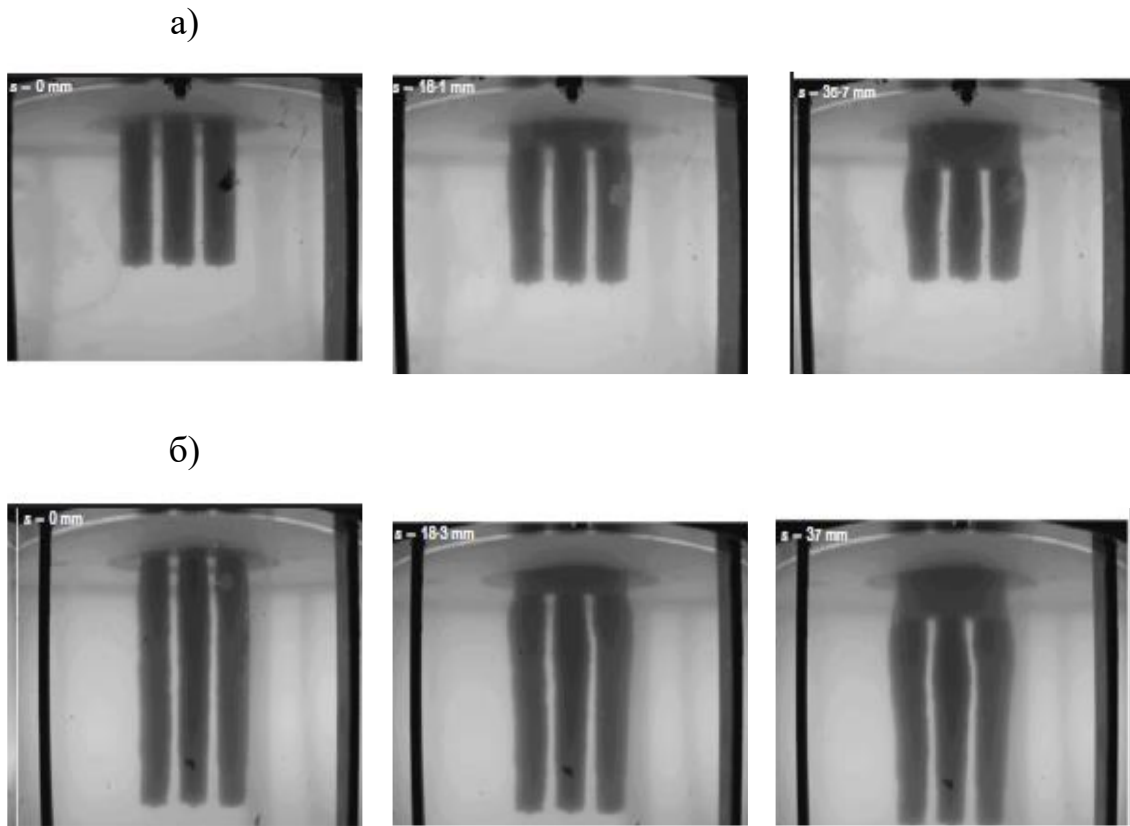


Рисунок 1.8 - Деформации щебеночных свай под круглым ростверком в начале, середине и конце загрузки фундамента (а – короткие сваи, б – длинные сваи) [14]

White и др., 2007 [16] провели испытание одиночной и группы из 4-х щебеночных свай в полевых условиях. Диаметр свай длиной 2,8 и 5,1 м составлял 0,76 м, ростверк жесткий. Было установлено, что группа из коротких свай имеет большую величину осадки по сравнению с группой из более длинных свай. Было показано также, что осадка длинных свай является, в основном, следствием увеличения диаметра их поперечного сечения (разбухания), в то время как осадка более коротких свай происходит за счет вдавливания в грунт их нижних концов.

Black и др., 2011 [18] в результате маломасштабных модельных испытаний установили, что более короткие щебеночные сваи вели себя как элементы передачи нагрузки и теряли несущую способность за счет разрушения грунта под их нижними концами (по грунту), а более длинные сваи за счет раздавливания (по материалу). Осадка одиночных свай постепенно

уменьшается с увеличением соотношения L/d до 8, а при $L/d = 10$ это уменьшение прекращается полностью.

Fattah и др., 2011, 2013 [20, 21] в результате проведения испытаний одиночных и небольших групп щебеночных свай (2, 3 и 4 сваи) диаметром 50 мм, длиной $6d$ и $8d$ в грунтах, обладающих различным сцеплением $c_u = 6, 9$ и 12 кПа, пришли к выводу, что коэффициента концентрации напряжений (SCR), определяемый как отношение напряжения, передающегося от ростверка на сваю, к напряжению, передающемуся на грунт меж свайного пространства, характеризующий распределение действующей на группу нагрузки между сваями и грунтом под ростверком, увеличивается с увеличением модульного соотношения E_s/E_c , где E_s и E_c – модули деформации грунта и сваи соответственно, и длины сваи.

1.2.2. Численное моделирование работы щебеночных свай

С появлением и развитием численных методов появилась возможность более полного изучения работы щебеночных свай и понять их поведение под нагрузкой (форма разрушения, осадка и т. д.) [25-41, 70–71] в зависимости от большего числа факторов, чем это было возможно при проведении полевых и лабораторных испытаний, но и при этом приходилось упрощать реальную геометрию задачи, для чего в исследованиях использовались следующие геометрические модели [24]:

- элементарная ячейка с осевой симметрией (рисунок 1.9 а). Изучается работа одной сваи в некотором объеме окружающего ее грунта. Может быть полезно изучить только горизонтальное сечение элементарной ячейки, а не всю длину;

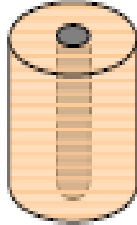
- продольные щебеночные траншеи (рисунок 1.9 б). Щебеночные сваи преобразуются в продольные траншеи для изучения проблемы в условиях плоской деформации;

- цилиндрические щебеночные кольца (рисунок 1.9 в). Щебеночные сваи преобразуются в цилиндрические кольца из щебня для изучения проблемы в условиях осевой симметрии;

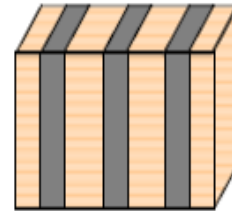
- гомогенизация или эквивалентный однородный грунт (рисунок 1.9 г).
Щебеночные сваи и окружающий грунт преобразуются в однородный грунт с эквивалентными улучшенными свойствами;

- 3D модель для плитных фундаментов на сваях (рисунок 1.9 д);

- 3D модель для кустов свай (рисунок 1.9 е).



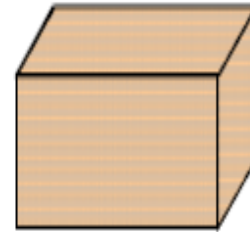
(а) Элементарная ячейка



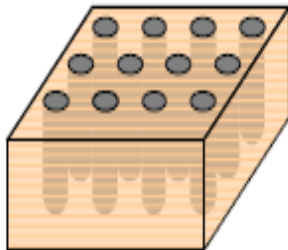
(б) Продольные гравийные траншеи



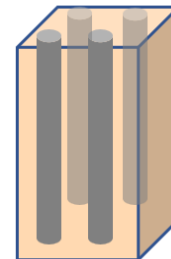
(в) Цилиндрические кольца



(г) Эквивалентный однородный грунт



(д) 3D модель для плитных фундаментов на сваях



(е) кусты свай

Рисунок 1.9 - Основные геометрические модели щебеночных свай [24].

В подавляющем большинстве случаев в численных исследованиях работы щебеночных свай используется концепция элементарной ячейки, однако она не может корректно отразить поведение небольшой группы свай (куста свай), где сваи оказывают неодинаковое, в зависимости от их расположения в плане под ростверком, влияние на работу друг друга, и чем меньше свайный куст, тем в большей степени это взаимовлияние проявляется. Неучет этого фактора

приводит к существенным ошибкам при оценке результатов применения щебеночных свай как для усиления слабых глинистых грунтов, так и для передачи нагрузки на основание [19, 25–27].

В 2014 Shahu и Reddy, [25] выполнили численный анализ, используя концепцию элементарной ячейки и 3D модели для кустов свай, чтобы сравнить полученные результаты. Сравнение проводилось с одинаковыми деталями для обеих концепций и показало, что при одинаковой нагрузке осадка куста свай, определенная с использованием концепции элементарной ячейки, примерно в два раза больше, чем с использованием 3D модели (рисунок 1.10). Кроме того, осадка куста по концепции элементарной ячейки не зависела от коэффициента замещения площади (A_r), что противоречит опытным данным.

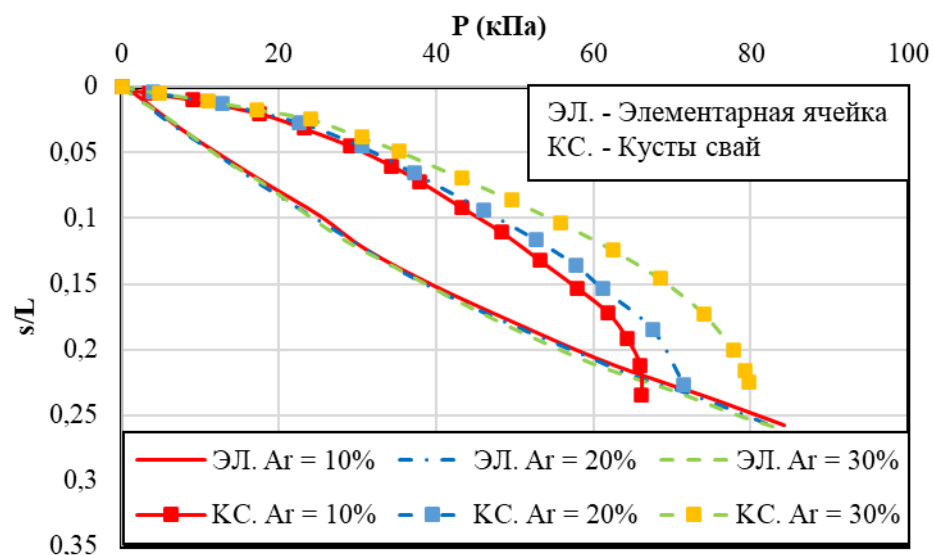


Рисунок 1.10 - Графики зависимости нормализованной осадки (s/L) от нагрузки (p) для элементарной ячейки и кустов свай при различных значениях коэффициента замещения площади (A_r) [25].

Pham и White, 2007 [29] провели численные исследования работы одиночной и группы из 4-х щебеночных свай под жестким ростверком. Диаметр (d) свай длиной (L) 2,8 м и 5,1 м составлял 0,76 м. На основании полученных результатов было установлено, что коэффициент концентрации напряжений (SCR), определяемый как отношение напряжения, передающегося от ростверка на сваю, к напряжению, передающемуся на грунт межсвайного

пространства, увеличивается по мере увеличения нагрузки до уровня, соответствующего значению несущей способности фундамента, а затем начинает снижаться, что не наблюдалось при полевых измерениях.

Было также установлено, что поведение элементарной ячейки и одиночной сваи весьма схожи с точки зрения распределения по глубине осевой нагрузки.

Elsawy и др., 2009 [30], применяя концепцию элементарной ячейки, провели с помощью Plaxis 2D численный анализ работы фундамента на щебеночных сваях в слабой глине. Результаты анализа показали, что крайние сваи группы имеют небольшую осадку и несимметричную форму увеличения поперечного сечения.

Castro и Karstunen, 2010, [31] провели численное моделирование для оценки эффекта применения щебеночной сваи, в результате которого они установили, что свая на участке ее уширения имеет неправильную форму, а коэффициент бокового давления грунта примерно в 1,4 раза превышает давление в состоянии покоя ($k_s = 1,4 k_0$), что означает увеличение ограничения боковых деформаций сваи и, следовательно, коэффициента снижения осадки (β).

Killeen и McCabe, 2013 [26] провели с помощью ПК Plaxis 3D численное исследование небольшой группы щебеночных свай под жестким ростверком с целью определения роли и взаимодействия ключевых факторов, имеющих отношение к проектированию осадки небольших групп щебеночных свай, таких как длина свай и расстояние между ними, расположение свай в плане, а также прочность и жесткость материала свай. Они пришли к выводу, что расстояние между сваями оказывает незначительное влияние на осадку фундамента, которая с небольшой скоростью уменьшалась по мере увеличения длины сваи до глубины, равной 5 м. Они предположили, что эффективная длина сваи, с точки зрения уменьшения осадки фундамента, составляет $2B$, где B ширина ростверка. В то же время осадка уменьшалась и с увеличением

жесткости свай (E_C), что наиболее заметно для фундаментов с большим коэффициентом замещения площади (A_r).

Hanna и др., 2013 [32] выполнили численный анализ с помощью ПК Plaxis 2D, чтобы исследовать несущую способность одиночной и групп щебеночных свай, установленных в слабых грунтах под плитным фундаментом. Они пришли к выводу, что коэффициент снижения прочности (R), равный отношению несущей способности фундамента на щебеночных сваях к несущей способности того же фундамента на слабом глинистом грунте без щебеночных свай при одной и той же осадке, увеличивается в результате увеличения отношения D/V , где D - сумма диаметров свай. Интенсивность увеличения была высокой, когда соотношение D/V составляло менее 0,6. Значение коэффициента нагрузки примерно постоянно, когда D/V достигает значения 1. Кроме того, несущая способность группы была значительно улучшена в результате увеличения угла сопротивления сдвигу щебня или модуля его деформации. Потеря несущей способности сваями за счет их боковой деформации (раздутия) была отмечена для отдельных свай в группе только тогда, когда отношение A_r составляло менее 10%. С другой стороны, группа щебеночных свай с коэффициентом замещения площади A_r в диапазоне от 10 до 35% имела массивное разрушение при сдвиге как свай, так и окружающего грунта.

Shahu и Reddy, 2014 [25] провели численный анализ работы одиночных и групп щебеночных свай при упругопластическом поведении грунта (мод. Cam clay) и свай (мод. Мора-Кулона). Анализ проводился с использованием концепции элементарной ячейки. Диаметр свай разной длины L (5–20 м) составлял 1,00 м, а коэффициент замещения площади (A_r) изменялся от 10% до 30 % за счет изменения диаметра ростверка и числа свай ($N = 9–21$). Изменялись и свойства глинистого грунта. Результаты проведенных исследований показали, что по мере увеличения коэффициента замещения площади (A_r) осадка ростверка уменьшается. При увеличении нормированной длины свай (L/d) осадка также уменьшается, но только до достижения до достижения критической длины свай, которая составила $L/d = 10$.

Castro, 2014 [34] разработал 3d и 2d численную модель для группы щебеночных свай под жестким ростверком, нагруженным равномерно распределенным давлением 100 кПа. Слабый глинистый грунт и щебеночные сваи были смоделированы как упругая и упругопластическая модели. Автор изучил параметры, влияющие на осадку групп щебеночных свай, и пришел к следующим выводам.

При постоянном коэффициенте замещения площади осадка мало зависит от расстояния между щебеночными сваями и их числа.

Осадка уменьшается при увеличении длины щебеночных свай до 1,5 ширины ростверка (1,5 B), на основании чего автор рекомендует принимать их длину, равной 2B.

Ng и Tan, 2014 [35] в своих исследованиях показали, что висячие щебеночные сваи работают в качестве несущих свай, если их длина правильно выбрана.

Tan и др., 2014 [36], основываясь на результатах своих численных исследований, пришли к выводу, что оптимальная или критическая длина сваи находится в пределах изменения соотношения L/B от 1,3 до 2,2. Однако при высоких значениях коэффициента замещения площади, способствующих переносу нагрузки на большую глубину, оптимальная длина сваи может увеличиться.

Sexton и др., 2014 [37] провели сравнение результатов эмпирических и теоретических решений, а также численных моделей, построенных с использованием концепция элементарной ячейки. По результатам их сравнения был сделан вывод, что методы, основанные на эластичном поведении материалов, будут завышать прогнозируемые значения осадки и должны использоваться только в относительно жестких грунтах, для которых модульное соотношение E_c/E_s будет относительно небольшим.

Ng и Tan, 2015 [38] провели численный анализ (ПК Plaxis 2D) с использованием двух концепций: концепции элементарной ячейки и концепции

гомогенизации. Разработанный ими полуэмпирический метод гомогенизации предлагает быстрое решение для фундамента на щебеночных сваях. Несмотря на простоту, метод учитывает пластическое деформирование при больших нагрузках, что отличает его от современных методов, используемых при проектировании, которые, в основном, основаны на теории упругости и эмпирических подходах. Этот метод был проверен в ходе нескольких тематических исследований, однако следует проявлять осторожность при использовании этого метода за пределами диапазона параметров и допущений, для которых он был разработан.

Ng, 2018 [40] выполнил 3D-моделирование (Plaxis 3D) работы одиночной щебеночной сваи с целью оценки ее несущей способности. Из полученных результатов был сделан вывод, что на несущую способность щебеночной сваи влияет угол внутреннего трения материала сваи и недренированная прочность на сдвиг окружающего грунта. Влияние модульного соотношения невелико и может быть проигнорировано, особенно когда E_c/E_s больше 20. На режим разрушения сваи влияет величина угла внутреннего трения ее материала, а не прочность на сдвиг окружающего грунта и модульное соотношение.

Remadna и др., 2020 [41] провели 3D-численный анализ для небольших групп щебеночных свай под жестким круглым ростверком. Они в очередной раз подтвердили, что осадка фундамента уменьшается с увеличением длины сваи до определенной длины, в то время как за пределами этой длины осадка практически постоянной. Оптимальная длина свай составляет около $1,2 D$.

1.2.3. Математические методы

1.2.3.1. Несущая способность щебеночных свай

Hughes и Withers, 1974 [1] применили теорию расширения полости для определения предельного давления на глинистый грунт расширяющейся щебеночной сваи в условиях отсутствия дренажа:

$$\sigma_{3,ult} = \sigma_{ro} + \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{2 \cdot c_u \cdot (1 + \nu)} \right) \right] \cdot c_u = \sigma_{ro} + K_c \cdot c_u, \quad (1.1)$$

где: σ_{ro} - радиальное напряжение; c_u - недренарованная прочность грунта на сдвиг; E_s - модуль деформации грунта; ν - коэффициент Пуассона и K_c - коэффициент, учитывающий изменение бокового давления грунта, вызванное расширением полости щебеночной сваи. Приняв $K_c = 4$ авторы получили следующее уравнение для определения главного эффективное напряжение.

$$\sigma_{3,ult} = \sigma_{ro} + 4 \cdot c_u = \sigma'_{3,ult} = \sigma'_{ro} + 4 \cdot c_u \quad (1.2)$$

Учитывая пластическое равновесие внутри щебеня, Hughes и др. (1975) предположили, что предельное осевое напряжение внутри одной сваи может быть выражено как [42]:

$$q_{ult} = \sigma'_{3,ult} \cdot \left[\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right] = [\sigma'_{ro} + 4 \cdot c_u] \cdot \left[\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right], \quad (1.3)$$

где: ϕ_c - угол внутреннего трения щебеня.

Greenwood (1970) и Van Impe и др. (1997) [12, 43] рекомендовали добавить в формулу (1.3) часть пассивного давления на грунт:

$$q_{ult} = [\sigma'_{ro} + 4 \cdot c_u] \cdot \left[\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right] + 2 \cdot c_u \cdot \left[\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right]^{0.5} \quad (1.4)$$

Stuedlein и др., 2013 [44] предложили использовать модифицированный коэффициент расширения полости, определяемый как

$$K_c = -1.45 \ln(c_u) + 8.52 \quad (1.5)$$

$$\text{Тогда } q_{ult} = [\sigma'_{ro} + (-1.45 \ln(c_u) + 8.52) \cdot c_u] \cdot \left[\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right] \quad (1.6)$$

Vesic, 1972 [45] получил формулу для определения q_{ult} в дренированном состоянии:

$$q_{ult} = [cF'_c + qF'_q] \cdot \left[\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right] \quad (1.7)$$

где: c - сцепление грунта; $q = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ - среднее напряжение в зоне по глубине, равной $4d$; F'_c и F'_q - коэффициенты расширения полости, которые, зная индекс жесткости I_R и угол внутреннего трения окружающего грунта ϕ , можно определить по графикам на рисунке 1.11.

Индекс жесткости грунта I_R определяется по формуле:

$$I_R = \frac{E}{2(1+\nu)(c+q \tan \phi)} \quad (1.8)$$

где E = модуль деформации окружающего грунта, ν = коэффициент Пуассона окружающего грунта.

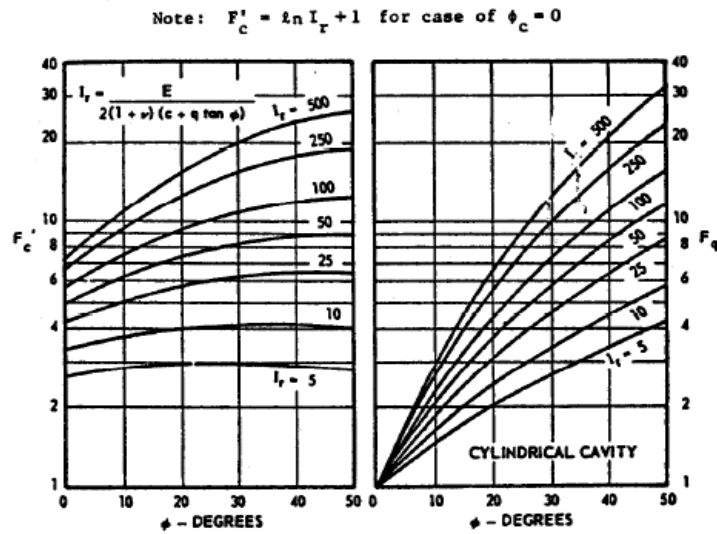


Рисунок 1.11 - Коэффициенты расширения цилиндрической полости [45]

Mitchell, 1981 [46] предложил простой эмпирический метод определения несущей способности одной щебеночной сваи:

$$q_{ult} = c_u N_c \quad (1.9)$$

где N_c - коэффициент несущей способности щебеночной сваи, равный 25.

Barksdale и Vachus, 1983 [2] рекомендовали принимать $18 \leq N_c \leq 22$ для свай, выполненных с применением вибромеханизма, в зависимости от параметров жесткости (E) и пластичности (c и ϕ) окружающего грунта. Рекомендация основана на обратных расчетах по результатам полевых испытаний.

Stuedlein и др., 2013 [44] предложили определять коэффициент N_c по формуле:

$$N_c = e^{(-0.0096 c_u + 3.5)} \quad (1.10)$$

Bouassida и др., 1995 [47] в результате изучения работы плитного фундамента на усиленном щебеночными сваями грунтовом основании пришли к выводу, что точную оценку повышение несущей способности фундамента за счет применения щебеночных свай дать невозможно, представляется разумным

выполнить эту оценку с помощью соотношения $R = q_c/q_s$, где q_c - несущей способности фундамента на щебеночных сваях, q_s несущей способности фундамента на слабом глинистом грунте без щебеночных свай, а R задается как:

$$R = \begin{cases} 1 + \frac{A_r}{2} \left[(K_c - 2) + \frac{c_c}{c} \sqrt{K_c} \right]; & K_c \leq 2 \\ 1 + \frac{A_r}{2} \left[(K_c - 2) + \frac{c_c}{c} \sqrt{K_c} \right] + \frac{A_r}{4} \\ [((K_c - 1) \ln(K_c - 1) - (K_c - 2))]; & K_c \geq 2 \end{cases} \quad (1.11)$$

где: K_c - коэффициент, учитывающий изменение бокового давления грунта, вызванное расширением полости щебеночной сваи.

Nazari Afshar и Ghazavi, 2012 [48] разработали методику, по которой зная обычные параметры прочности на сдвиг Мора-Кулона материала щебеночных свай и грунта несущей способности щебеночных свай можно определить по формуле:

$$q_{ult} = c_c N_c + q N_q + 0.5 W \gamma_c N_\gamma, \quad (1.12)$$

где: N_c , N_q и N_γ определяются по графикам на рисунке 1.12 в зависимости от угла внутреннего трения материала щебеночных свай и окружающего грунта; γ_c - удельный вес щебеночного материала, q - дополнительное давление на поверхности грунта, W - отношение площади свай к осевому расстоянию между ними.

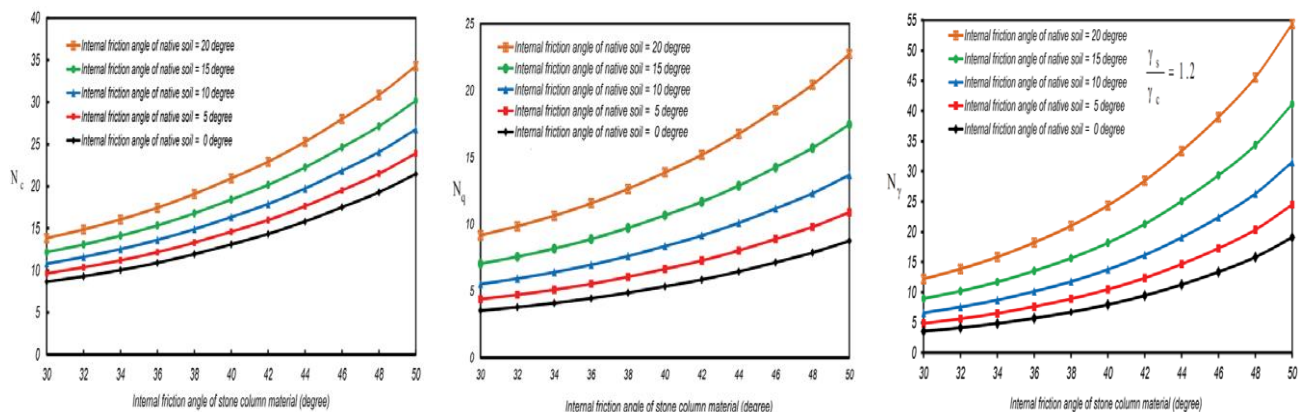


Рисунок 1.12 – Графики для определения N_c , N_q и N_γ в зависимости от угла внутреннего трения щебня и окружающего грунта [48]

Etezad и др., 2014 [49] разработали аналитическую модель для определения несущей способности фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте, под жестким плитным фундаментом. Несущая способность была рассчитана методом наложения, впервые предложенным Терцаги для расчета несущей способности основания на однородном грунте.

$$Q_{ult} = c_{comp} N_c + q N_q + 0.5 B \gamma_{comp} N_\gamma \quad (1.13)$$

Где c_{comp} , γ_{comp} и ϕ_{comp} - сцепление, удельный вес и угол сопротивления сдвигу композитной системы грунт/ сваи, которые задаются следующим образом:

$$c_{comp} = A_r c_c + (1 - A_r) c_s \quad (1.14)$$

$$\gamma_{comp} = A_r \gamma_c + (1 - A_r) \gamma_s \quad (1.15)$$

$$\phi_{comp} = \tan^{-1} \left(\frac{A_r n \tan \phi_c}{1 + (n-1)A_r} + \frac{(1-A_r) \tan \phi_s}{1 + (n-1)A_r} \right) \quad (1.16)$$

Полученные коэффициенты несущей способности N_γ , N_q и N_c в этом исследовании были представлены в виде диаграмм, показанных на рисунках 1.13–1.15.

На рисунке 1.13 представлены графики зависимости коэффициента N_q от величины угла трения материала сваи (ϕ_c) для различных значений композитного угла трения в системе грунт/свая (ϕ_{comp}) (уравнение 1.16).

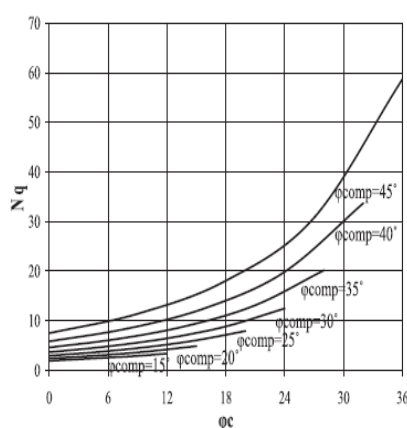


Рисунок 1.13 – Графики зависимости $N_q = f(\phi_c)$ для различных значений ϕ_{comp} [49]

На рисунке 1.14 представлены графики зависимости коэффициента N_c от величины угла трения материала сваи (ϕ_c) для различных значений

эквивалентной величины угла трения на контакте свая/грунт (ϕ_{comp}) и отношений композитного значения сцепления свая/грунт к сцеплению грунта (c_{comp}/c_s): (а) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,2$; (б) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,4$; (в) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,6$; (г) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,8$.

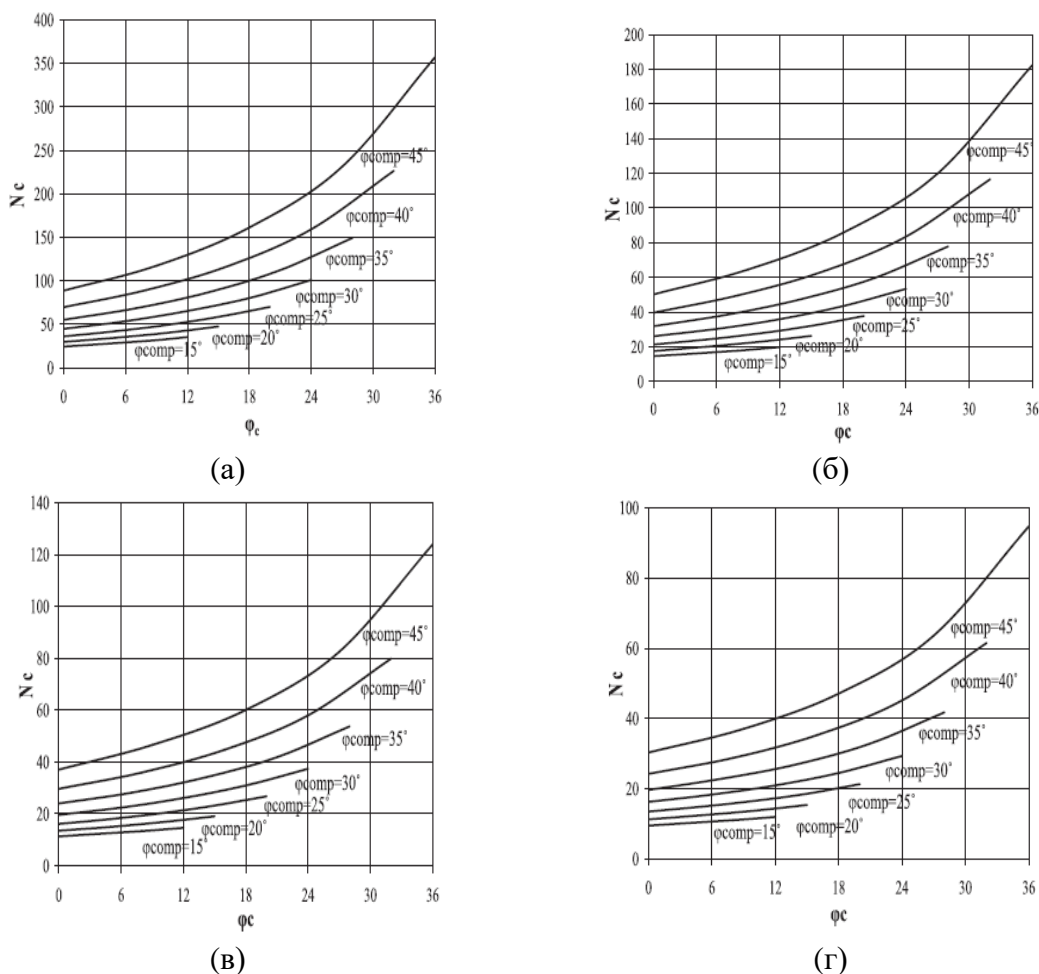
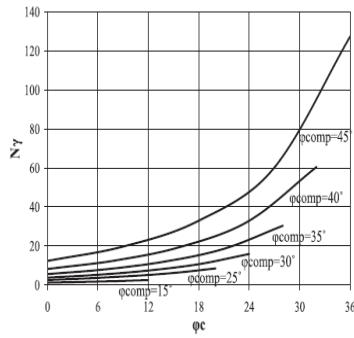
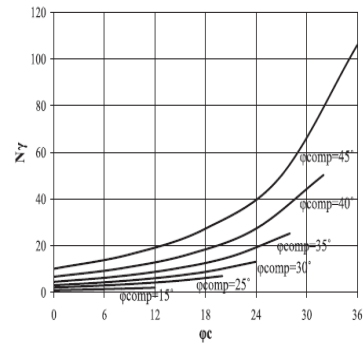


Рисунок 1.14 – Графики зависимости $N_c = f(\phi_c)$ для различных значений ϕ_{comp} и отношений (c_{comp}/c_s): (а) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,2$; (б) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,4$; (в) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,6$; (г) $c_{\text{comp}}/c_s = 0,8$ [49]

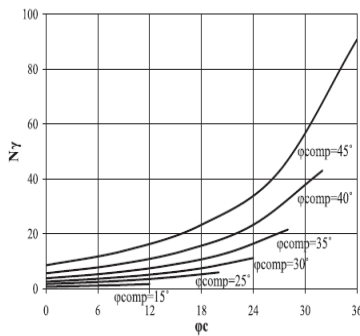
На рисунке 1.15 представлены графики зависимости N_γ от величины угла трения материала сваи (ϕ_c) при различных значениях композитной величины угла трения на контакте свая/грунт (ϕ_{comp}) для различных значений отношения композитного удельного веса сваи/грунта к удельному весу грунта ($\gamma_{\text{comp}}/\gamma_s$): (а) $\gamma_{\text{comp}}/\gamma_s = 1$; (б) $\gamma_{\text{comp}}/\gamma_s = 1,2$; (в) $\gamma_{\text{comp}}/\gamma_s = 1,4$; (г) $\gamma_{\text{comp}}/\gamma_s = 1,6$; (д) $\gamma_{\text{comp}}/\gamma_s = 1,8$; (е) $\gamma_{\text{comp}}/\gamma_s = 2$.



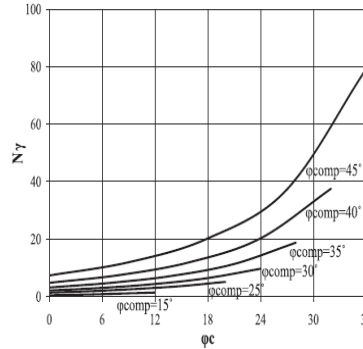
(а)



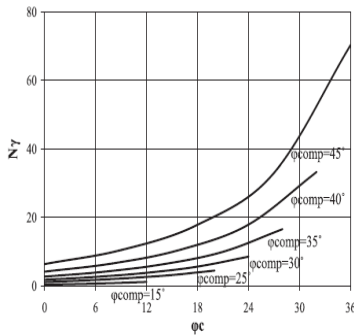
(б)



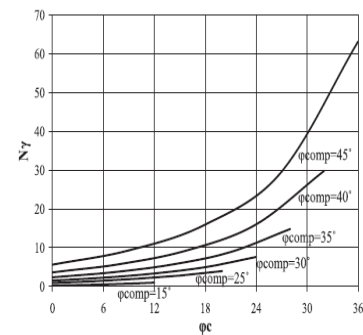
(в)



(г)



(д)



(е)

Рисунок 1.15 - Графики зависимости N_γ от угла трения сваи (ϕ_c) при различных значениях композитной величины угла трения свая/грунт (ϕ_{comp}): (а) $\gamma_{comp}/\gamma_s = 1$; (б) $\gamma_{comp}/\gamma_s = 1,2$; (в) $\gamma_{comp}/\gamma_s = 1,4$; (г) $\gamma_{comp}/\gamma_s = 1,6$; (д) $\gamma_{comp}/\gamma_s = 1,8$; (е) $\gamma_{comp}/\gamma_s = 2$ [49]

Stuedlein и Holtz, 2013 [44] выполнили моделирование мультилинейной регрессии (MLR) расчетной несущей способности данных испытаний на нагрузку, чтобы улучшить оценку несущей способности щебеночной сваи и получили следующее уравнение:

$$\ln(q_{ult}) = 4.756 + 0.013S_{rp} + 1.914A_r + 0.07d_f S_{rp} - \frac{13.71}{\tau_{mp}} + .005\tau_{mp} \quad (1.17)$$

Где: $S_{гр}$ - коэффициент гибкости свай, т. е. отношение ее длины к диаметру; A_r - коэффициент замещения площади, который определяется как отношение поперечного сечения свай к площади элементарной ячейки; d_f – расстояние от поверхности грунта до низа щебеночных свай; и τ_{mp} - коэффициент участия массы в сдвиге грунта, определяемый как отношение c_u к A_r .

Модель MLR, разработанная для расчета отдельных фундаментов, опирающихся на щебеночные сваи в широком диапазоне конфигураций ростверков и свай, характеризовалась средним значением, определяемым как среднее значение суммы соотношений между расчетным и фактическим значением, составил 1 и коэффициентом вариации CoV 13% для давления под нижними концами свай в диапазоне от 175 до 1350 кПа.

Fattah и др., 2017 [50] представили уравнение для оценки несущей способности группы щебеночных свай, установленных в глинах с различной сцеплением (4–25) кПа, с различными диаметрами свай и различным соотношением L/d полученное путем статистического анализа результатов выполненных экспериментов исследований. Уравнение получено с коэффициентом детерминации (R^2) = 0,871.

$$q_{ult} = 15.34 c_u^{0.401} A_r^{0.266} N_c^{0.084} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.526} \quad (1.18)$$

Где: c_u - сцепление грунта; A_r - коэффициент замещения площади; N_c – коэффициент, определяемый в зависимости от числа щебеночных свай и отношения их длины к диаметру (L/d).

1.2.3.2. Расчет осадки

Существует ряд методов прогнозирования осадки фундаментов на щебеночных сваях или фундаментов на слабых грунтах, преобразованных щебеночными сваями в геокомпозит [51-56, 81–85]. Как правило при разработке этих методов использовалась концепция «элементарной ячейки», грунт рассматривался как упругий материал, а сваи, как упругопластический.

Ниже приведены различные методы, которые использовались для прогнозирования осадки фундаментов.

Castro и Sagaseta, 2009 [51]

Используя решения теории упругости Castro и Sagaseta получили упрощенное аналитическое решение для оценки осадки фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте. Сваи и грунт рассматривались как упругий материал, а горизонтальная деформация в них принимались равной нулю ($\Delta\epsilon_r = \Delta\epsilon_s = 0$).

В соответствии с принятыми допущениями уравнение вертикального равновесия имеет вид:

$$p = Ar\Delta\sigma_{zc} + (1 - Ar)\Delta\sigma_{zs} \quad (1.19)$$

Где p - равномерно-распределенная нагрузка на фундаменте. При условии совместимости вертикальной деформации грунта и свай:

$$\Delta\epsilon_z = \Delta\epsilon_{zs} = \Delta\epsilon_{zc} \quad (1.20)$$

$$\Delta\epsilon_{zs} = \frac{\Delta\sigma_{zs}}{E_s} \quad \text{и} \quad \Delta\epsilon_{zc} = \frac{\Delta\sigma_{zc}}{E_c}$$

Исходя из предположения, что деформация происходит только в одном направлении, имеем:

$$\Delta\sigma_{zs} = \frac{p}{1 + Ar\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)} \quad (1.21)$$

Принимая упругое соотношение между деформацией и напряжением, имеем уравнение для вертикальной деформации фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте:

$$\Delta\epsilon_{zs} = \frac{p}{E_s\left(1 + Ar\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)\right)} \quad (1.22)$$

Вертикальная деформация грунта без свай определяется как

$$\Delta\epsilon_{zs,0} = \frac{p}{E_s} \quad (1.23)$$

Разделив уравнения (1.23) на (1.22), Castro и Sagaset получили простое решение для определения коэффициента снижения осадки ($n = \frac{1}{\beta}$), определяемого как соотношение между осадкой фундамента без свай и со сваями:

$$n = 1 + Ar\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) \quad (1.24)$$

Осадка фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте определится как:

$$s = \frac{p}{E_s} H \cdot \frac{1}{n}, \quad (1.25)$$

где H - мощность слоя грунт.

В соответствии с решением Castro и Sagaset осадка фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте зависит только от двух безразмерных параметров: Ar (коэффициент замещения площади) и модульного соотношения E_c/E_s . При этом радиальная деформация свай, которая, как показали опыты, оказывает существенное, если не основное, влияние на осадку фундамента, не учитывается, а грунт и сваи работают как линейно-упругий материал, что также не соответствует действительности.

Ballam и Booker, 1981 [52]

Ballam и Booker предположили, что и грунт, и свая работают как упругий материал, но горизонтальные деформации в грунте и свае не считаются равными нулю. Полная картина напряжений и деформаций в обоих материалах рассчитывается путем наложения необходимых условий, при которых радиальные напряжения и смещения в свае и грунте должны быть равны на границе раздела свая/грунт.

Не останавливаясь подробно на математических выкладках, приведем полученные Ballam и Booker для определения коэффициента снижения осадки фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте по сравнению с осадкой фундамента на естественном основании (n) и его осадки (s):

$$n = 1 + Ar \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) - \frac{2Ar(1-Ar) \left[\frac{vc}{(1-vc)E_s} - \frac{vs}{(1-vs)} \right]^2}{\frac{1}{(1-vc)E_s}(1-Ar) + \frac{1}{(1-vs)}(Ar+1-2vs)} \quad (1.26)$$

$$s = \frac{p}{E_s} H \cdot \frac{1}{n} \quad (1.27)$$

В отличие от метода Castro и Sagaset метод Ballam и Booker учитывает горизонтальные деформации в грунте и свае, но при этом не учитываются их пластические свойства.

Priebe, 1995 [53]

Этот метод разработан для прогноза коэффициента снижения осадки (n). Грунт рассматривается как упругий материал, свая - как пластичный, удельной плотностью сваи и грунта пренебрегают, материал сваи является несжимаемым и при расширении во время пластического сдвига, объем сваи не изменяется, и она получает радиальную деформацию, одинаковую по всей ее длине L . В этом методе используется коэффициент бокового активного давления (K_{ac}), определяемый по Рэнкину:

$$K_{ac} = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \quad (1.28)$$

Так как свая намного жестче грунта, приращение вертикального напряжения в ее стволе намного больше, чем приращение вертикального напряжения в грунте. В то же время горизонтальное приращение радиального напряжения должно быть одинаковым в обоих материалах (по крайней мере, на границе раздела грунт/свая). Следовательно, вертикальное напряжение является основным напряжением в свае, тогда как горизонтальное радиальное напряжение является основным напряжением в грунте. Также выясняется, что отношение максимального напряжения к минимальному в свае намного больше, чем в грунте. Это означает, что первой всегда разрушается свая, а не грунт. В итоге получается уравнение для определения коэффициента снижения осадки (n):

$$n = 1 + Ar \left[\frac{0.5 + f(vs, Ar)}{K_{ac} f(vs, Ar)} - 1 \right] \quad (1.29)$$

Где функция $f(vs, Ar)$ задается:

$$f(vs, Ar) = \frac{(1 - vs)(1 - Ar)}{1 - 2vs + Ar} \quad (1.30)$$

$$s = \frac{p}{E_s} H \cdot \frac{1}{n} \quad (1.31)$$

В этом методе учитывается радиальная деформация сваи, но предполагается, что она постоянна по ее длине, на самом деле результаты исследований показывают, что это не так, радиальная деформация сваи изменяется с глубиной. Материал сваи рассматривается как несжимаемый, пластические свойства грунта не учитываются.

Pulko и Majes (2005) и Pulko и др. (2011) [54-55]

В этом методе основными допущениями являются следующие: грунт работает как упругий материал, свая - как упругопластический, при этом учитываются начальные напряжения и постоянная дилатансия во время пластического сдвига сваи (ψ значение постоянное). В результате при очень малой вертикальной распределенной нагрузке (p) начальная реакция как грунта, так и сваи будет упругой, но по мере роста вертикальной нагрузки свая начинает увеличиваться в поперечном сечении, ведя себя как пластичный материал. В этом случае метод предполагается, что грунт остается эластичным на всем диапазоне приложения нагрузки, а развитие осадки будет определяться постепенным выходом из строя (разрушения) сваи. Таким образом, окончательная осадка будет представлять собой сумму осадок за счет упругой и пластической деформации ствола сваи, что означает, что коэффициент снижения общей осадки (β) зависит от коэффициента снижения упругой осадки (β_{el}), коэффициента снижения пластической осадки (β_p) и конечной глубины разрушения сваи (z_y), достигнутой в зависимости от приложенной нагрузки.

При заданной равномерной нагрузке (p) разрушение сваи произойдет до глубины (z_y):

$$z_y = \frac{p}{\gamma'_s} \frac{1}{C_4} \quad (1.32)$$

Окончательно:

$$\beta = \begin{cases} \beta_{el} \rightarrow \frac{z_y}{H} \leq 0; \\ \beta_{el} \left(1 - \frac{p}{H\gamma'_s} \cdot \frac{1}{2C_4}\right) + \beta_p \left(\frac{p}{H\gamma'_s} \cdot \frac{1}{2C_4}\right) \rightarrow 0 < \frac{z_y}{H} \leq 1; \\ \beta_{el} \left[\left(\frac{p}{H\gamma'_s}\right)^{-1} \cdot \frac{C_4}{2}\right] + \beta_p \left[1 - \left(\frac{p}{H\gamma'_s}\right)^{-1} \cdot \frac{C_4}{2}\right] \rightarrow \frac{z_y}{H} \geq 1 \end{cases} \quad (1.33)$$

$$s = \frac{p}{E_s} H \cdot \beta \quad (1.34)$$

В отличие от метода Priebe метод Pulko и Majes учитывает удельную плотность сваи и грунта, которая не равна нулю, что означает, что напряжения и деформации изменяются с глубиной и свая деформируется по длине, но при этом предполагается, что ее боковая деформация постоянна.

Vaumann и Bauer, 1974 [56]

Vaumann и Bauer представили относительно простой метод прогнозирования осадки фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте путем определения коэффициента концентрации напряжений ($\Delta\sigma_r/\Delta\sigma_s$). Они предположили, что грунт и свая действуют как упругая среда. Осадка сваи s_c и осадка грунта между сваями s_s должны быть одинаковыми для жесткого фундамента. Нагрузка, передаваемая на основание, вызовет увеличение бокового давления грунта:

$$\Delta\sigma_{rs} = \Delta\sigma_s \cdot K_s \quad (1.35)$$

$$\Delta\sigma_{rc} = \Delta\sigma_c \cdot K_c \quad (1.36)$$

Здесь K_s и K_c являются коэффициентами бокового давления грунта и сваи принимают значение между коэффициентом покоя и коэффициентом пассивного давления.

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_{rc} - \Delta\sigma_{rs} \quad (1.37)$$

Радиальная деформация сваи Δr может быть рассчитана по формуле:

$$\Delta r = \frac{\Delta\sigma_r}{E_c} r_0 \ln \frac{\alpha}{r_0} \quad (1.38)$$

где: r_0 - радиус сваи; $\alpha = \sqrt{(A/\pi)}$ и A - площадь ростверка.

Осадка сваи определится, как:

$$s_c = \frac{2\Delta\sigma_r}{E_c} H \ln \frac{\alpha}{r_0} \quad (1.39)$$

$$s_s = \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} H \quad (1.40)$$

$$\frac{2\Delta\sigma_c K_c}{E_c} H \ln \frac{\alpha}{r_0} - \frac{2\Delta\sigma_s K_s}{E_s} H \ln \frac{\alpha}{r_0} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} H \quad (1.41)$$

Коэффициента концентрации напряжений ($\Delta\sigma_c/\Delta\sigma_s$) определяется по формуле:

$$\frac{\Delta\sigma_c}{\Delta\sigma_s} = \frac{\left(1 + 2\frac{E_s}{E_c}K_s \ln\frac{\alpha}{r_0}\right)}{\left(2\frac{E_s}{E_c}K_c \ln\frac{\alpha}{r_0}\right)} \quad (1.42)$$

Модули деформации E_c и E_s могут быть определены из полевых или лабораторных исследований.

Из уравнения (1.42) находится значение $\Delta\sigma_s$, а затем из уравнение (1.40) осадка S_s .

В этом методе осадка фундамента на щебеночных сваях определяется без учета расстояния между ними и пластических свойств грунта и сваи.

1.3. Выводы по первой главе

1. В практике строительства щебеночные сваи используются, в основном, для улучшения строительных свойств грунтов путем создания в основании фундамента геокомпозита, обладающего повышенными механическими характеристиками и ускоряющего консолидацию грунтов. Подавляющее большинство исследований щебеночных свай было направлено на изучение именно этого аспекта их применения. Исследованию работы щебеночных свай как несущих элементов, передающих на основание вертикальные нагрузки, уделялось существенно меньше внимания, в результате чего многие вопросы взаимодействия щебеночных свай с грунтовым основанием остались неисследованными, что снижает возможность их более широкого внедрения в практику свайного фундаментостроения, как одного из экономически эффективных методов устройства фундаментов малоэтажных зданий и других малонагруженных сооружений, конструкции которых могут выдерживать относительно большие осадки. В этом качестве щебеночных сваях нашли широкое применение в Египте в средней и северной частях дельты реки Нил, где распространены залегающие с поверхности слабые глинистые грунты. Устройство экономически эффективных и наименее затратных в изготовлении при помощи относительно простой техники типов фундаментов позволяет вести здесь массовую застройку.

2. Большинство исследований работы и методов расчета щебеночных свай основаны на концепциях элементарной ячейки или гомогенизированного материала, которые пренебрегают эффектом взаимодействия щебеночных свай. Результаты расчетов по этим методам с расчетами, выполненными с учетом реальной геометрии, ограниченного числа и расстановки свай (кустов свай) существенно различаются. Существует необходимость проведения более детальных исследований работы фундаментов на щебеночных сваях с целью установления зависимости их несущей способности и осадок от геометрического фундамента (диаметр и длина щебеночных свай, коэффициент замещения площади, расстояние между центрами щебеночных свай), характеристик слабого глинистого грунта, характеристик материала щебеночных свай и приложенной нагрузки.

3. Изложенное в п.п. 1-2 настоящих Выводов позволяет тему диссертационной работы, посвященную исследованию работы фундаментов на щебеночных сваях на вертикальную нагрузку и разработке инженерного метода расчета их осадок, считать актуальной.

Цель и задачи настоящей диссертационной работы сформулированы во Введении.

Методология проведения намеченных в диссертационной работе исследований приведена в виде Блок-схемы на рисунке 1.16.

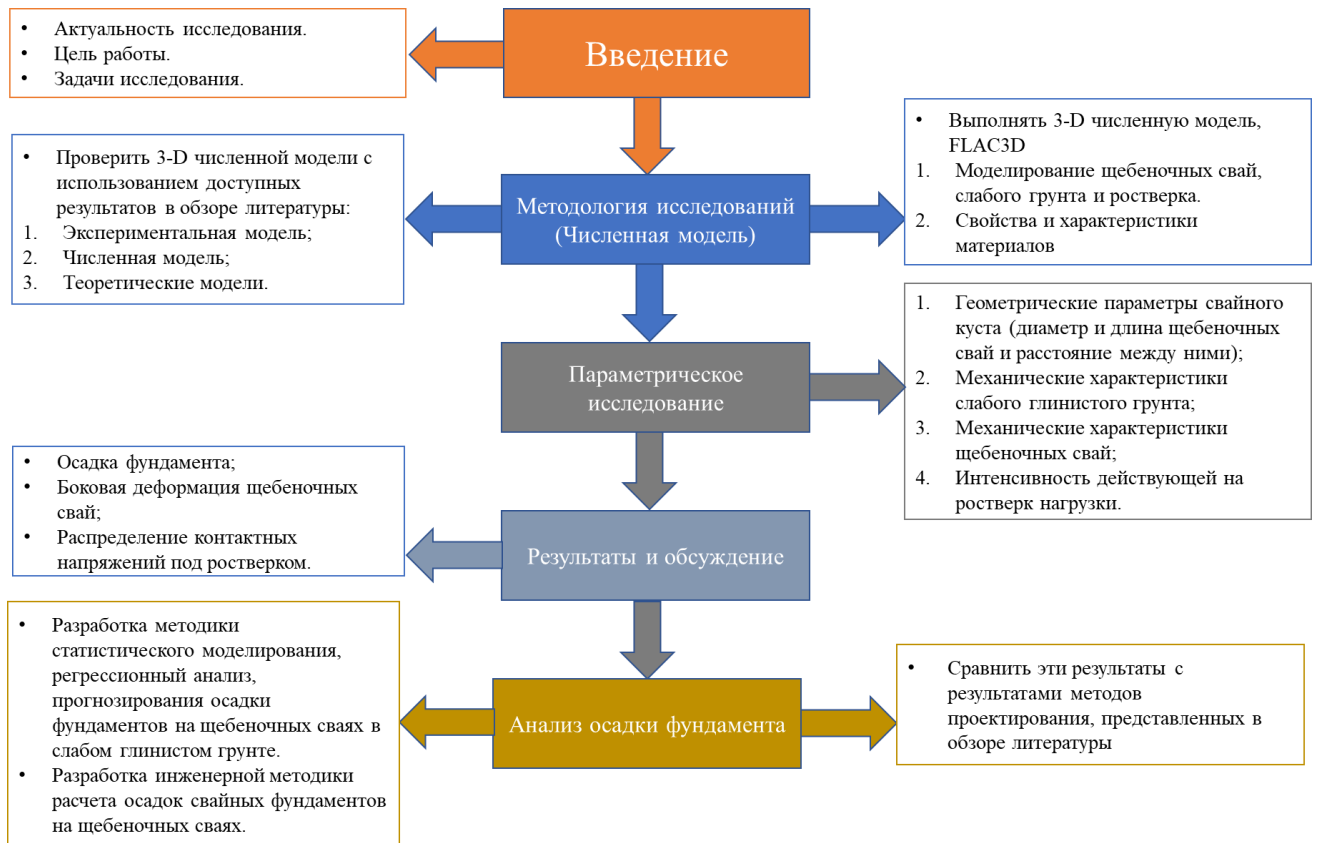


Рисунок 1.16- Блок-схема методологии исследования

ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ОТДЕЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ЩЕБЕНОЧНЫХ СВАЯХ

Исследование работы отдельных фундаментов на щебеночных сваях (кустов свай) выполнялось с целью изучения закономерностей развития их осадок в зависимости от геометрических параметров свайного куста, механических характеристик щебеночных свай и слабого глинистого грунта и интенсивности действующей на ростверк нагрузки. Исследование проводилось с использованием трехмерной конечно-разностной численной модели FLAC3D, “Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions” версия 6.

FLAC3D — это трехмерное явное конечно-разностное программное обеспечение (FD), которое представляет широкий спектр возможностей для решения сложных задач в механике, и особенно в геотехнике. FLAC3D идеально применим для геотехнического анализа грунта, грунтовых вод, оснований и фундаментов и подземных сооружений.

В проведенном исследовании был использован FLAC3D.

2.1. Расчетная схема, численная модель и план параметрических исследований

Фундамент состоял из 4-х щебеночных свай и жесткого ростверка, нагруженного равномерно-распределенная нагрузка на ростверк (рисунок 2.1) [111 - 115].

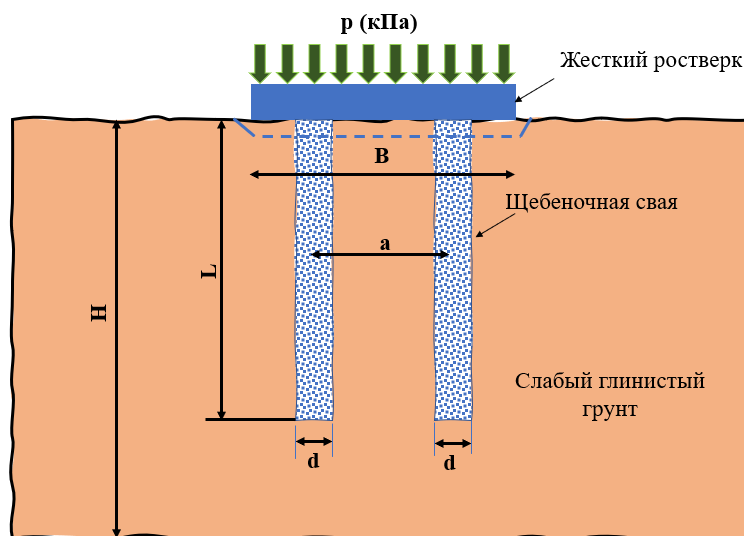


Рисунок 2.1- Расчетная схема

Трехмерная четверть осесимметричной модели фундамента показана на рисунке 2.2. Размеры модели были выбраны таким образом, чтобы ее границы находились достаточно далеко и не создавали какие-либо ограничения или локализацию деформаций. Исходя из этих условий ширина и длина модели грунта составляла $\geq 10 B$, где B - ширина ростверка. Эта Сетка модели была сгущена под ростверком и рядом с его краями в зоне развития наиболее высоких напряжений и деформаций [111 - 117].

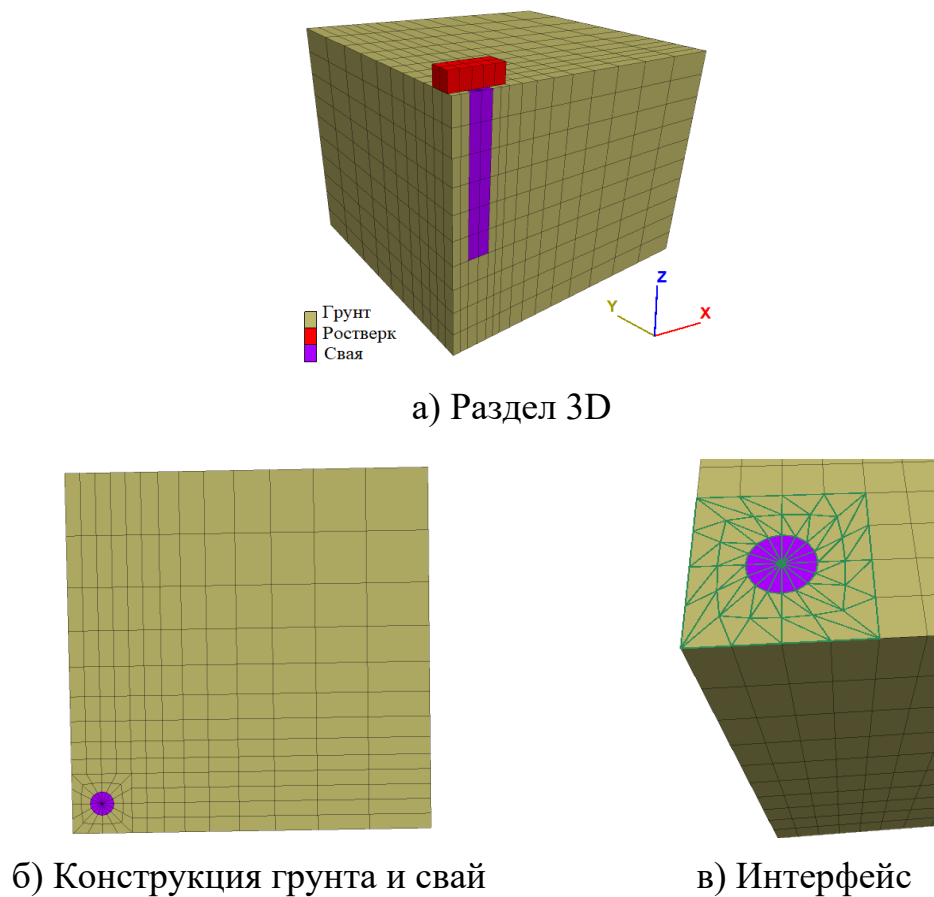


Рисунок 2.2 - FLAC3D модели

Грунт моделировался с использованием 2-х типов элементов, использованных в FLAC3D. Вдоль свай грунт смоделировался командой “Radial-cylinder”, его размерная ширина равнялась расстоянию между щебеночными сваями, а в центре находился цилиндр с радиусом, равным радиусу сваи. В зоне под сваей была использована команда “Fill”, у которого грунта имеет тот же размер и размер сваи. Остальная часть грунта моделировалась командой “Brick” [111 - 117].

Свая моделировалась командой “Cylinder”, ростверк моделировался как квадратные “Brick” элементы толщиной 0,7 м и шириной ростверка $B = 4$ м.

Боковые вертикальные границы модели предполагались свободными по вертикали и ограниченными по горизонтали ($u_x = 0$; $u_y = 0$ и u_z - свободной), в то время как нижняя горизонтальная граница была полностью фиксирована ($u_x = u_y = u_z = 0$) [110 - 115].

Грунтовые воды располагались на поверхности глинистого слоя.

Слабый глинистый грунт и щебеночная свая моделировались по упругопластической модели, основанной на критерии разрушения Мора-Кулона в программном обеспечении FLAC3D. Физико-механические характеристики слабой глины и щебеночной сваи приведены в таблице 2.1 [36 и 37]. Поскольку слабый глинистый грунт обладает фильтрационной анизотропией, соотношение радиального и вертикального коэффициентов фильтрации (k_r/k_v) было принято равным 3 [98 и 99]. Вертикальная фильтрация принята равной $1,0 \times 10^{-8}$ [99], радиальная - $3,0 \times 10^{-8}$.

Между сваем и грунтом нет элемента интерфейса поскольку щебеночная свая имеет плотно сцеплены с окружающим грунтом [15, 29, 35, 36, 97, 111].

Ростверк было смоделировано так, чтобы вести себя как жесткое тело. Равномерно-распределенная нагрузка на ростверк (p), принималась равной 50, 100 и 150 кПа. Физико-механические характеристики материала ростверка приведены в таблице 2.1 [110 - 113].

За исходное напряженно-деформированное состояния (НДС) грунтового массива принималось окончание бурения полости под сваю. Начальные напряжения создавались с использованием коэффициента k_0 , равному отношению горизонтального напряжения к вертикальному эффективному напряжению. Для слабого грунта $k_0 = 0,7$ и это связано с устройством сваи, для щебеночной сваи $k_0 = 1 - \sin(\phi)$ [111 - 115].

Интерфейсный элемент был прикреплен к подошве ростверка, чтобы отразить реальные условия контакта между ростверком, грунтом и между ростверком и сваями [111 - 115].

Таблица 2.1 - Физико-механические свойства материалов [111 - 113].

Свойства материала Параметр	Глинистый грунт	Щебеночная свая	Ростверк	Единица изм.
Удельный вес, γ_{sat}	18	18	25	кН/м ³
Эластичные свойства:				
Коэффициент Пуассона, ν	0,3	0,3	0,2	--
Модуль деформации, E	3000	30000	$2,5 \times 10^7$	кПа
Прочностные свойства:				
Угол внутреннего трения, ϕ	25	40	--	Градус
Угол дилатансии, ψ	0,0	10	--	Градус
Удельное сцепление, c	0,1	0,1	--	кПа

Общий план параметрических исследований представлен в таблице 2.2.

Таблица 2.2 - Общий план параметрических исследований

Параметр	Величина	Единица изм.
Геометрия щебеночной сваи		
Диаметр щебеночной сваи (d)	0,6; 0,8; 1,0; 1,2	м
Коэффициент замещения площади (A_r)	7; 12,6; 19,6; 28,3	%
Расстояние между щебеночными сваями (a)	1,5; 2,0; 2,5	м
Длина щебеночной сваи (L)	4,0; 6,0; 8,0; 10,0	м
Свойства слабого глинистого грунта		
модуль деформации слабого глинистого грунта (E_s)	1000; 3000; 5000	кПа
угол трения слабого глинистого грунта (ϕ_s)	20; 25; 30	°
Коэффициент сцепления слабого грунта (c_s)	0,1; 2,5; 5,0	кПа
Свойства щебеночной сваи		
угол трения материала щебеночной сваи (ϕ_c)	35; 40; 45	°
коэффициент бокового давления грунта (K)	0,7; 1,0; 1,5; 2,0	--

2.2. Верификация конечно-разностной модели

Для того чтобы установить достоверность численной процедуры, необходимо, чтобы численные решения были проверены полевыми или лабораторными наблюдениями для сравнения полученных на их основе результатов. Проверке численной модели дает также возможность убедиться, что предложенные элементы, геометрия и разбивка сетки подходят для анализа модели.

Для верификации разработанной модели были использованы результаты лабораторных испытаний Murugesan и Rajagopal [100], в которых исследовалась работа щебеночных свай. Испытания проводились в резервуаре, заполненном глинистым грунтом (рисунок 2.3).

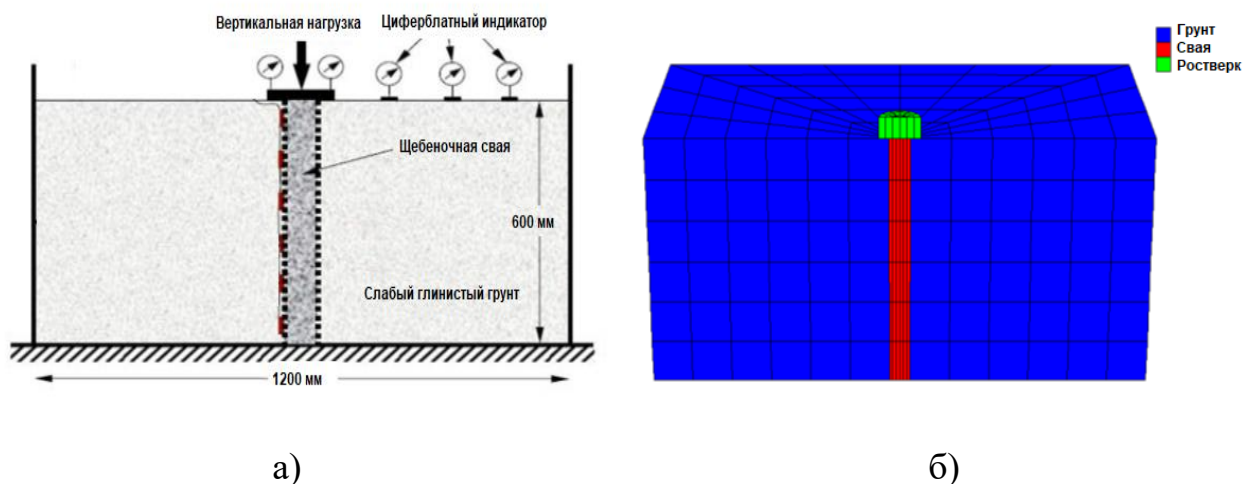


Рисунок 2.3 - Испытание щебеночной сваи в большом испытательном резервуаре а) Лабораторная модель Murugesan и Rajagopal [100], б) Модель FLAC3D

При верификации слабый глинистый грунт моделировался квадратными элементами “Brick”, расходящимися радиально от круглого отверстия, в которое позже была вставлена свая. Круглые сваи имели разный диаметр (d) и постоянную длину (L), равную 0,6 м.

Поведение слабой глины и щебеночной сваи моделировалось по упругопластической модели, основанной на критерии разрушения Мора-Кулона, а круговая пластина - по упругой модели. Физико-механические характеристики грунта и щебеночной сваи приведены в таблице 2.3 [100].

Таблица 2.3 - Физико-механические свойства материалов лабораторной модели [100]

Свойства материала	Глинистый грунт	Щебеночная свая	Единица изм.
Удельный вес, γ_{sat}	12	16	кН/м ³
Эластичные свойства:			
Коэффициент Пуассона, ν	0,3	0,3	--
Модуль деформации E	5000	50000	кПа
Прочностные свойства:			
Угол внутреннего трения, ϕ	25	41,5	град.
Угол дилатансии, ψ	0,0	11,5	град.
Удельное сцепление, c	2,5	0,1	кПа

Из рисунка 2.4 видно, что результаты лабораторной модели Murugesan и Rajagopal [100] близко совпадают с результатами, полученными с помощью программного обеспечения FLAC3D, что позволяет использовать разработанную модель для проведения намеченных в диссертационной работе исследований.

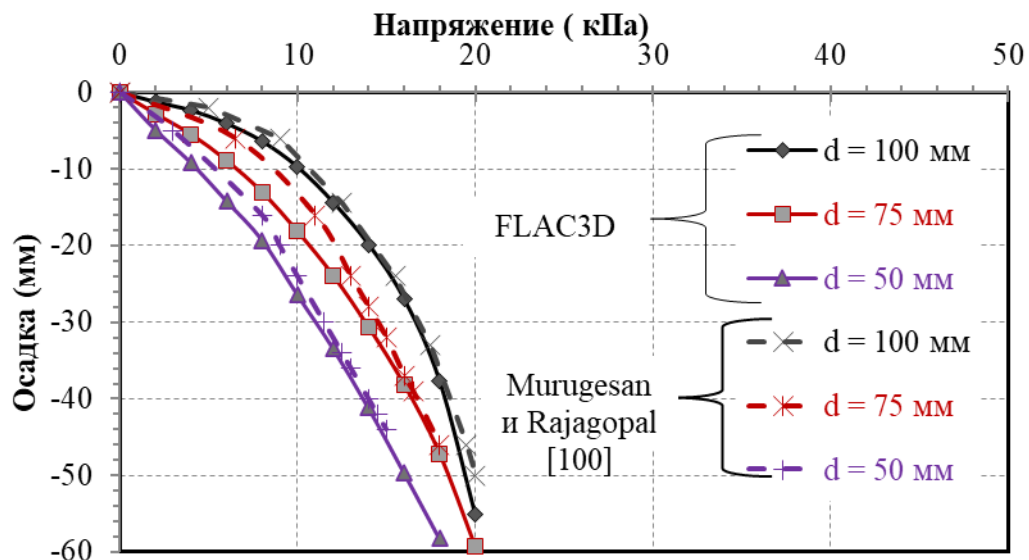


Рисунок 2.4 - Сравнение результатов FLAC3D с результатами лабораторной модели Murugesan и Rajagopal [100]

2.3. Результаты численных исследований

Всего в рамках данного анализа было рассмотрено 276 случаев в соответствии с программой параметрических исследований, представленной в таблице 2.2.

Основными исследованными взаимосвязями являлись:

- Осадка отдельных фундаментов (кустов свай) на щебеночных сваях;
- Боковая деформация щебеночных свай;
- Распределение контактных напряжений под ростверком.

2.3.1 Влияние диаметра щебеночных свай и осевого расстояния между ними

На рисунке 2.5 показаны графики зависимости осадки от нагрузки $s = f(p)$ для фундаментов на сваях различного диаметра при осевом расстоянии между сваями $a = 2,0$ м. Для сравнения на том же рисунке показан график $s = f(p)$ для ростверка на слабой глине без свай. Графики показывают, что с увеличением диаметра щебеночной сваи осадка фундамента постепенно уменьшается. Отметим, что с увеличением диаметра сваи увеличивает коэффициент замещения площади (A_r), так диаметрам сваи $d = 0,60, 0,80, 1,00$ и $1,20$ м соответствуют коэффициенты замещения площади $A_r = 7, 12,6, 19,6$ и $28,3$ % [111]. Таким образом, осадка куста на щебеночных сваях снижается с увеличением коэффициента замещения площади.

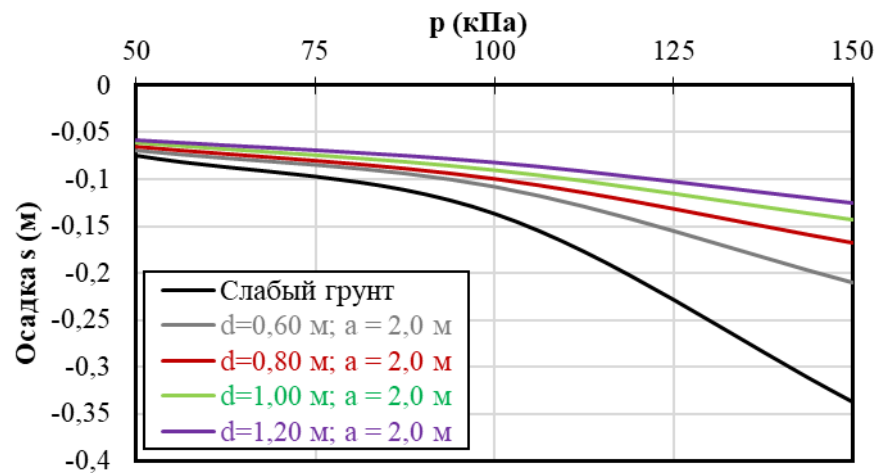


Рисунок 2.5 - Графики зависимости $s = f(p)$ для ростверков на сваях различного диаметра при осевом расстоянии между сваями $a = 2,0$ м

На рисунке 2.6 представлены графики $s = f(p)$ для различных осевых расстояний между сваями (a) и диаметра (d) щебеночных свай. Графики показывают, что осадка фундамента незначительно увеличивается с увеличением (a), так при увеличении (a) с 1,5 м до 2,0 м осадка в среднем увеличивается на 5%, в то время как при увеличении (a) с 1,5 м до 2,5 м осадка в среднем увеличивается на 10% [111].

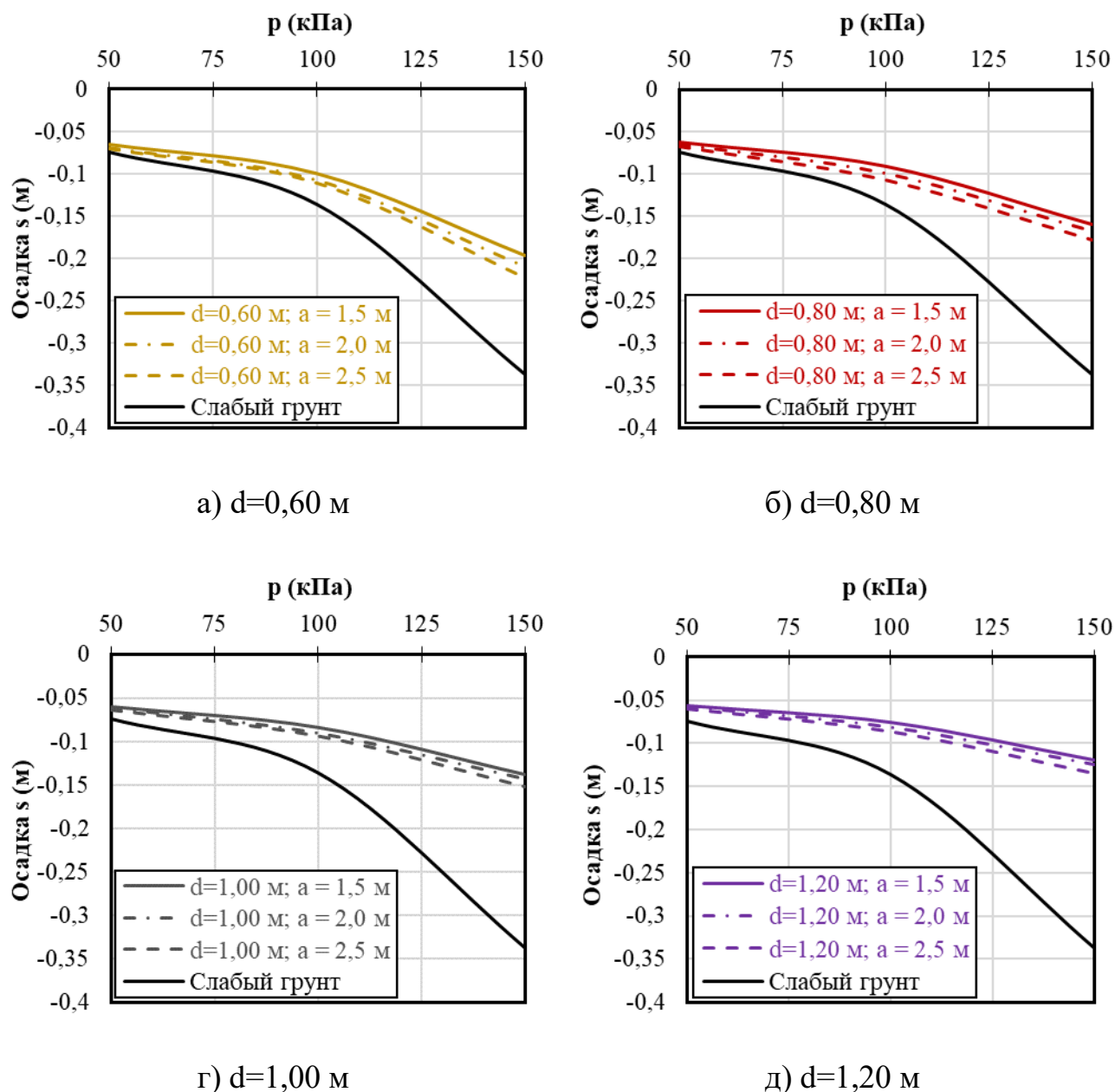


Рисунок 2.6 - Графики зависимости $s = f(p)$ при различном осевом расстоянии между сваями (a) для ростверков на сваях: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

Для оценки влияния параметров фундамента на щебеночных сваях на снижение его осадки был использован безразмерный коэффициент снижения осадки (β), равный отношению осадки фундамента на щебеночных сваях к осадке фундамента без свай.

На рисунке 2.7 показаны графики изменения (β) в зависимости от нагрузки на ростверк (p) для различных осевых расстояний между сваями (a) и коэффициента замещения площади (Ar). Графики показывают, что значения β уменьшаются с увеличением нагрузки (p) и уменьшением осевого расстояния между щебеночными сваями (a), при этом влияние нагрузки (p) на уменьшение коэффициента β существенно больше, чем влияние осевого расстояния между сваями (a). При увеличении коэффициента замещения площади (Ar) значения β плавно уменьшаются и это уменьшение мало зависит от осевого расстояния между сваями.

Согласно графикам при $p = 50$ кПа при увеличении коэффициента замещения площади (Ar) с 7 до 28,3% значения β снижаются в среднем на 15,6%, при $p = 100$ кПа на 23,5% и при $p = 150$ кПа на 39,8%.

Основываясь на этих данных, можно сделать вывод, что коэффициент замещения площади и нагрузка оказывают основное влияние на значения β , в то время как осевое расстояние между сваями мало сказывается на его значении.

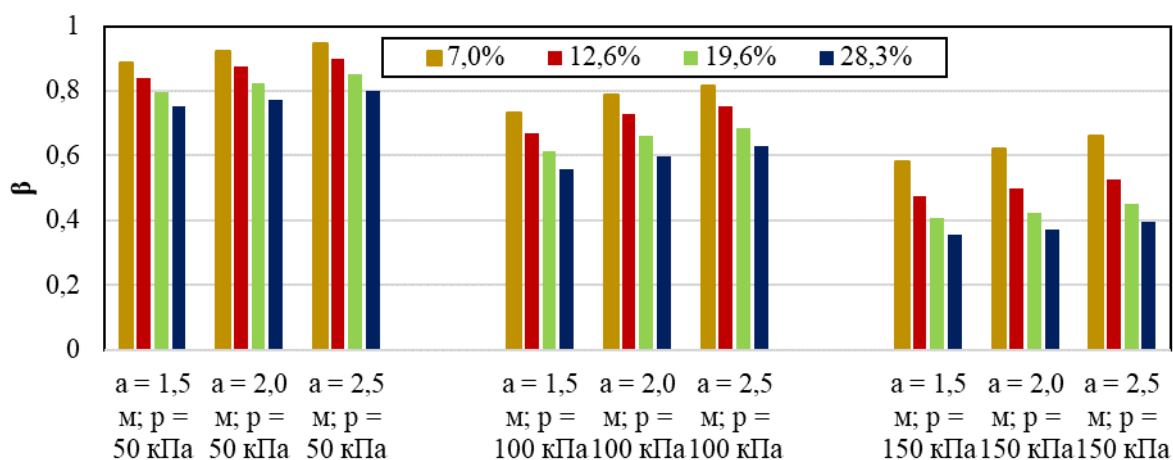
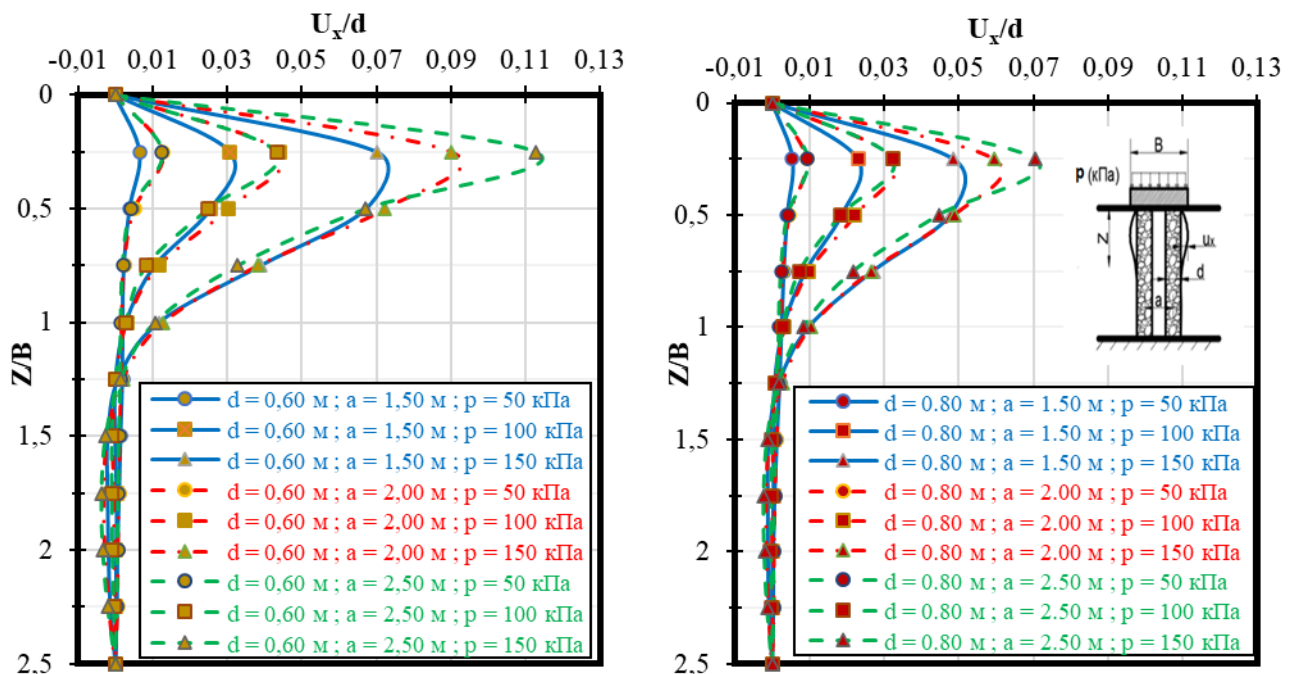


Рисунок 2.7 – Графики зависимости $\beta = f(Ar)$ для различных значений нагрузки на ростверк (p) и осевого расстояния между сваями (a)

На рисунках 2.8 и 2.9 показаны графики изменения с глубиной отношения горизонтального смещения боковой поверхности сваи к ее диаметру U_x/d для разных диаметров щебеночной сваи, разных значений (a) и нагрузки (p). Графики показывают, что горизонтальное смещение боковой поверхности сваи уменьшается с увеличением ее диаметра (d) и уменьшением нагрузки (p) и (a). Горизонтальная деформация щебеночной сваи имеет неправильную форму и изменяется от очень малого значения в верхней части щебеночной сваи до пикового значения, которое расположено примерно на глубине $(1,0-2,0) d$ от поверхности грунта, а затем резко уменьшается до незначительных значений на глубине, зависящей от значения нагрузки (p): при $p = 50$ кПа на глубине, равной $0,5 B$, при $p = 100$ кПа на глубине, равной $1,0 B$, и при $p = 150$ кПа на глубине, равной $1,5 B$.

Что касается щебеночных свай большого диаметра, их способность увеличиваться в поперечном размере невелика по сравнению со сваями малого диаметра.

а) $d=0,60$ мб) $d=0,80$ м

случая существует три зоны: первая зона расположена между щебеночными сваями (зона А), вторая зона - на щебеночной свае (зона В) и третья зона - внешняя зона (зона С). Нормализованное напряжение в зоне (А) увеличивается с уменьшением расстояния между щебеночными сваями, в зоне (В) максимальное значение нормализованного напряжения расположено в центре щебеночной сваи и уменьшается с увеличением ее диаметра, в зоне (С) нормализованные напряжения уменьшаются с уменьшением диаметра сваи.

Эпюры нормализованных контактных напряжений в указанных зонах имеют разную форму. В зоне (В) эпюра имеет форму колокола при $d=0,60$ м и выполаживается по мере увеличения диаметра сваи. В зоне (С) форма эпюры и значения реактивных давлений мало зависят от диаметра сваи и могут приниматься одинаковыми для всех рассмотренных случаев.

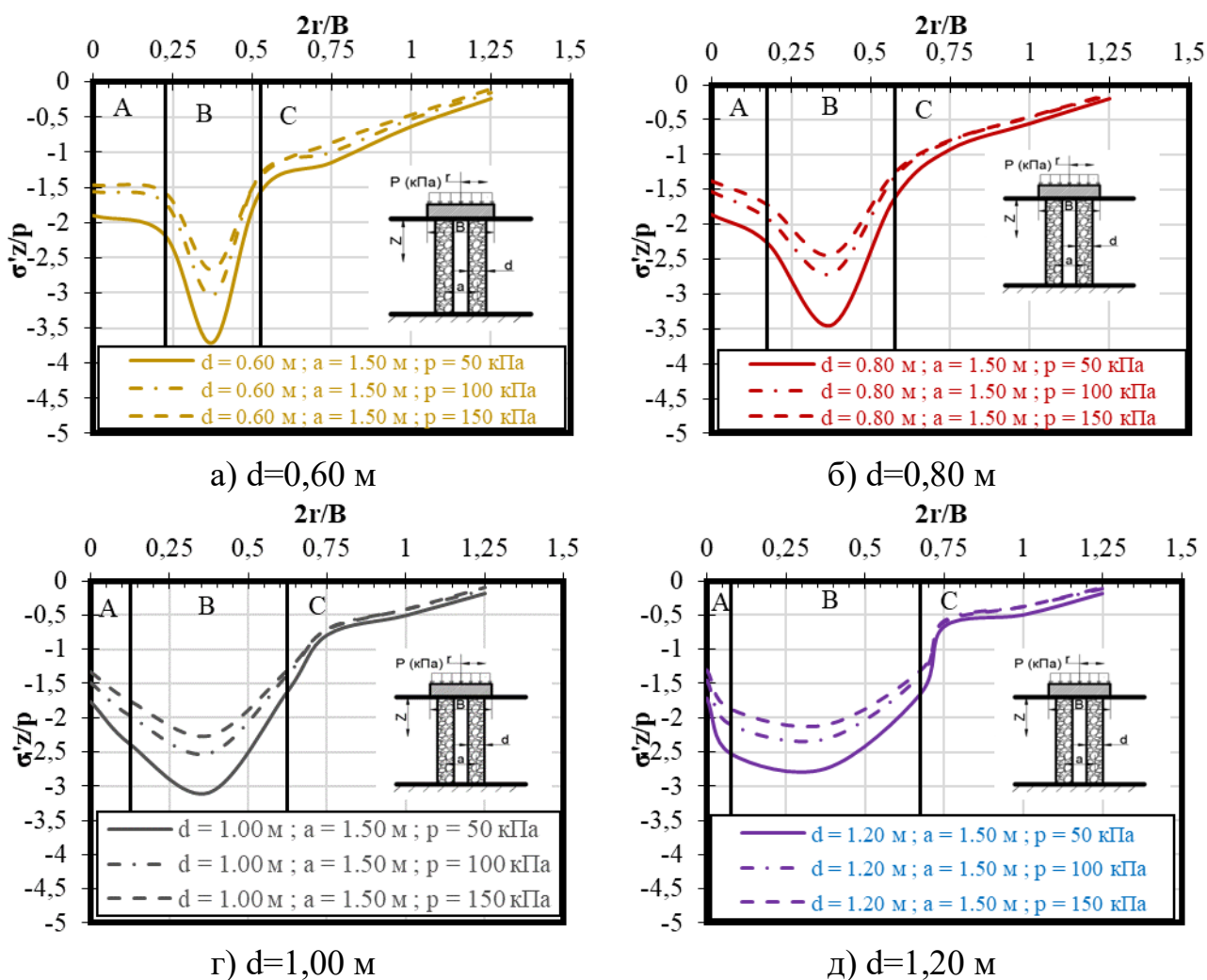
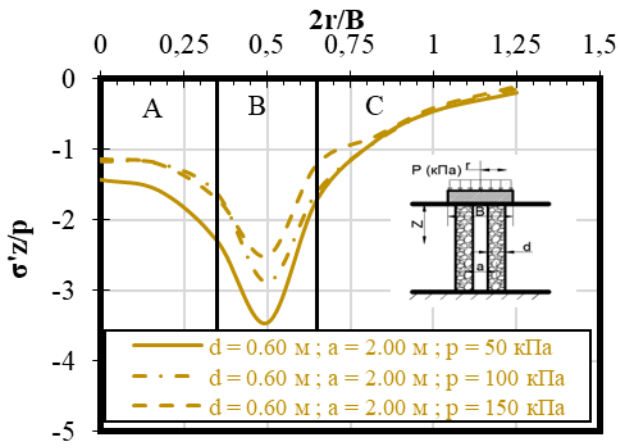
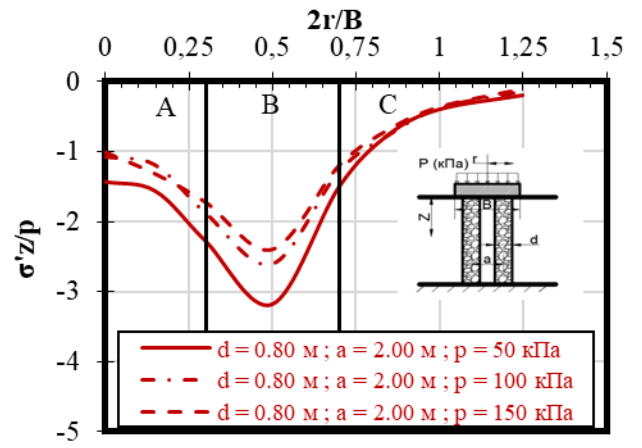


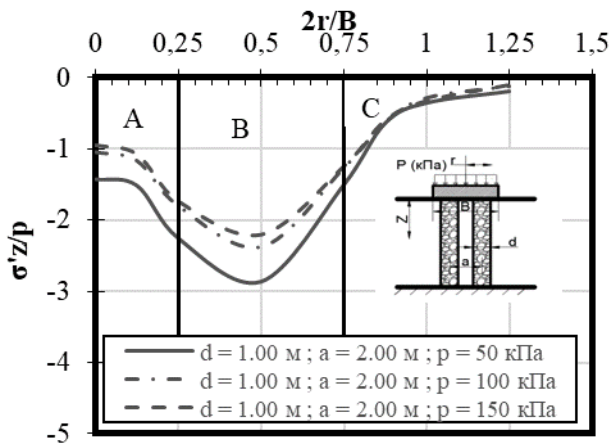
Рисунок 2.10 - Распределение контактных напряжений при $a = 1,50$ м



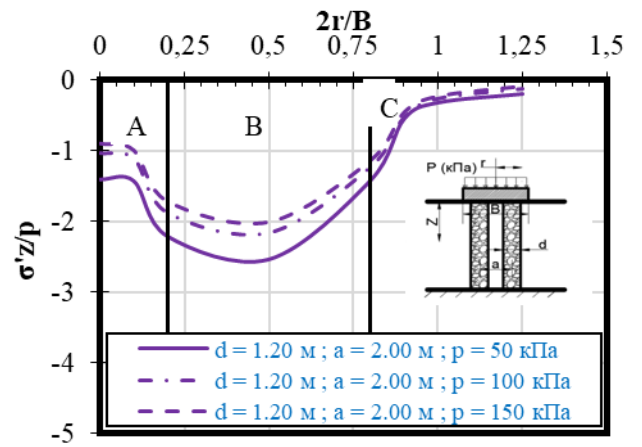
а) $d=0,60$ м



б) $d=0,80$ м

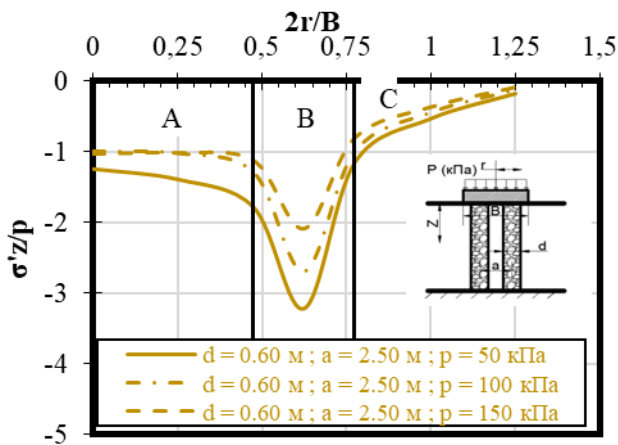


г) $d=1,00$ м

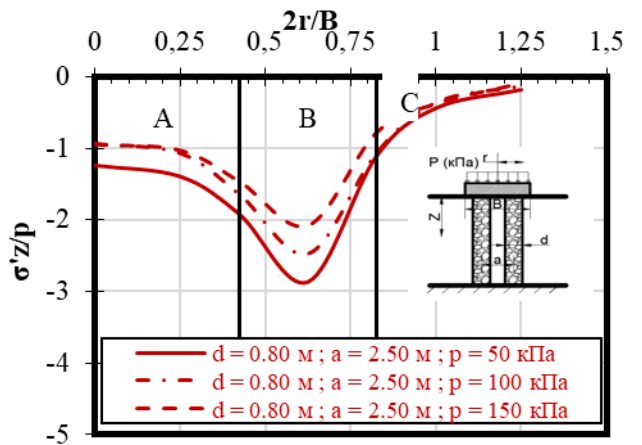


д) $d=1,20$ м

Рисунок 2.11 - Распределение контактных напряжений при $a = 2,00$ м



а) $d=0,60$ м



б) $d=0,80$ м

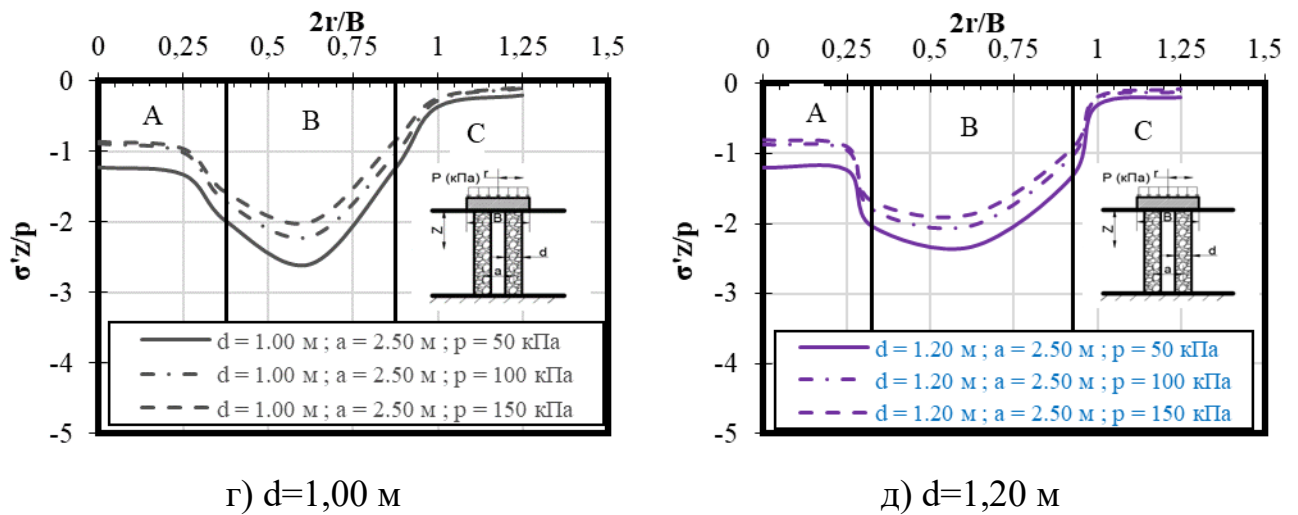


Рисунок 2.12 - Распределение контактных напряжений при $a = 2,50$ м

2.3.2 Влияние длины щебеночных свай (L)

На рисунке 2.13 представлены графики зависимости $s = f(p)$ для различных длин (L) и диаметров (d) щебеночных свай. Графики показывают, что осадка фундамента уменьшается с увеличением длины свай до глубины порядка 6,0 м, а затем остается практически без изменения. Четче это видно на графиках зависимости $\beta = f(L/B)$ на рисунке 2.14, которые показывают, что β быстро уменьшается с увеличением длины свай пока она не достигнет значения, равного ширине ростверка (B), затем медленно уменьшается до длины сваи L, составляющей 1,5 B, а затем остается практически постоянной. Так, при увеличении (L/B) с 1,0 до 1,5 β в среднем уменьшается на 6%, при увеличении (L/B) с 1,5 до 2,0 - на 4%, а при увеличении (L/B) с 2,0 до 2,5 - на 1%. Таким образом, можно считать, что $L = 1,5 B$ является критической длиной щебеночной сваи, увеличение которой не оказывает существенного влияния на значения осадки фундамента [111].

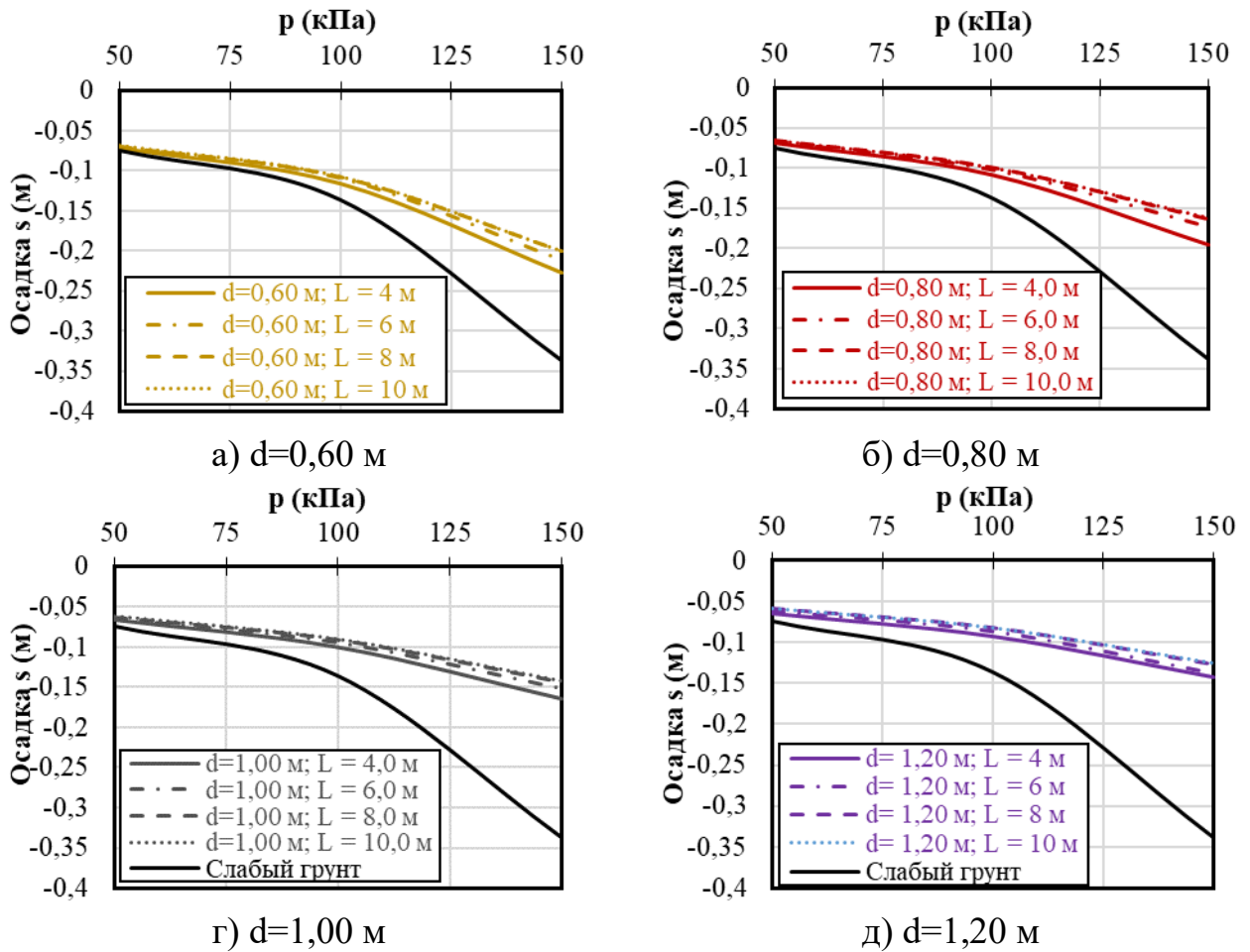


Рисунок 2.13 - Графики зависимости $s = f(p)$ при различной длине свай (L) для ростверков на сваях: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

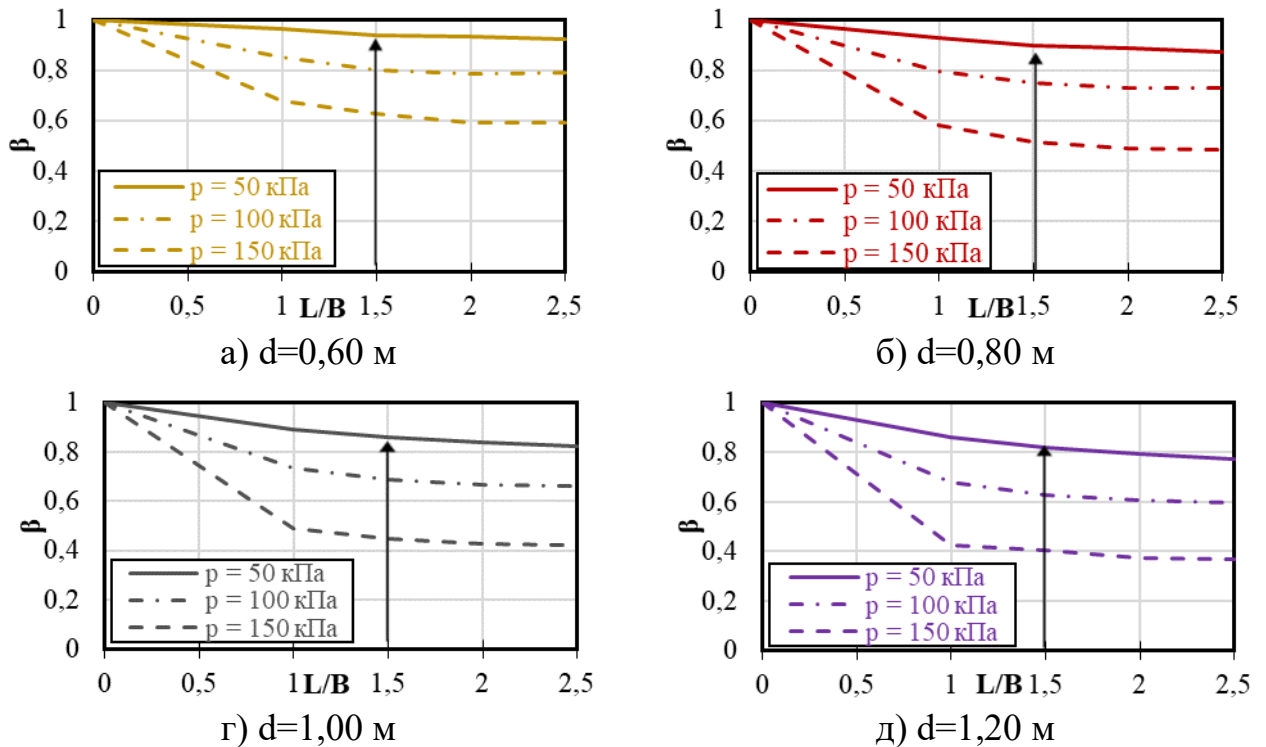


Рисунок 2.14 - Графики зависимости $\beta = f(L/B)$ для свай диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м.

На рисунке 2.15 показаны эпюры распределения боковых деформаций щебеночных свай различной длины, характеризующихся отношением U_x/d , где U_x - горизонтальное смещение боковой поверхности щебеночной сваи. Графики показывают, что горизонтальное смещение боковой поверхности сваи уменьшается с увеличением ее длины (L) и диаметра (d) и уменьшением нагрузки (p).

Следствием уменьшения боковых деформаций щебеночных свай является уменьшение их осадки в зависимости от указанных факторов.

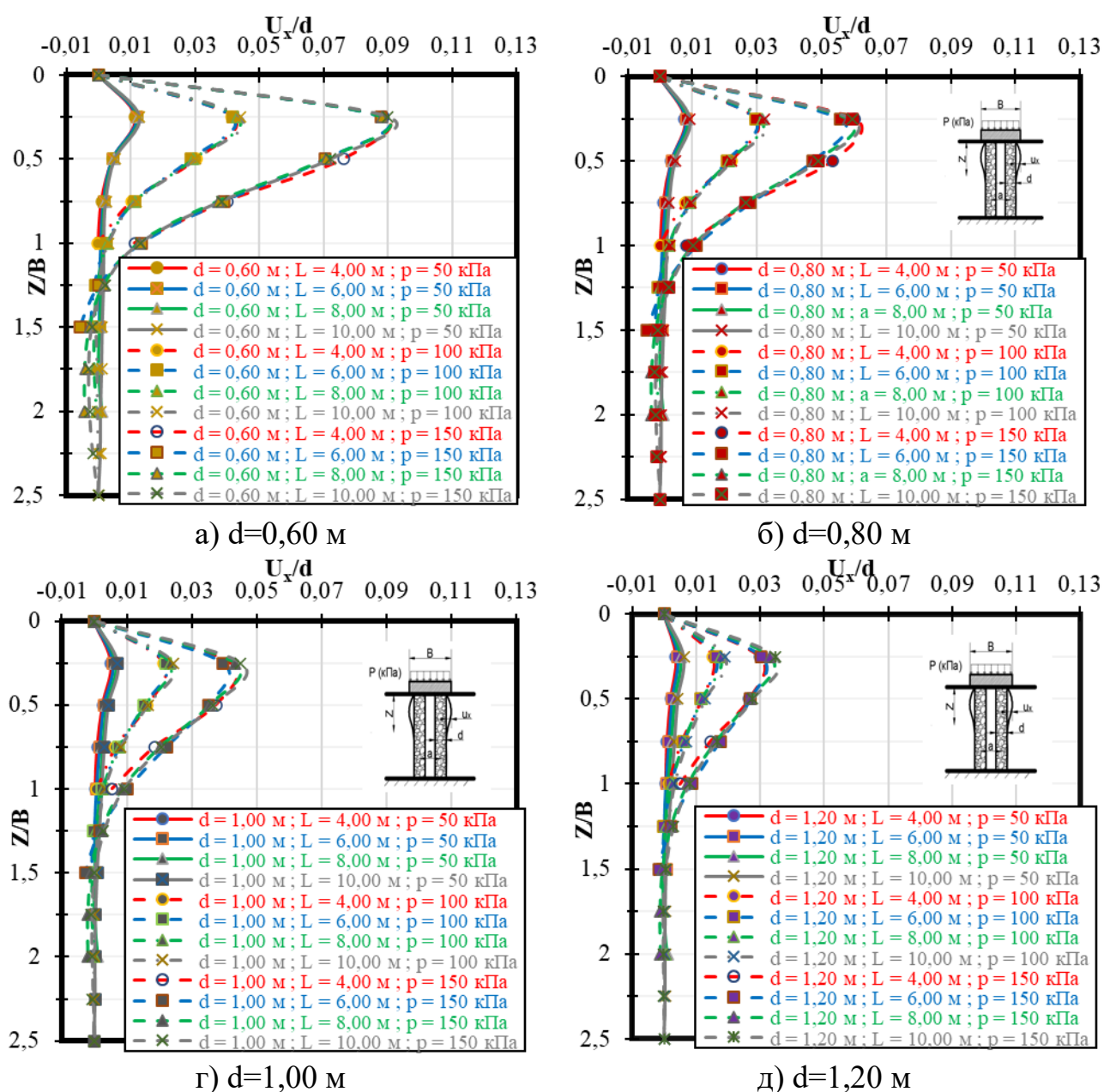


Рисунок 2.15 - Графики зависимости $U_x/d = f(Z/B)$ для различных значений длины сваи (L) и нагрузки (p) при: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

На рисунке 2.16 представлена эпюры нормализованного контактного напряжения под ростверком (σ'_z/p). Графики показывают, что изменение длины сваи не оказывает никакого влияния на значения нормализованных напряжений.

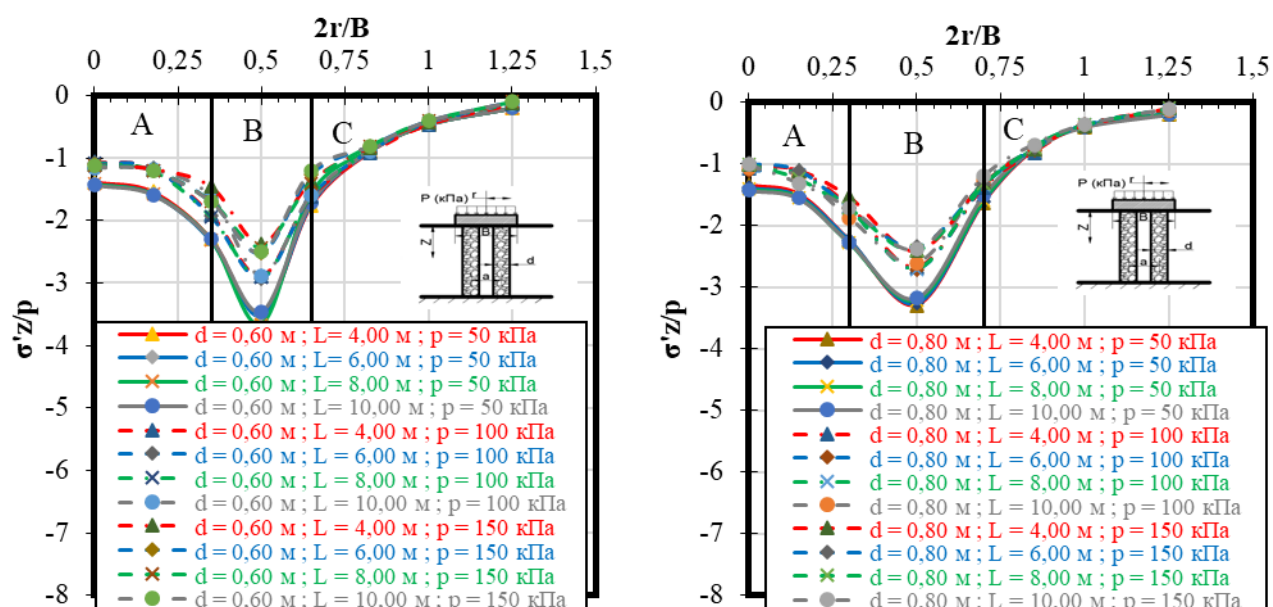
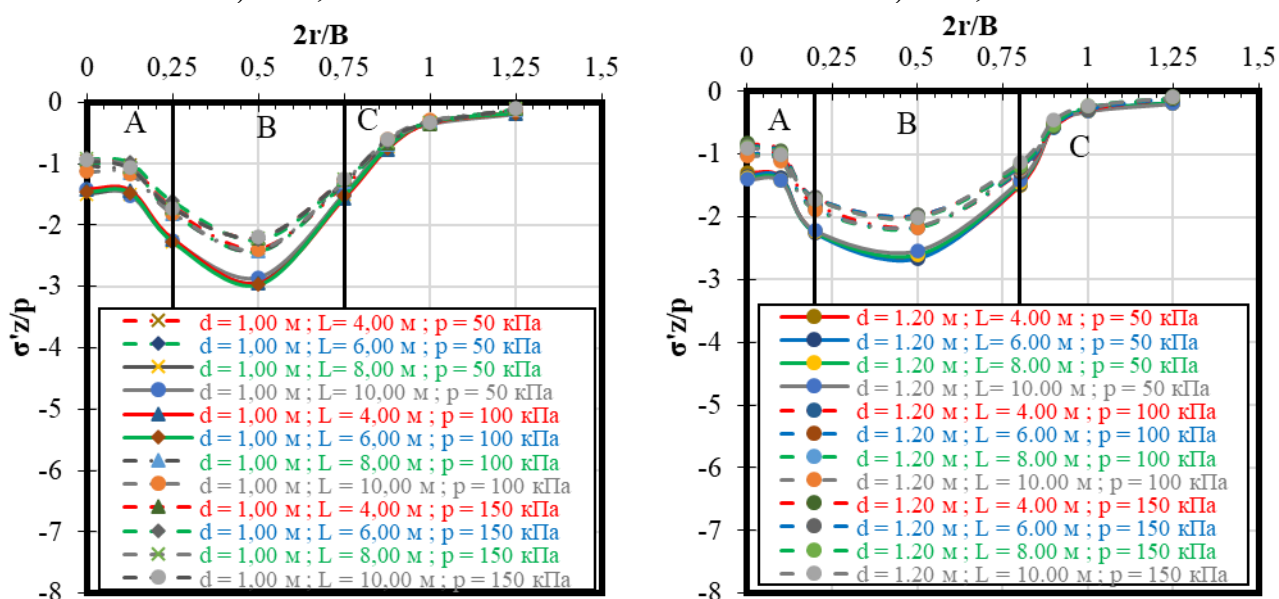
а) $d=0,60$ мб) $d=0,80$ мг) $d=1,00$ мд) $d=1,20$ м

Рисунок 2.16 - Распределение контактных напряжений при различной длине для: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

2.3.3. Влияние свойств слабого глинистого грунта

Ниже изложены результаты анализа влияния свойств слабого глинистого грунта (модуль деформации E_s и параметры прочности ϕ_s и c_s) на поведение фундамента на щебеночных сваях.

2.3.3.1 Влияние модуля деформации (E_s)

В проведенном исследовании вариации значения модуля деформации слабого глинистого грунта (E_s) составляли 1000, 3000 и 5000 кПа.

На рисунке 2.17 представлены полученные численным расчетом графики зависимости осадки ростверка на щебеночных сваях от нагрузки (p) для различных значений модуля деформации грунта (E_s) и диаметра щебеночной сваи (d).

Графики, показывают, что осадка ростверка, как и следовало ожидать, уменьшается с увеличением модуля деформации глинистого грунта (E_s), так при увеличении (E_s) с 1000 до 3000 кПа осадка в среднем уменьшается на 68% а при увеличении (E_s) с 3000 до 5000 кПа - на 40%. Таким образом, можно считать, что модуль деформации слабого глинистого грунта (E_s) является основным параметром, влияющим на величину осадки фундамента на щебеночных сваях [111].

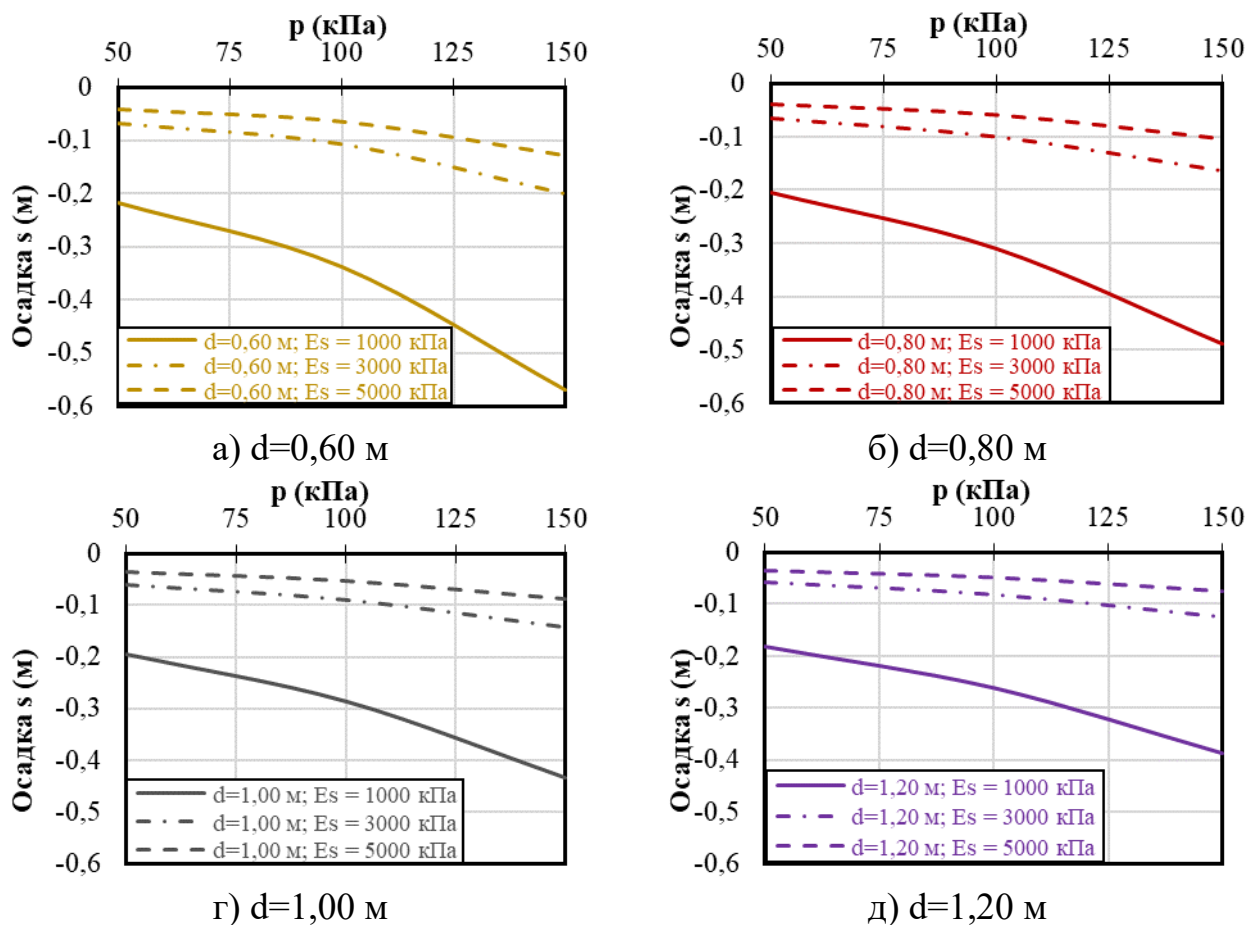


Рисунок 2.17 - Графики зависимости $s = f(p)$ при различных значениях модуля деформации грунта (E_s) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

На рисунке 2.18 показаны графики изменения β в зависимости от нагрузки на ростверк (p) для различных модулей деформации слабого глинистого грунта (E_s) и коэффициента замещения площади (Ar). Графики показывают, что значения β изменяются незначительно при изменении E_s . Так при $E_s = 1000$ кПа увеличение коэффициента замещения площади (Ar) с 7 до 28,3% приводит к снижению значения β в среднем на 23,4%, при $E_s = 3000$ кПа – на 26,0%, а при $E_s = 5000$ кПа – на 27,6%.

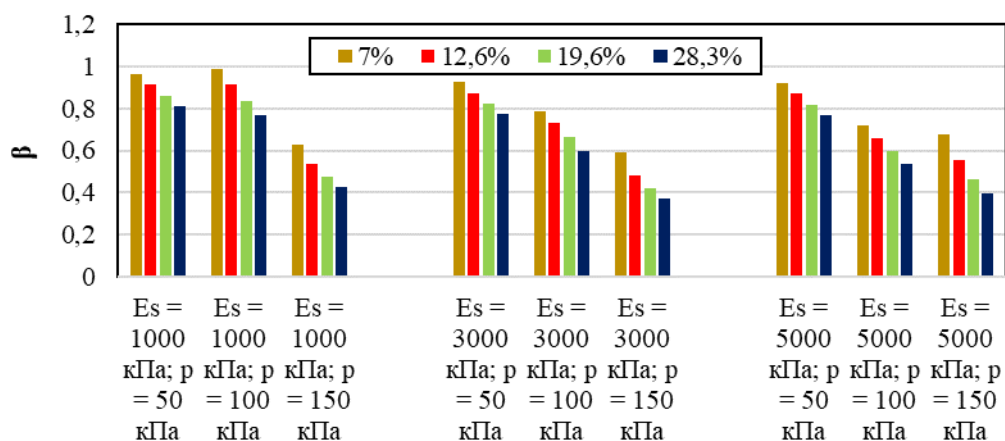


Рисунок 2.18 - Графики зависимости (β)= f ($Ar\%$), для различных значений (E_s) и (p)

На рисунке 2.19 показаны графики изменения с глубиной отношения горизонтального смещения боковой поверхности сваи к ее диаметру U_x/d для разных диаметров щебеночной сваи, разных значений модуля деформации грунта (E_s) и нагрузки (p). Графики показывают, что максимальная боковая деформация сваи увеличивается с уменьшением модуля деформации грунта. Следовательно, чем меньше модуль деформации грунта (E_s), тем выше значения боковой деформации и осадки сваи.

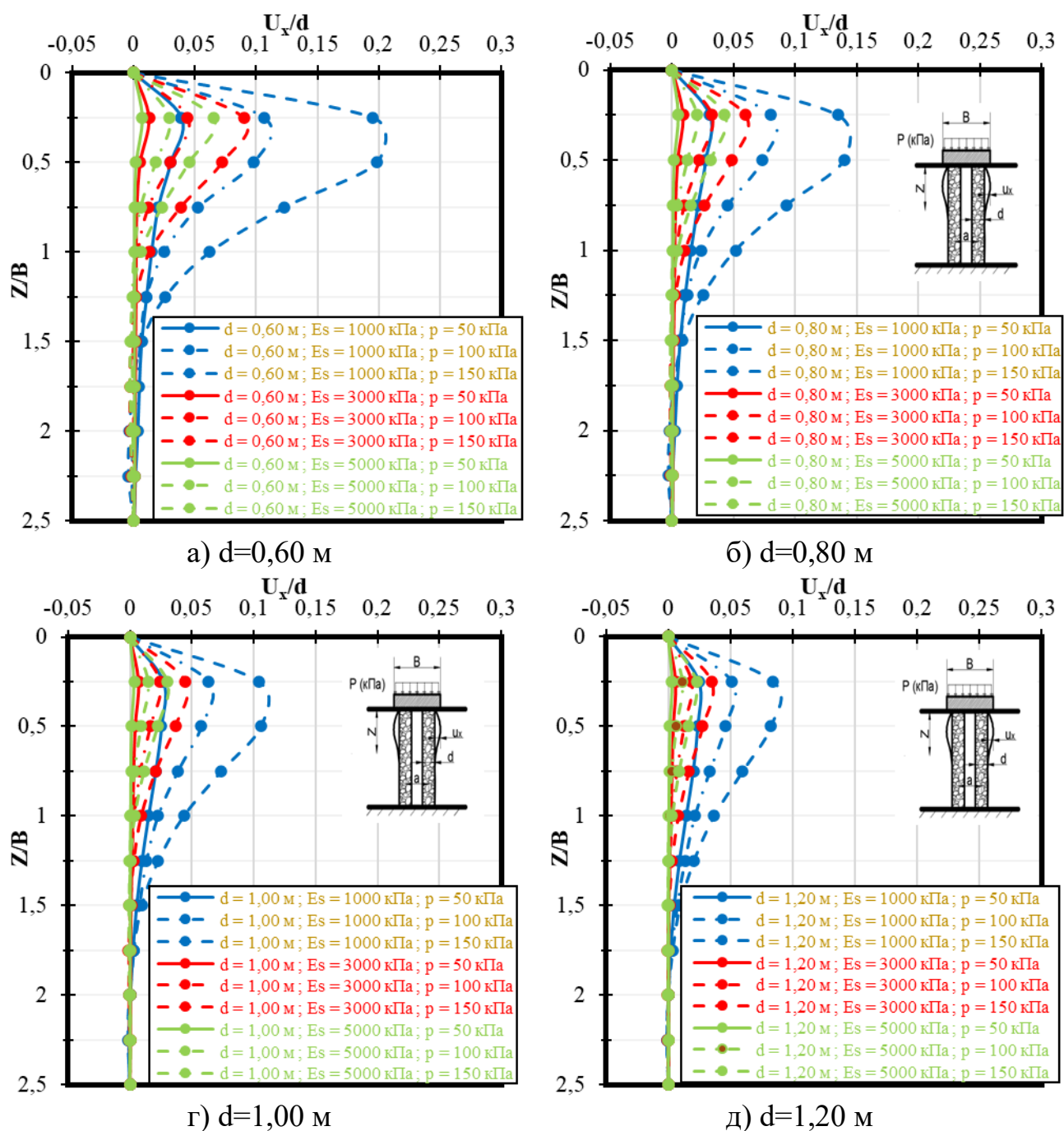


Рисунок 2.19 - Графики зависимости боковых деформаций сваи при различных значениях модуля деформации грунта (E_s) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

На рисунке 2.20 показаны эпюры распределения нормализованного контактного напряжения под ростверка (σ'/p). Согласно этим эпюрам, напряжение на щебеночных сваях увеличивается при увеличении модуля деформации (E_s) окружающего грунта.

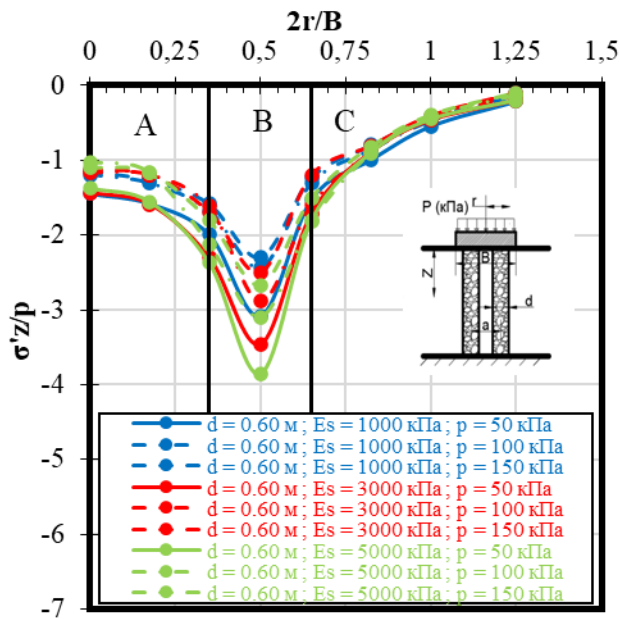
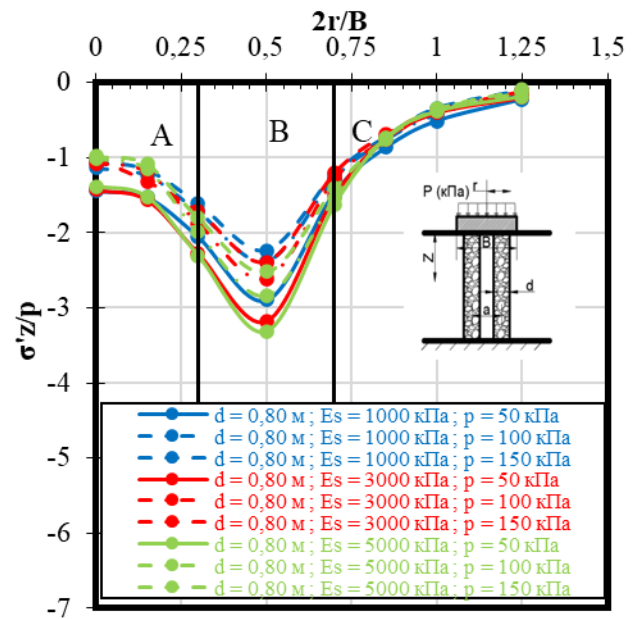
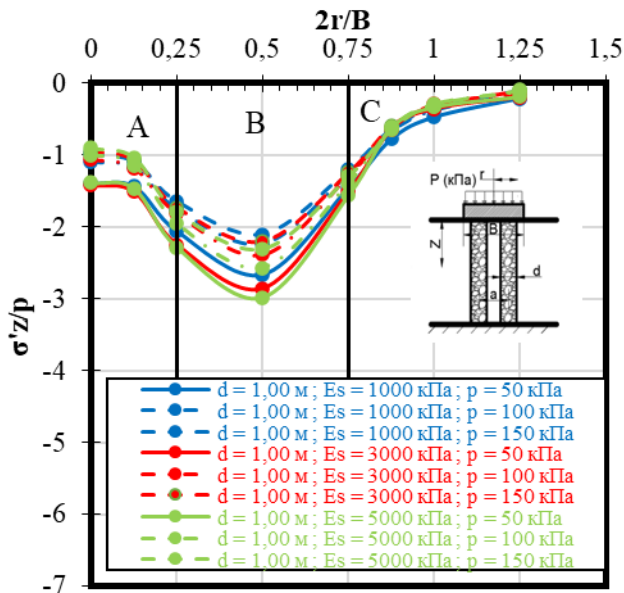
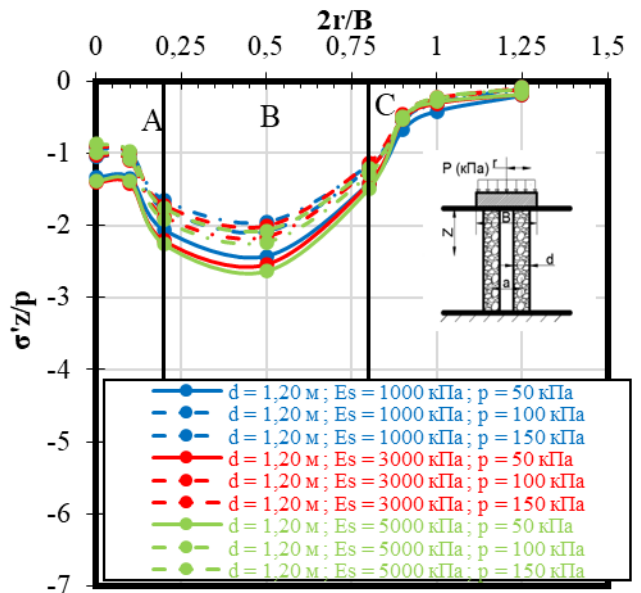
а) $d=0,60$ мб) $d=0,80$ мг) $d=1,00$ мд) $d=1,20$ м

Рисунок 2.20 - Распределение контактных напряжений по подошве ростверка при различных значениях (E_s) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

2.3.3.2. Влияние угла внутреннего трения грунта (ϕ_s)

На рисунке 2.21 представлены графики зависимости осадки ростверка от нагрузки (p) для различных значений угла внутреннего трения слабого глинистого грунта (ϕ_s).

Графики показывают, что угол внутреннего трения слабого глинистого грунта (ϕ_s) оказывает заметное влияние на осадку ростверка. Осадка ростверка уменьшается с увеличением значения угла трения грунта (ϕ_s), так, при

увеличении (ϕ_s) с 20° до 25° осадка в среднем уменьшается на 33%, а при увеличении (ϕ_s) с 25° до 30° - на 22%. Таким образом, можно считать, что эффективный угол трения слабого глинистого грунта (ϕ_s) является основным параметром, влияющим на величину осадки ростверка [111].

На рисунке 2.22 показаны соотношения между коэффициентом снижения осадки ростверка (β) и коэффициентом замещения площади (A_r) при различных значениях угла трения грунта (ϕ_s) и нагрузки (p), которые показывают, что эффективность применения щебеночных свай повышается с уменьшением угла внутреннего трения грунта (ϕ_s) и повышением коэффициента замещения площади (A_r).

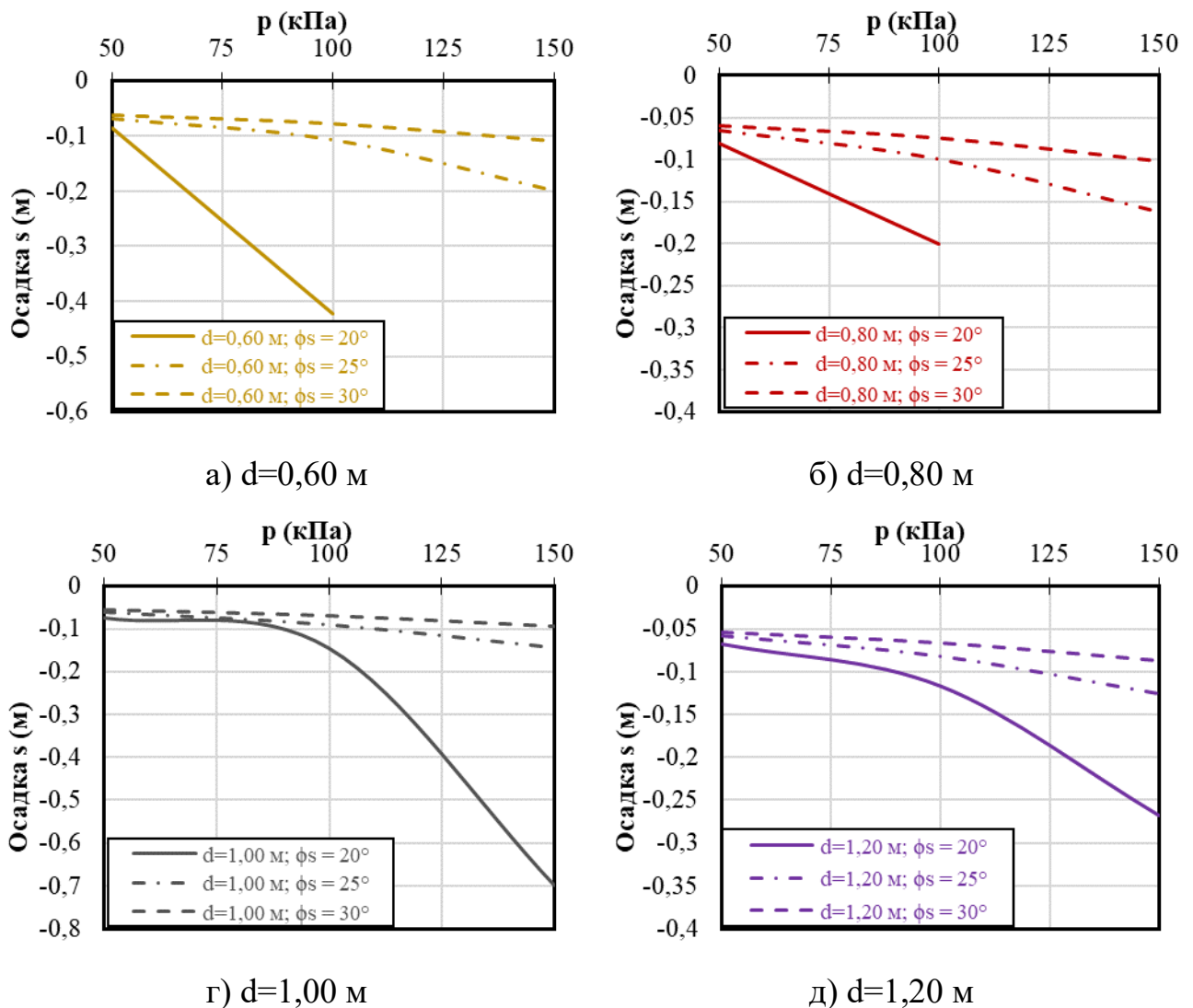


Рисунок 2.21 - Графики зависимости осадки ростверка на сваях при различных значениях (ϕ_s) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

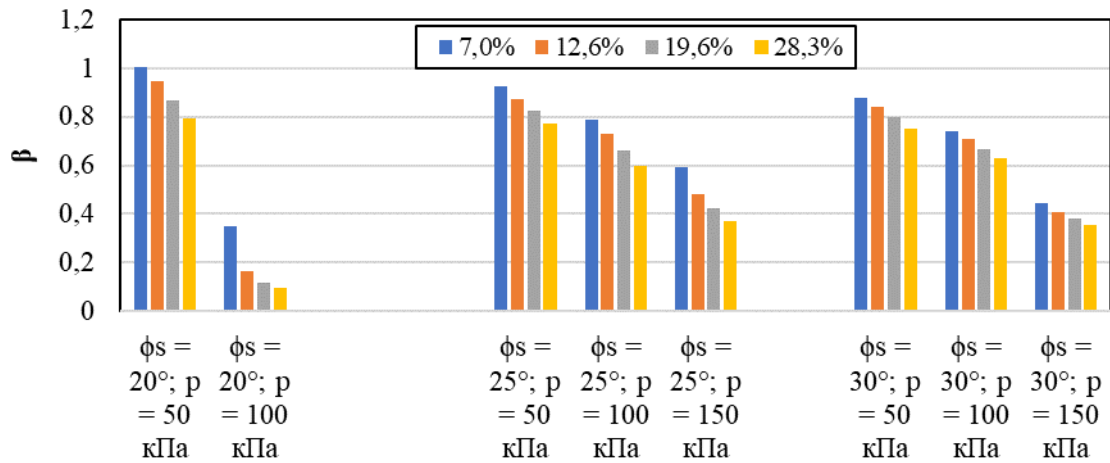
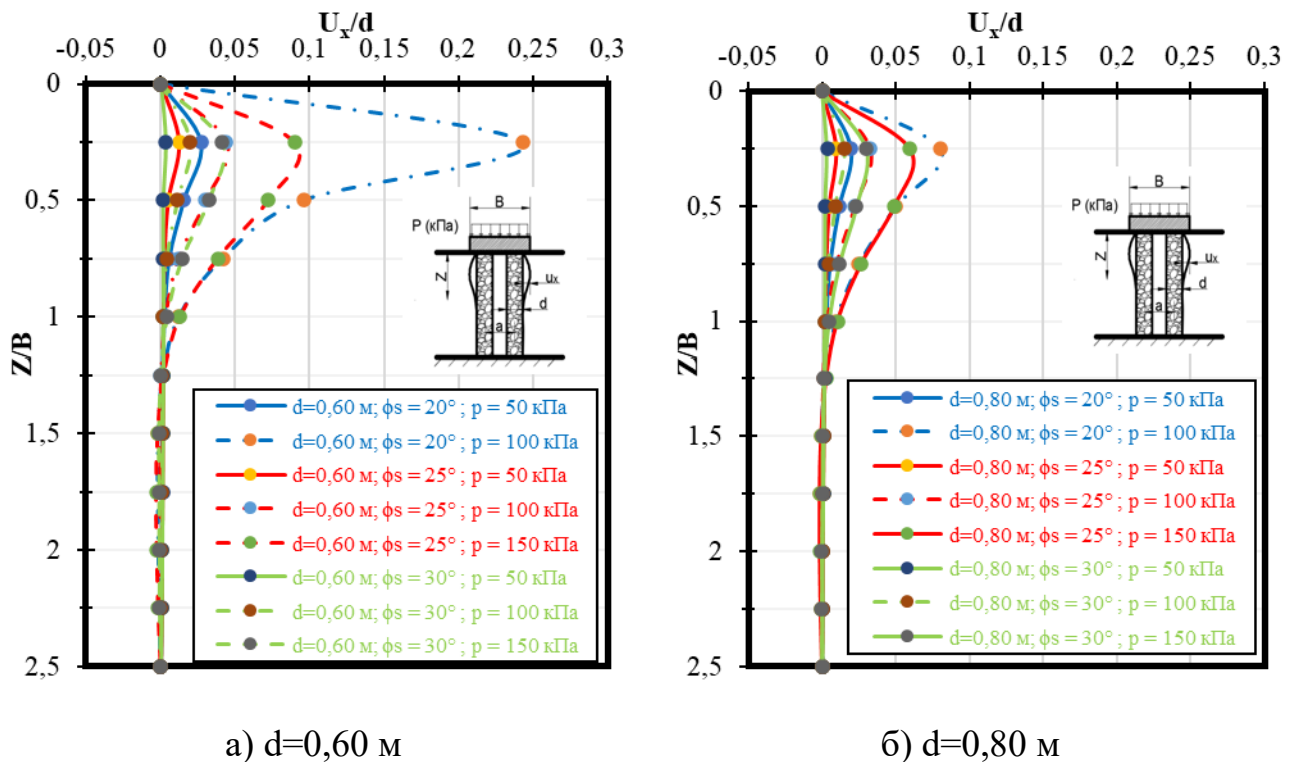
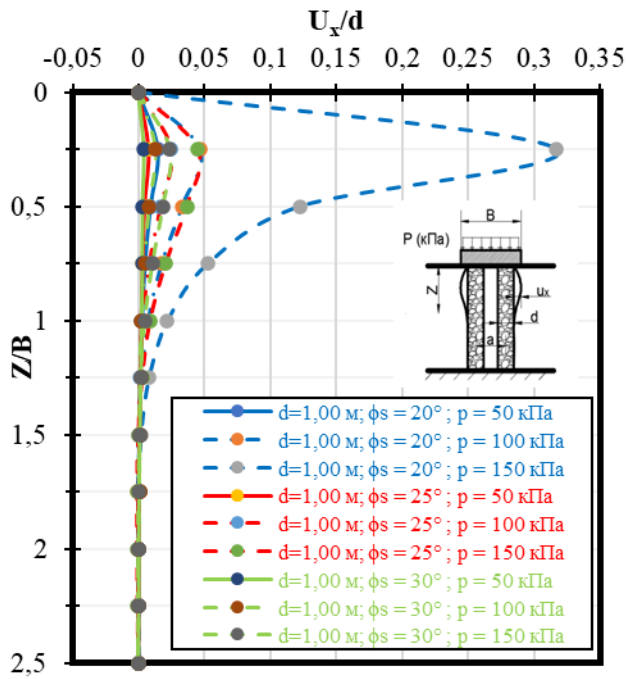


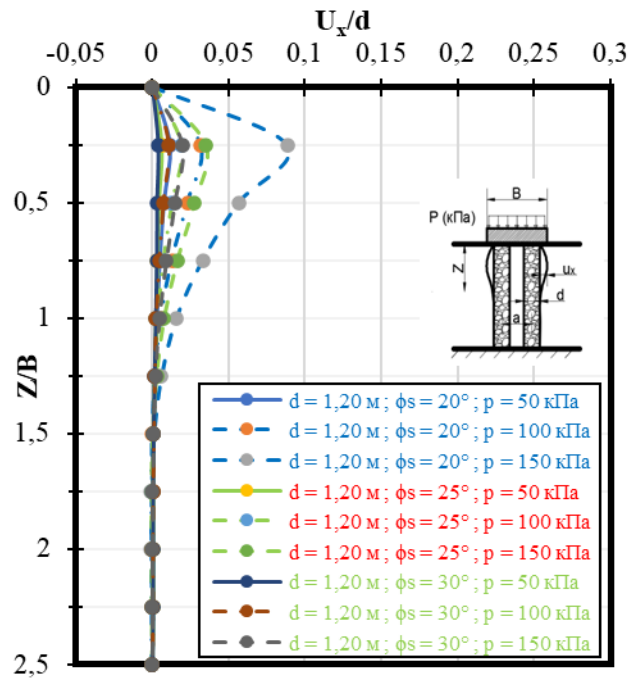
Рисунок 2.22 - Графики зависимости (β)= f ($Ar\%$) для различных значений угла трения грунта (ϕ_s) и нагрузки (p)

На рисунке 2.23 показаны графики изменения с глубиной отношения горизонтального смещения боковой поверхности сваи к ее диаметру U_x/d для различных значений угла внутреннего трения слабого глинистого грунта (ϕ_s). Графики показывают, что значение максимальной боковой деформации сваи увеличивается при уменьшении угла трения (ϕ_s), что, в свою очередь, приводит к увеличению осадки фундамента.





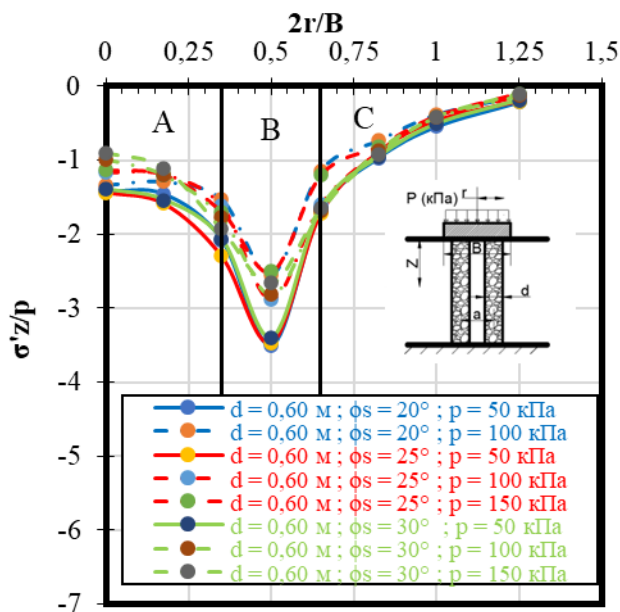
г) $d=1,00$ м



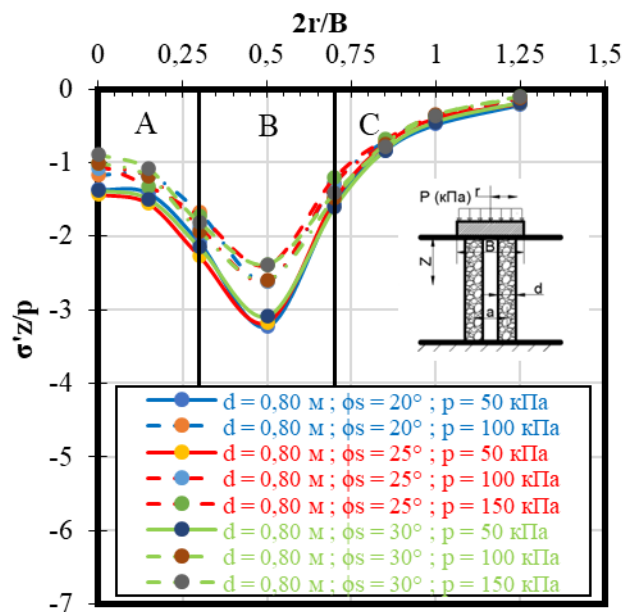
д) $d=1,20$ м

Рисунок 2.23 - Графики зависимости боковых деформаций сваи при различных значениях угла трения грунта (ϕ_s) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м $d=0,60$ м

На рисунке 2.24 показаны эпюры распределения нормализованного контактного напряжения под ростверка (σ'_z/p). Согласно этим эпюрам, угол трения слабого глинистого грунта (ϕ_s) оказывает незначительное влияние на контактное напряжение.



а) $d=0,60$ м



б) $d=0,80$ м

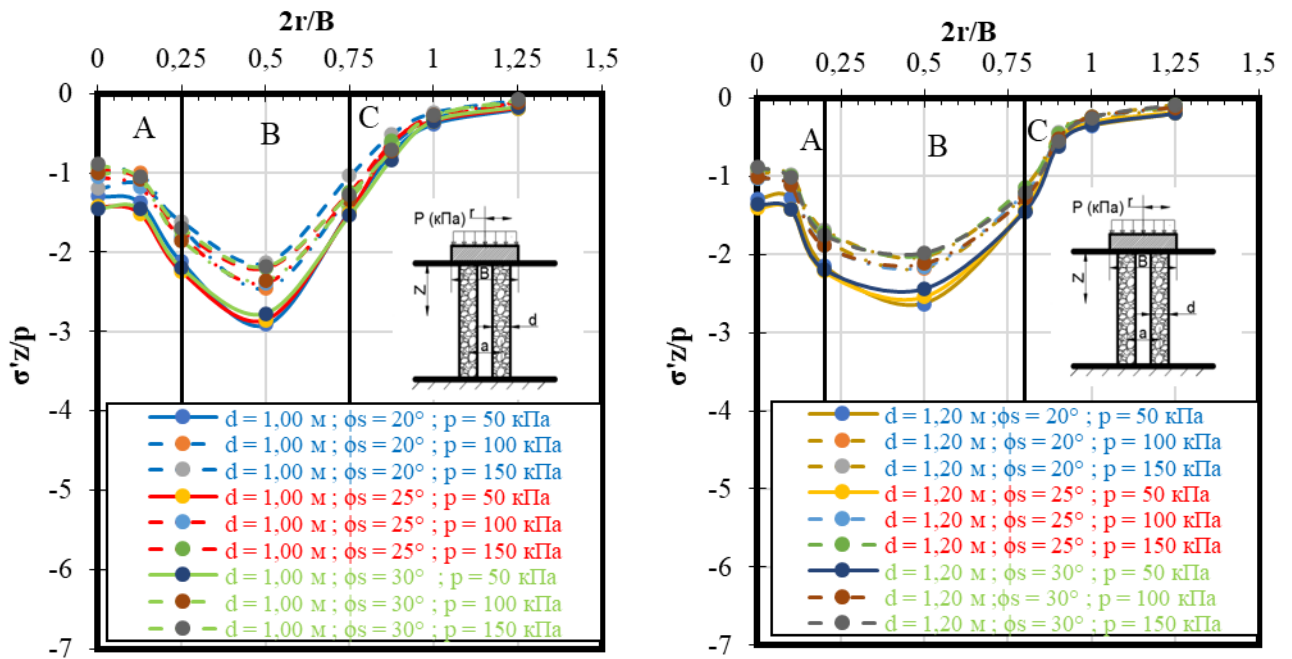
г) $d=1,00$ мд) $d=1,20$ м

Рисунок 2.24 - Распределение контактных напряжений по подошве ростверка при различных значениях (ϕ_s) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; в) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м $d=0,60$ м

3.3.3.3 Влияние коэффициента сцепления слабого глинистого грунта (c_s)

На рисунке 2.25 представлены графики зависимости осадки ростверка от нагрузки (p) для различных значений коэффициента сцепления слабого глинистого грунта (c_s) и диаметра щебеночной сваи (d). При выполнении расчетов сцепление глинистого грунта изменялось в пределах от 0,1 до 5 кПа [111].

Графики показывают, что при увеличении коэффициента сцепления грунта (c_s) осадка фундамента уменьшается. При увеличении (c_s) с 0,1 до 2,5 кПа осадка в среднем уменьшается на 28%, а при увеличении (c_s) с 2,5 до 5,0 кПа - на 8%.

На рисунке 2.26 показаны соотношения между β и коэффициентом замещения площади (A_r) при различных значениях коэффициента сцепления грунта (c_s) и нагрузки (p), которые показывают, что в целом уменьшение (c_s) приводит к уменьшению коэффициент β , при этом интенсивность этого уменьшения тем больше, чем больше нагрузка на фундамент (p). Это говорит о

том, что щебеночные сваи более эффективны в грунтах с небольшими значениями коэффициента сцепления. Также при $c_s = 0,1$ кПа увеличение коэффициента замещения площади (A_r) с 7 до 28,3% приводит к снижению значения β в среднем на 25,9%, при $c_s = 2,5$ кПа – на 17,2%, а при $c_s = 5,0$ кПа – на 16,6%. Эти данные показывают, что эффективность применения щебеночных свай повышается при небольших значениях коэффициента сцепления грунта (c_s) а также с повышением коэффициента замещения площади (A_r).

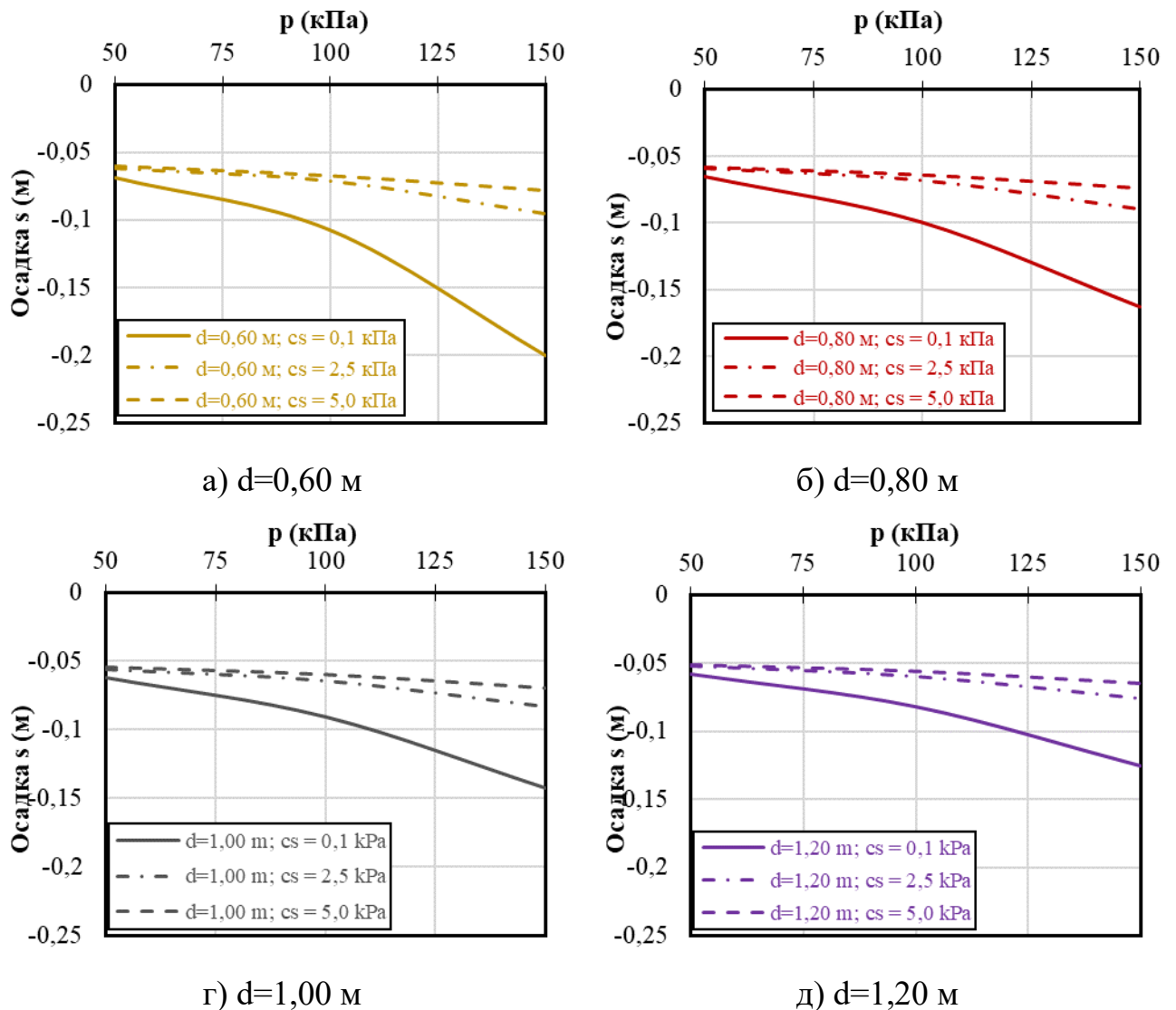


Рисунок 2.25 - Графики зависимости осадки ростверка при различных значениях (c_s) на сваях: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м $d=0,60$ м

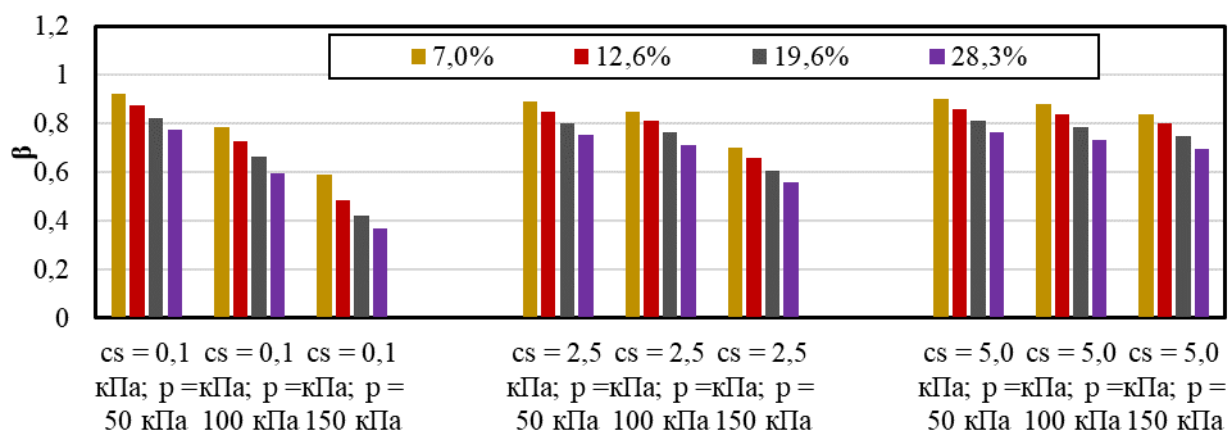


Рисунок 2.26 - Графики зависимости (β)= f (Ar%) для различных значений коэффициента сцепления глинистого грунта (c_s) и нагрузки (p)

На рисунке 2.27 показано распределение по глубине боковых деформаций свай (U_x/d) для различных значений коэффициента сцепления слабого глинистого грунта (c_s) и нагрузки (p), которые показывают, что боковая деформация резко уменьшается за счет увеличения значения коэффициента сцепления слабого глинистого грунта (c_s), следовательно, чем меньше коэффициента сцепления грунта (c_s), тем выше значения боковой деформации свай и ее осадка.

На рисунке 2.28 показаны эпюры распределения нормализованного контактного напряжения под ростверка (σ'/p). Согласно этим эпюрам, напряжение на щебеночной свае уменьшается по мере увеличения сцепления грунта, а также напряжения на внутреннем грунте.

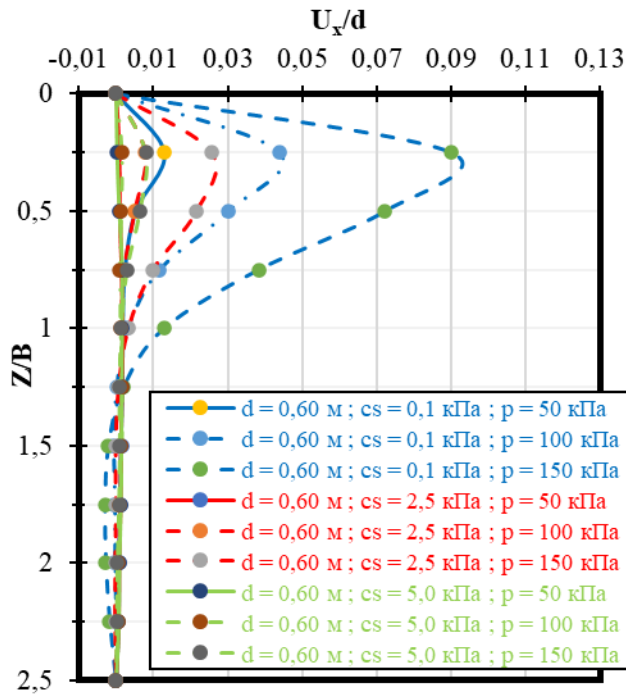
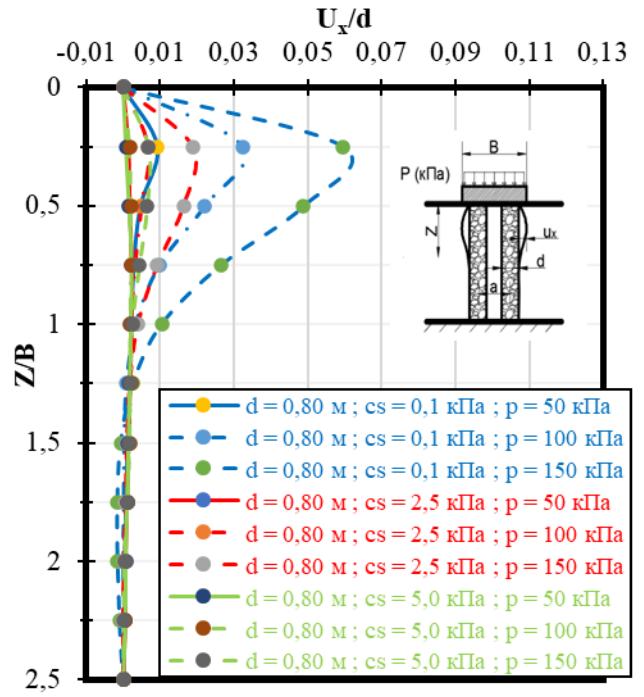
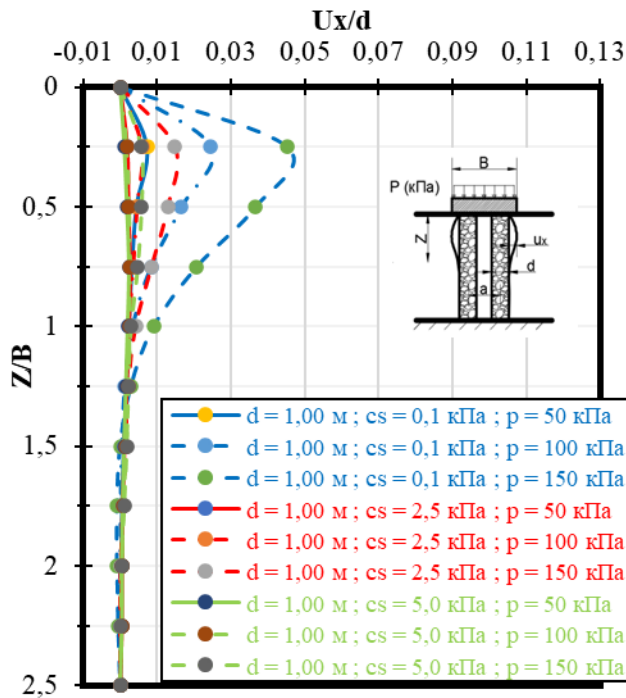
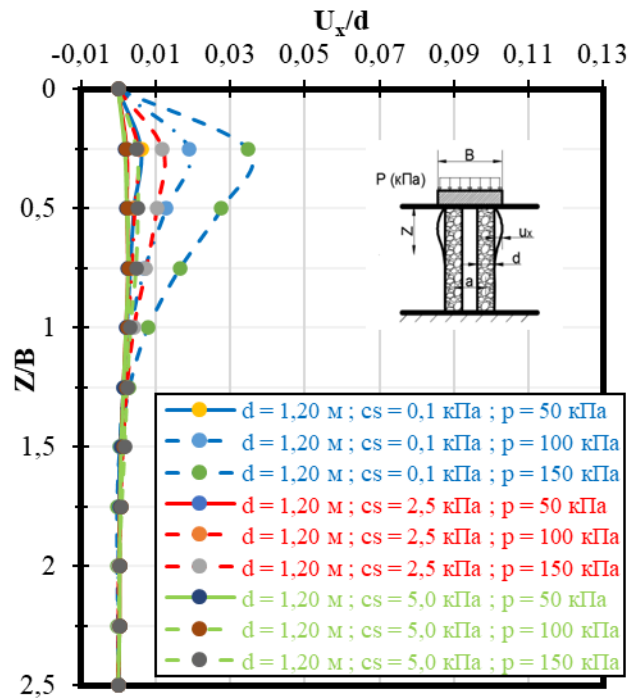
а) $d=0,60$ мб) $d=0,80$ мг) $d=1,00$ мд) $d=1,20$ м

Рисунок 2.27 - Графики зависимости боковых деформаций сваи при различных значениях коэффициента сцепления слабого глинистого грунта (c_s) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

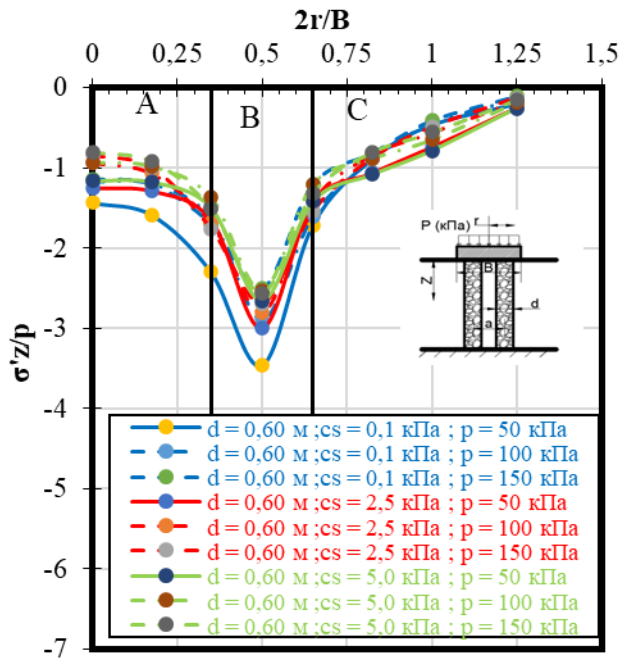
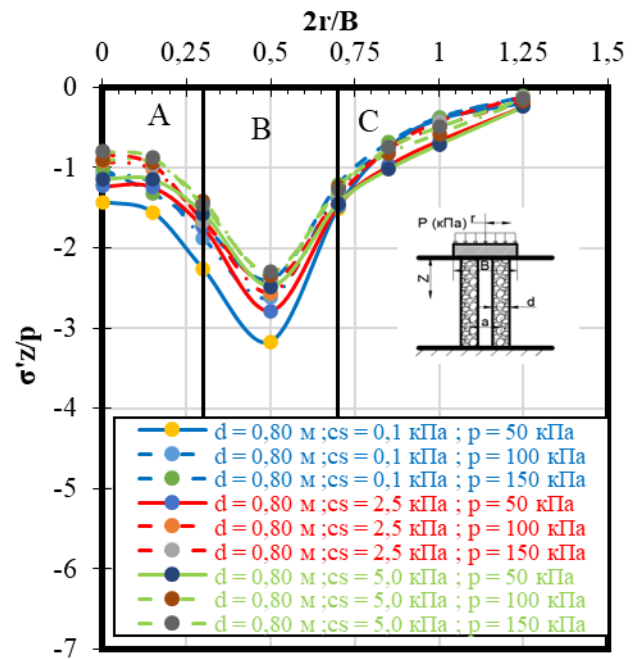
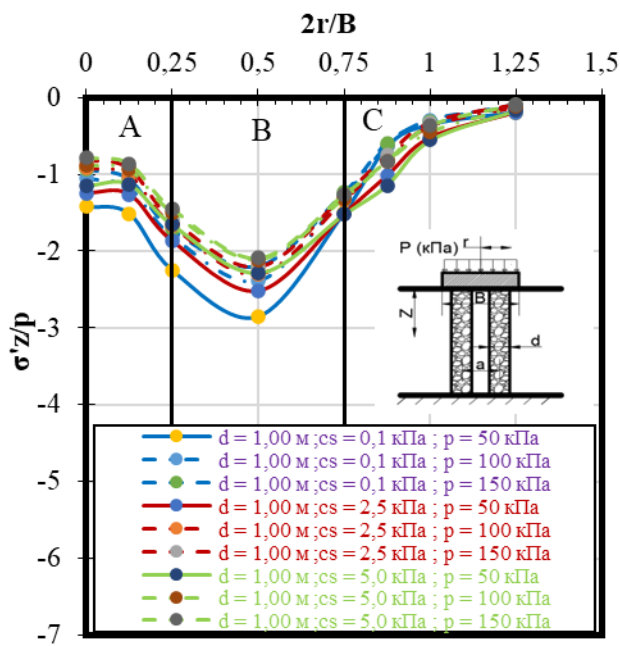
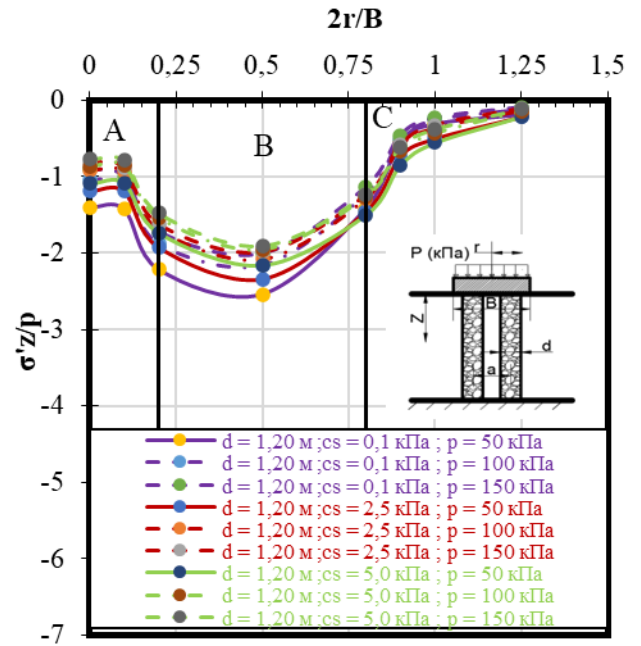
а) $d=0,60$ мб) $d=0,80$ мг) $d=1,00$ мд) $d=1,20$ м

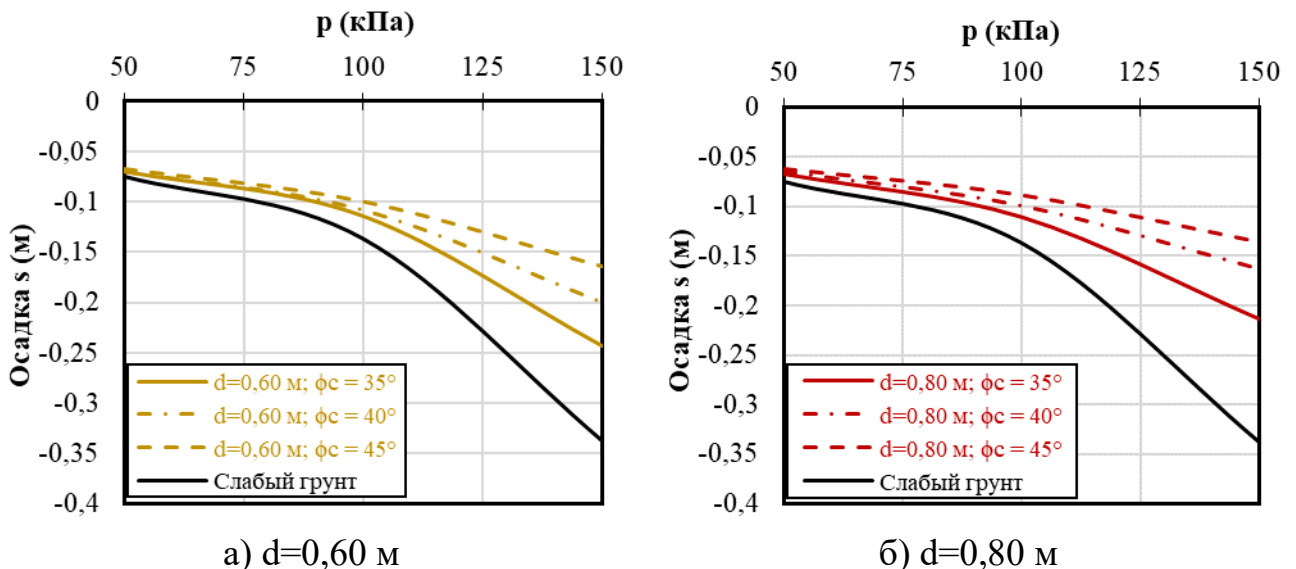
Рисунок 2.28 - Распределение контактных напряжений по подошве ростверка при различных значениях (cs) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м $d=0,60$ м

2.3.4. Влияние угла трения материала щебеночной сваи (ϕ_c)

В этом разделе проведен анализ влияния угла внутреннего трения материала щебеночной сваи (ϕ_c) на работу фундамента. Угол ϕ зависит от типа материала щебеночной сваи (песок, щебень или смесь из них) и степени его уплотнения и в проведенном исследовании изменялся в пределах от 35° до 45° .

На рисунке 2.29 представлены графики зависимости осадки ростверка от нагрузки (p) для различных значений угла внутреннего трения материала щебеночной сваи (ϕ_c) и ее диаметра (d). Графики показывают, что угол трение материалов щебеночной сваи (ϕ_c) оказывает заметное влияние на осадку фундамента. Осадка уменьшается при увеличении (ϕ_c), так при увеличении (ϕ_c) с 35° до 40° осадка в среднем уменьшалась на 12%; то же самое и при увеличении (ϕ_c) с 40° до 45° [111].

На рисунке 2.30 показано соотношение между β и коэффициентом замещения площади (A_r). Значения β уменьшаются с увеличением (ϕ_c), при увеличении (ϕ_c) на один градус значение (β) уменьшается в среднем на 2%.



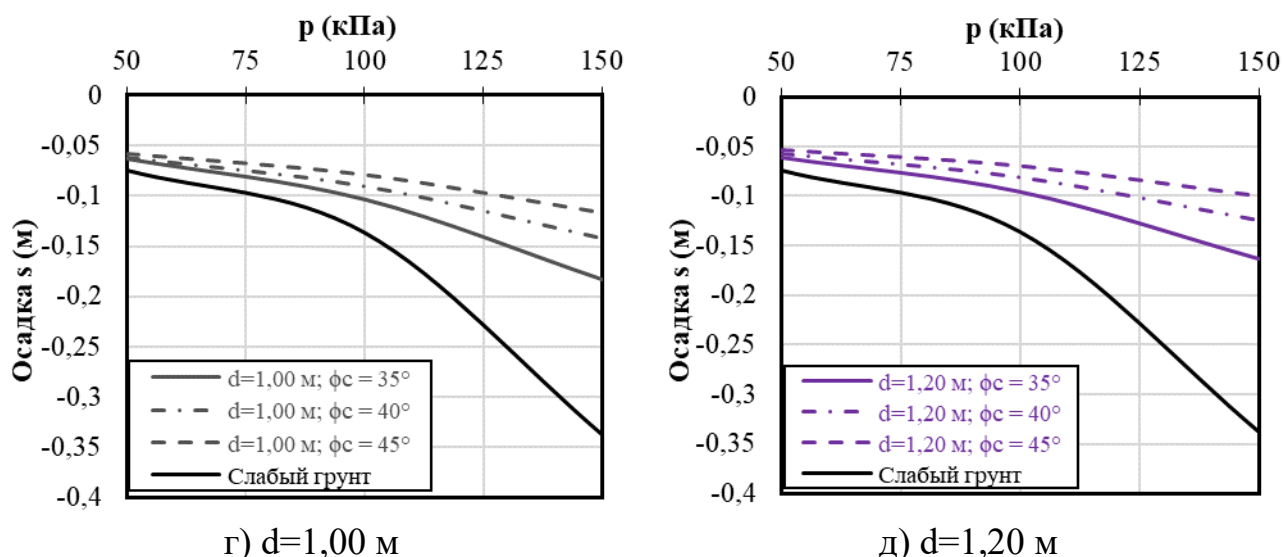


Рисунок 2.29 - Графики зависимости осадки ростверка на сваях при различных значениях (ϕ_c) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м $d=0,60$ м

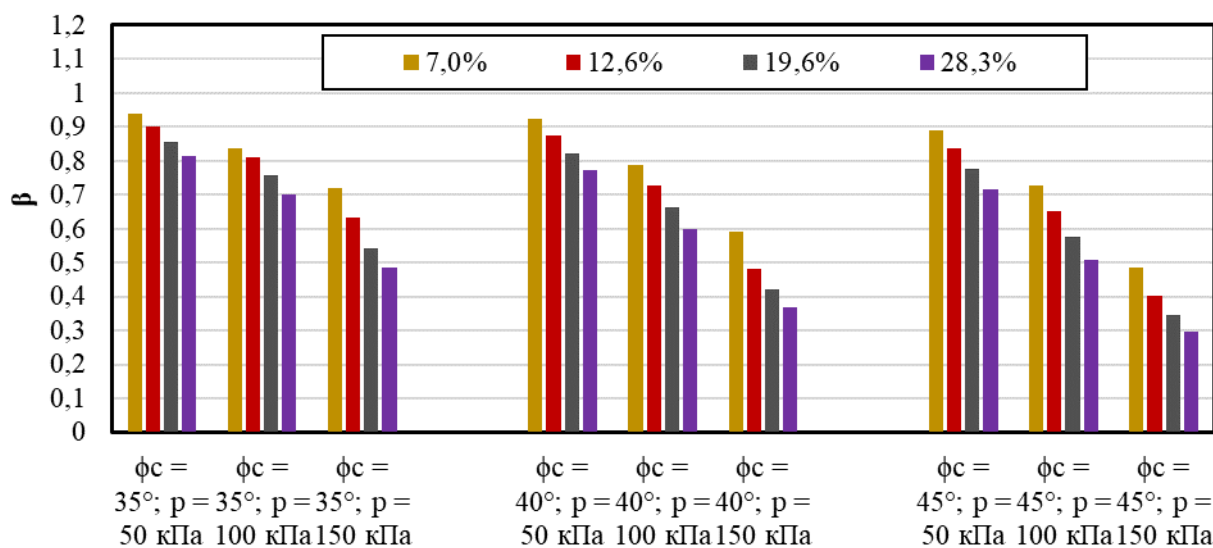


Рисунок 2.30 - Графики зависимости (β)= $f(Ar\%)$ для различных значений угла внутреннего трения материала сваи (ϕ_c) и нагрузки (p)

На рисунке 2.31 показано распределение по глубине боковых деформаций свай (U_x/d) для различных значений угла внутреннего трения материала сваи (ϕ_c) и нагрузки (p). Графики показывают, что боковая деформация сваи значительно уменьшается при увеличении (ϕ_c). Это связано с тем, что увеличение (ϕ_c) делает щебеночные сваи более жесткими.

На рисунке 2.32 показаны эпюры распределения нормализованного контактного напряжения под ростверком (σ'/p). Согласно этим эпюрам,

напряжение на щебеночной свае увеличивается с увеличением (ϕ), что является следствием увеличения их жесткости.

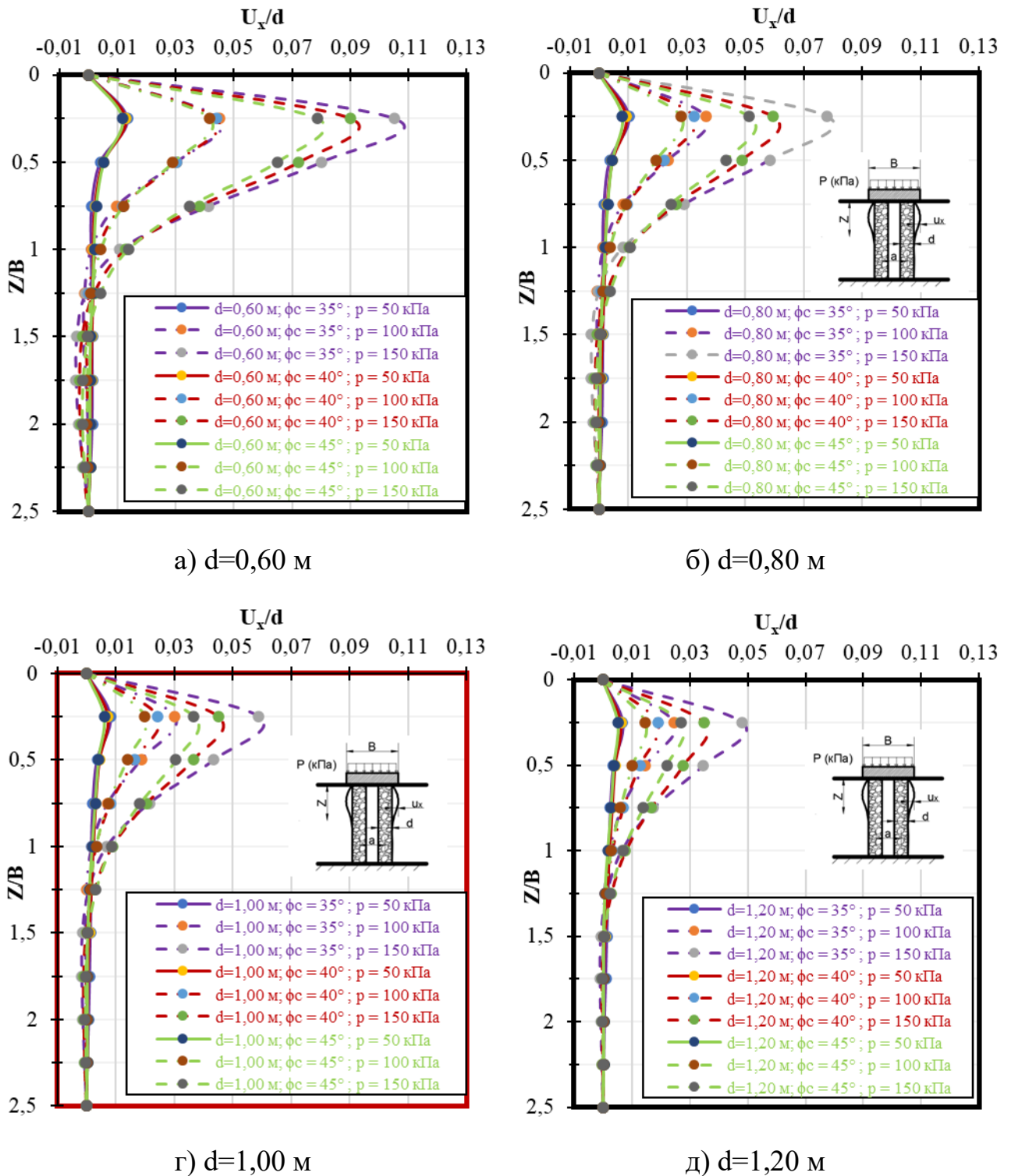


Рисунок 2.31 - Графики зависимости боковых деформаций сваи при различных значениях угла трения материала сваи (ϕ) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

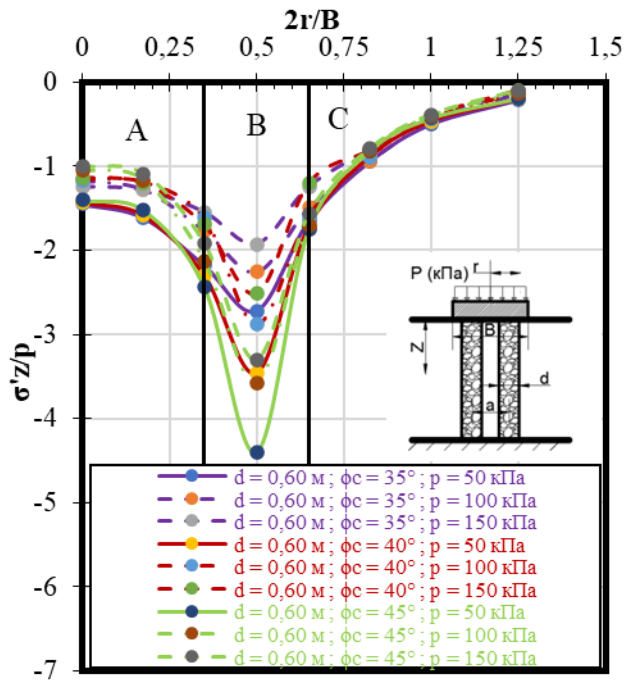
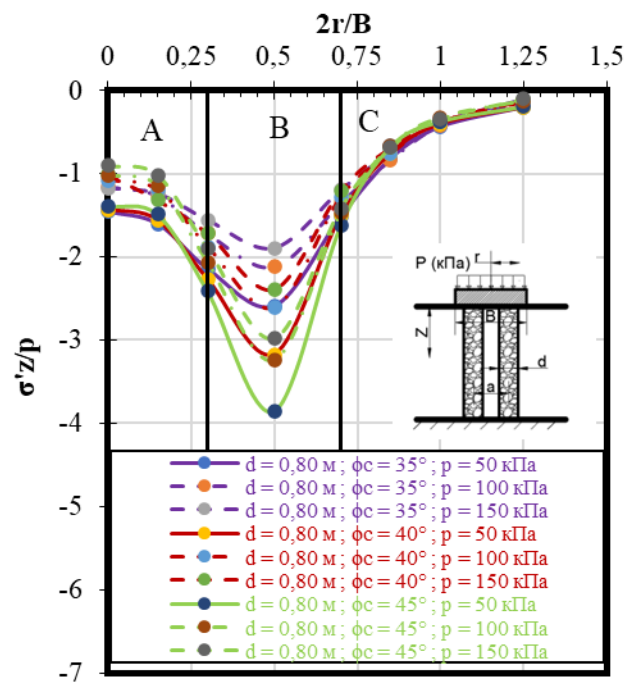
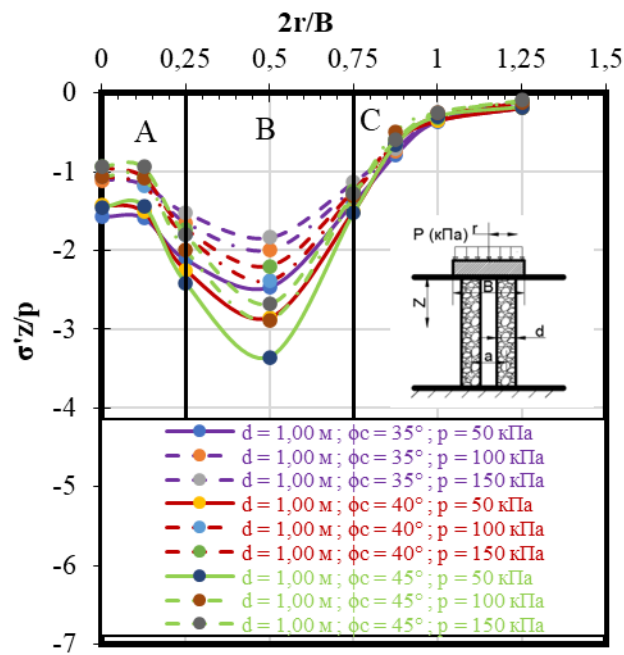
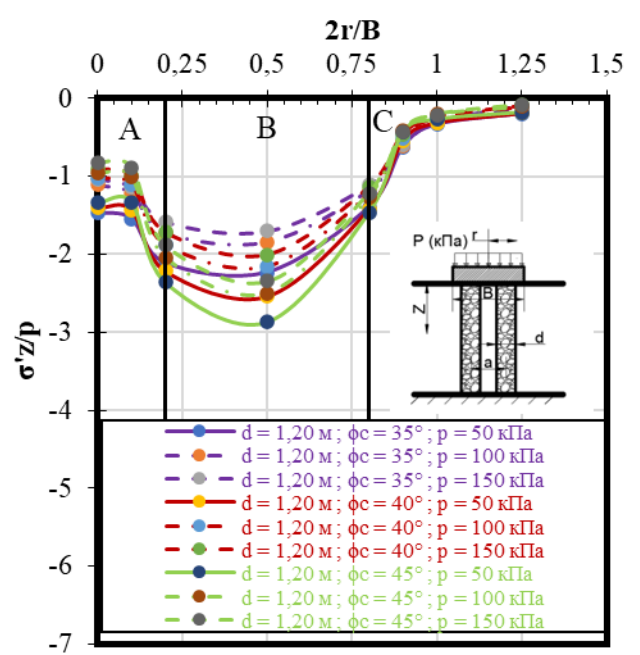
а) $d=0,60$ мб) $d=0,80$ мг) $d=1,00$ мд) $d=1,20$ м

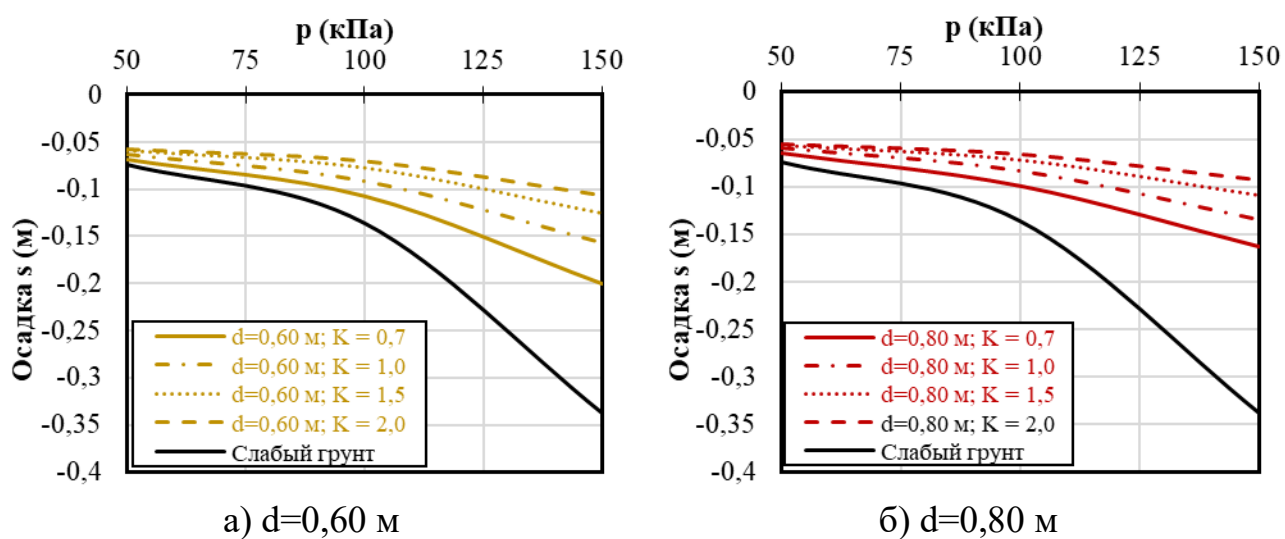
Рисунок 2.32 - Распределение контактных напряжений по подошве ростверка при различных значениях (ϕ_c) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; в) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

2.3.5. Влияние установки материала щебеночной сваи (К)

В результате установки щебеночной сваи в грунт, особенно методом виброзамещения, грунт получает боковое смещение, что приводит к увеличению боковых напряжений и коэффициента бокового давления грунта (К). При выполнении расчетов коэффициент бокового давления грунта (К) изменялся в пределах от 0,7 до 2 [111].

На рисунке 2.33 представлены графики зависимости осадки ростверка от нагрузки (р) для различных значений коэффициента бокового давления грунта (К) и диаметра щебеночной сваи (d). Графики показывают, что коэффициент бокового давления грунта (К) оказывает заметное влияние на осадку фундамента на щебеночных сваях. Осадка уменьшается при увеличении (К), так, при увеличении (К) с 0,7 до 1,0 осадка фундамента в среднем уменьшалась на 14%, при увеличении (К) с 1 до 1,5 - на 13%, а при увеличении (К) с 1,5 до 2,0 - на 8%.

На рисунке 2.34 показаны соотношения между β и коэффициентом замещения площади (A_r) при различных значениях коэффициента бокового давления грунта (К) и нагрузки (р), которые показывают, что значения β значительно уменьшаются при увеличении (К).



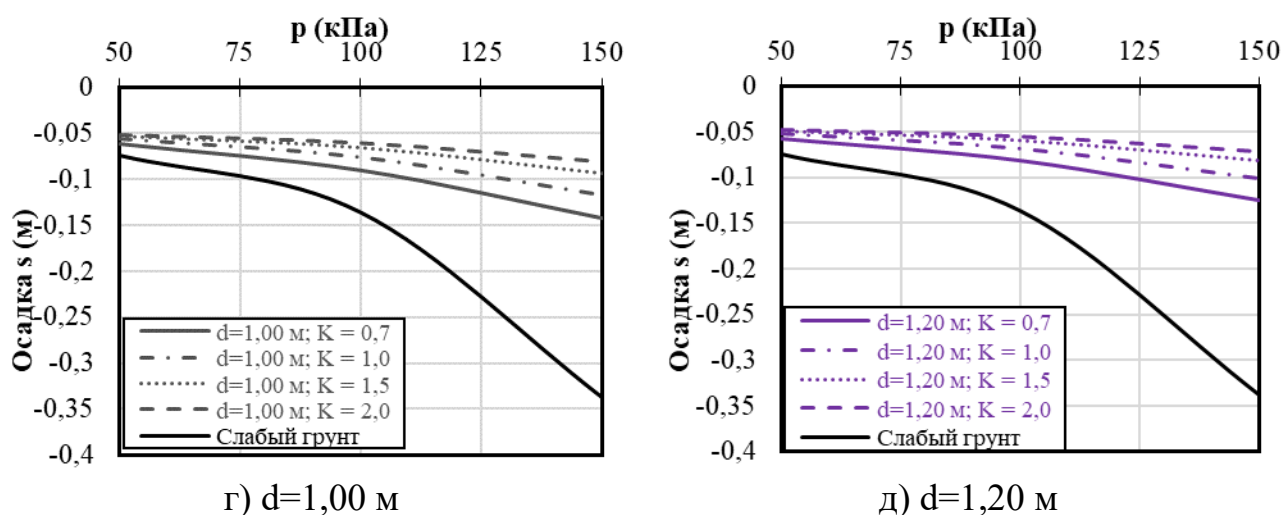


Рисунок 2.33 - Графики зависимости осадки ростверка на сваях при различных значениях (K) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м $d=0,60$ м

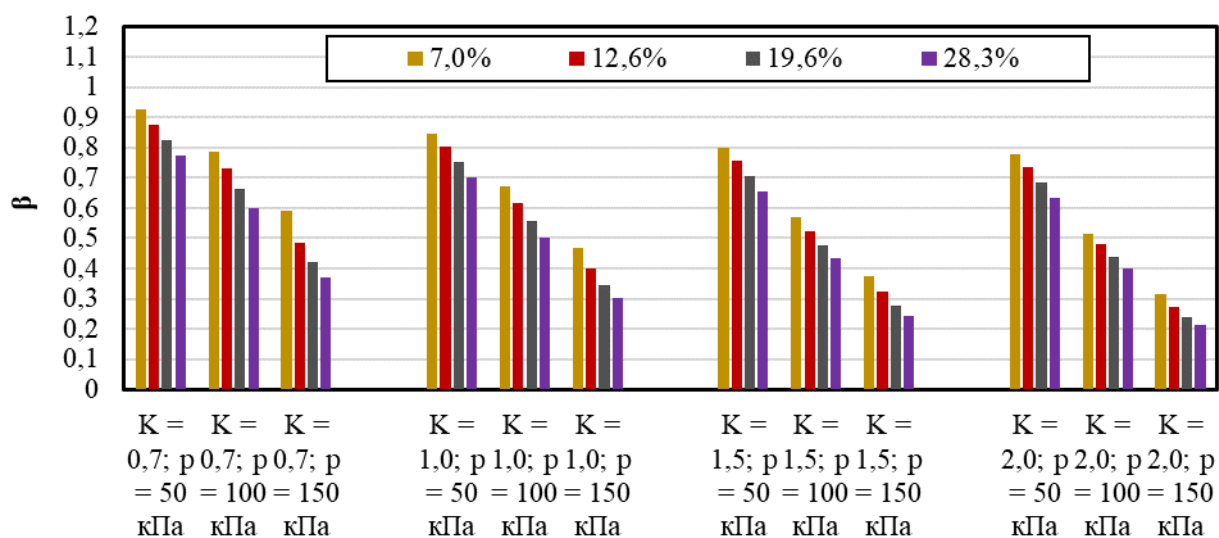


Рисунок 2.34 - Графики зависимости (β)= $f(Ar^0)$ для различных значений коэффициента бокового давления грунта (K) и нагрузки (p)

На рисунке 2.35 показано распределение по глубине боковых деформаций свай (U_x/d) для различных значений коэффициента бокового давления грунта (K) и нагрузки (p). Графики показывают, что боковая деформация сваи значительно уменьшается при увеличении (K). Это связано с тем, что увеличение (K) делает грунт, окружающий щебеночную сваю, более жесткими.

На рисунке 2.36 показаны эпюры распределения нормализованного контактного напряжения под ростверком (σ'/p). Согласно этим эпюрам,

значение (K) не оказывает явного влияния на значения контактных напряжений.

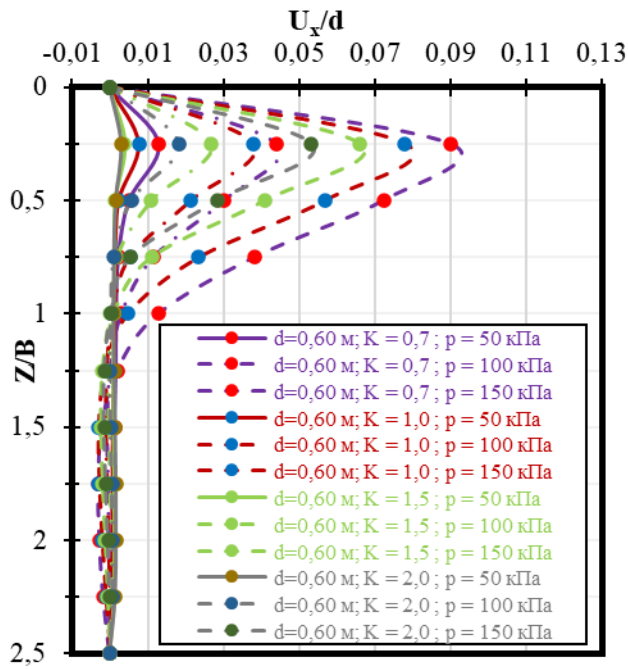
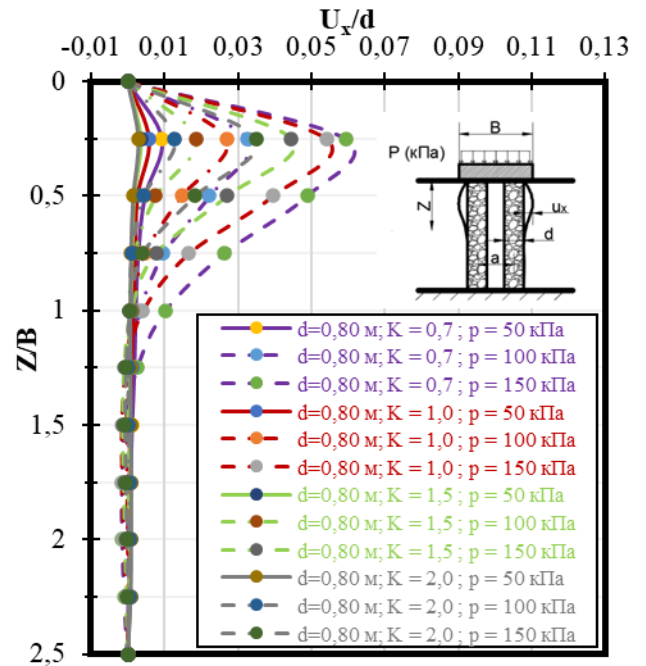
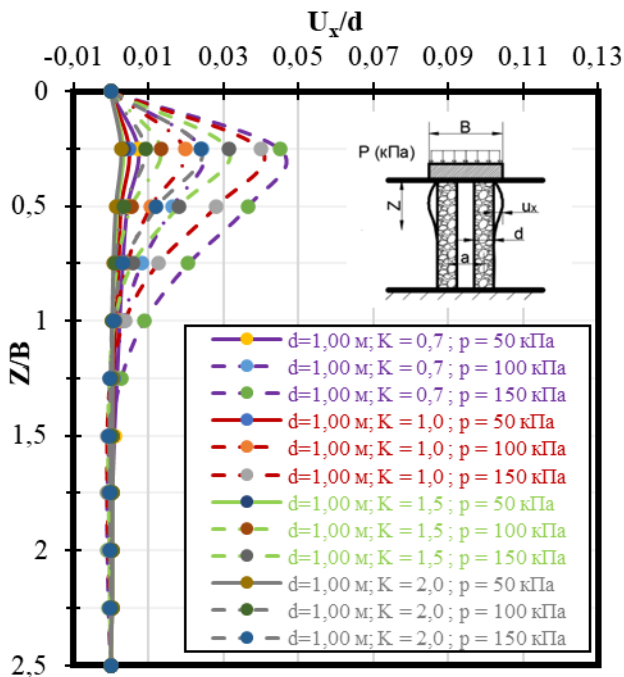
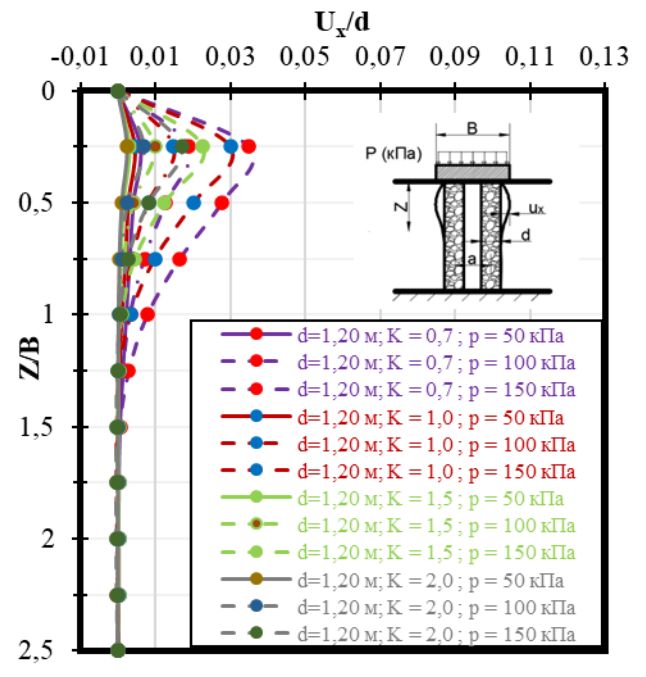
а) $d=0,60$ мб) $d=0,80$ мг) $d=1,00$ мд) $d=1,20$ м

Рисунок 2.35 - Графики зависимости боковых деформаций сваи при различных значениях коэффициента бокового давления грунта (K) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; г) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м

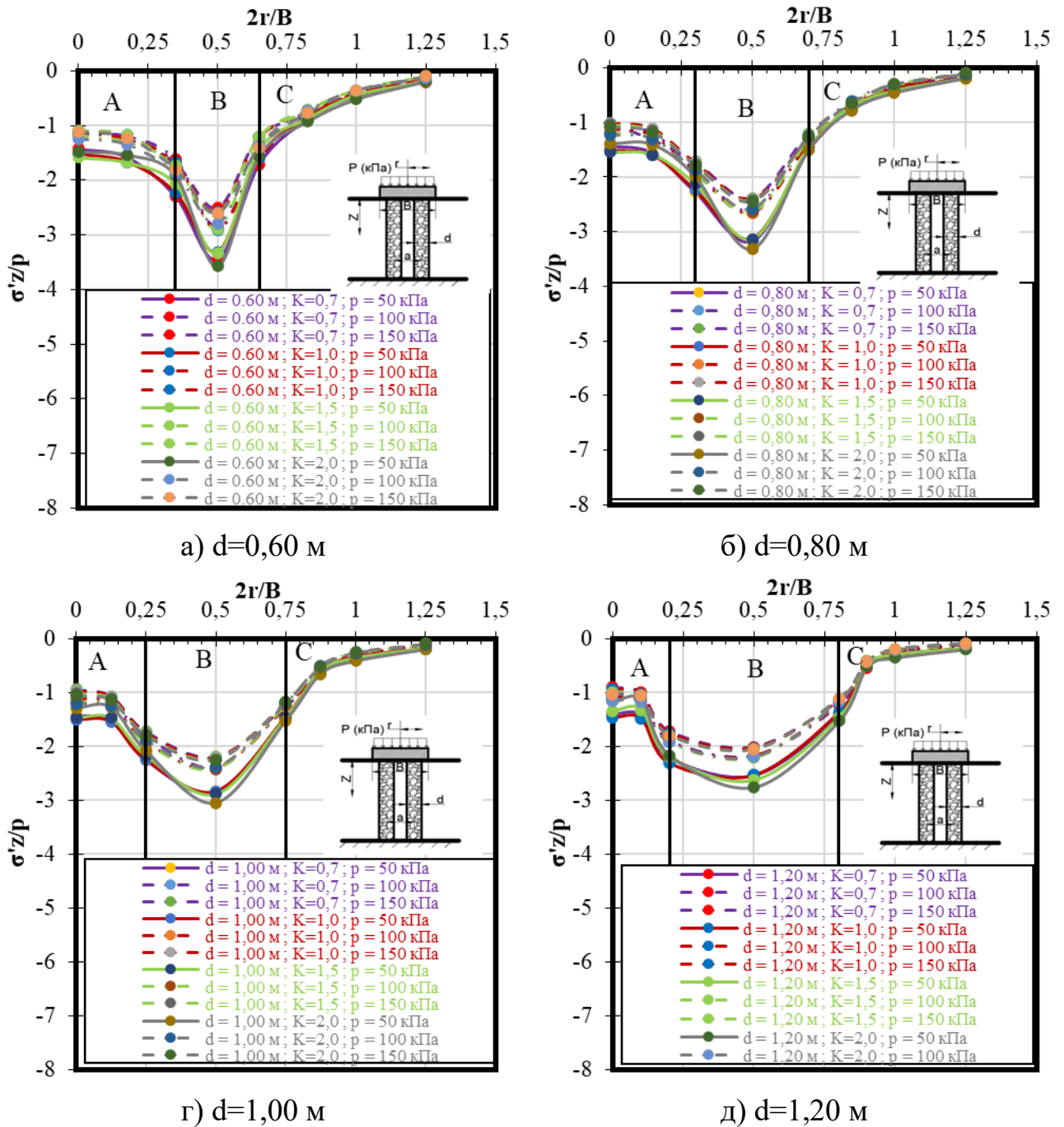


Рисунок 2.36 - Распределение контактных напряжений по подошве ростверка при различных значениях (K) и нагрузки (p) диаметром: а) $d=0,60$ м; б) $d=0,80$ м; в) $d=1,00$ м и д) $d=1,20$ м $d=0,60$ м

2.4. Выводы по второй главе

Выполненные численным методом исследования работы кустов щебеночных свай с учетом их взаимного влияния показали следующее:

1. Осадка куста щебеночных свай зависит от конструктивных размеров фундамента, к которым относятся длина и диаметр свай, осевое расстояние между сваями и коэффициента замещения площади подошвы ростверка,

действующей нагрузки на фундамент, механических характеристик грунта и материала свай, а также коэффициента бокового давления грунта на сваи, зависящего от технологии их устройства.

2. Осадка куста щебеночных свай уменьшается с увеличением коэффициента замещения площади подошвы ростверка, длины свай и их диаметра, прочностных и деформационных характеристик грунта, угла внутреннего трения материала свай и коэффициента бокового давления грунта на сваи и увеличивается с увеличением нагрузки на фундамент и осевого расстояния между щебеночными сваями.

3. Эффективная длина щебеночных свай, увеличение которой не приводит к дальнейшему снижению осадки фундамента, составляет примерно 1,5 ширины ростверка. Применения более длинных щебеночных свай для снижения осадки отдельного фундамента нецелесообразно.

4. Поперечные деформации верхней части щебеночных свай увеличиваются до глубины, равной примерно $(1,0-2,0) d$ от подошвы ростверка, а затем резко уменьшаются до незначительных величин на глубине, зависящей от интенсивности нагрузки на фундамент (p): при $p = 50$ кПа на глубине, равной $0,5 B$, при $p = 100$ кПа на глубине, равной $1,0 B$, и при $p = 150$ кПа на глубине, равной $1,5 B$.

5. Максимальное значение горизонтального смещение боковой поверхности щебеночной сваи увеличивается с уменьшением ее диаметра и длины, модуля деформации грунта, угла его внутреннего трения и коэффициента сцепления глинистого грунта, угла внутреннего трения материала щебеночной сваи и коэффициента бокового давления грунта и уменьшается с уменьшением интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на ростверк и осевого расстояния между щебеночными сваями.

6. Нагрузка на щебеночные сваи увеличивается с увеличением модуля деформации грунта и угла внутреннего трения материала сваи и уменьшается с увеличением ее диаметра и коэффициента сцепления глинистого грунта.

ГЛАВА 3. ОЦЕНКА АНАЛИТИЧЕСКИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ НА ЩЕБЕНОЧНЫХ СВАЯХ И РАЗРАБОТКА ИНЖЕНЕРНОГО МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ИХ ОСАДОК С УЧЕТОМ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ СВАЙ

Цель настоящей главы – дать оценку рассмотренным в Главе 1 диссертации аналитическим методам расчета отдельных фундамента на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте с точки зрения точности прогноза их осадок и разработать модель, адекватно отражающую фактическую работу кустов из щебеночных свай с учетом, в отличие от существующих моделей, их взаимного влияния.

3.1. Исходные данные

Собранная по результатам проведенных численных исследований база данных, необходимых для установления зависимости осадки фундамента (s) от исследованных факторов, содержит 178 записей. Учитываемыми при определении осадки (s) факторами являлись: диаметр щебеночных свай (d); осевое расстояние между сваями (a); коэффициент замещения площади (A_T); длина щебеночных свай (L); модуль деформации слабого глинистого грунта (E_s); угол внутреннего трения слабого глинистого грунта (ϕ_s); коэффициент сцепления слабого глинистого грунта (c_s); угол трения материала щебеночных свай (ϕ_c); равномерно-распределенная нагрузка на ростверк (p).

Описательная статистика собранной базы данных приведена в таблице (3.1).

Параметр K , отражающий влияние устройства щебеночных свай на их осадку, из-за трудности определения был принят постоянным и равным 0,7 во всех 178 случаях.

Таблица 3.1 - Описательная статистика собранной базы данных [112]

Параметр	Минимум	Максимум	Среднее значение	Стандартное отклонение	Единица изм.
d	0,6	1,2	0,90	0,218	м
a	1,5	2,5	2	0,184	м
Ar	7	28,3	16,9	7,774	%
L	4	10	9,2	1,772	м
Es	1000	5000	3000	736,460	кПа
φs	20	30	25	1,762	°
cs	0,1	5	0,60	1,332	кПа
φc	35	45	40	1,841	°
p	50	150	99,4	40,821	кПа
s	-0,700	-0,034	-0,118	0,093	м

3.2. Оценка существующих методов расчета

Собранная база данных была использована для оценки существующих аналитических методов расчета, точность которых определялась путем вычисления средней абсолютной ошибки (ААЕ), среднего значения (М) и стандартного отклонения отношения статистического к полученному численному значению (CoV) [112]. Указанные статистические показатели эффективности были рассчитаны с использованием коэффициентов (3.1–3.3):

$$AAE = \frac{\sum_{i=1}^n \left| \frac{s_{\text{прог } i} - s_{\text{ожид } i}}{s_{\text{ожид } i}} \right|}{n} \quad (3.1)$$

$$M = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{s_{\text{прог } i}}{s_{\text{ожид } i}}}{n} \quad (3.2)$$

$$CoV = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{s_{\text{прог } i}}{s_{\text{ожид } i}} - M \right)^2}{n-1}} \quad (3.3)$$

Где $s_{\text{прог}}$ - прогнозируемое значение осадки; $s_{\text{ожид}}$ - ожидаемое значение осадки, полученное в результате численного анализа; n - количество расчетов.

Результаты выполненного сравнения представлены на рисунках (3.1–3.2).

Castro и Sagaseta (2009) предполагалось, что грунт и щебеночная свая работают как упругие элементы, а осадки зависят только от коэффициента

замещения площади (A_r) и модульного соотношения (E_c/E_s) [51]. На рисунке 3.3-а показано сравнение теоретического и численного анализа. На рисунках 3.1–3.3 показано, что скорректированные значения M , AAE и CoV составили 1,09, 0,34 и 0,42 соответственно.

Однако по методу Ballam и Booker (1981) [52] предполагается, что грунт и щебеночная свая работают как упругие элементы, горизонтальные деформации в грунте и щебеночной свае не считаются равными нулю, а осадки зависят только от коэффициента замещения площади (A_r), модульного коэффициента (E_c/E_s) и коэффициента Пуассона для грунта и щебеночной сваи. На рисунке 3.3-б показано сравнение теоретического и численного анализа. Из рисунков 3.1, 3.2 и 3.3-б видно, что скорректированные значения M , AAE и CoV составили 1,24, 0,38 и 0,40 соответственно.

Baumann, и Bauer (1974) [56] предположили, что грунт и щебеночная свая работают как упругие элементы, горизонтальные деформации в грунте и щебеночной свае не считаются равными нулю, но они определяют соотношение концентрации напряжений между щебеночной сваем и грунтом, чтобы определить напряжения на грунте, а затем определить осадку фундамента. На рисунке 3.3-в показано сравнение теоретического и численного анализа. Из рисунков (3.1, 3.2 и 3.3-в) видно, что скорректированные значения M , AAE и CoV составили 1,24, 0,38 и 0,40 соответственно. Методы Castro и Sagaseta, Ballam и Booker, и Baumann, и Bauer основаны на предположении, что грунт и щебеночные сваи работают как упругие элементы, поэтому дают значения осадок, значительно превышающие полученные численным анализом.

Методы Priebe и Pulko и др. предполагали, что щебеночная свая работают по модели Мора-Кулона, а грунт работает как упругая модель.

По методу Priebe (1974) [53] предполагалось, что щебеночная свая работает как жесткий пластичный и несжимаемый элемент, а затем была представлена модификация этого метода, в которой учитывается сжимаемость щебеночной сваи. Результаты расчета осадки по этим методам сопоставлены с результатами численного анализа, что показано на рисунке 3.3-г.

Метод Pulko и др. (2011) [55] можно рассматривать как расширенный метода Ballam и Booker (1981) [52], они учитывают пластичность и податливость щебеночной сваи. Эти методы использовали концепцию элементарной ячейки для прогнозирования поведения фундамента, поэтому результаты завышены по сравнению с результатами численного анализа, кроме того, ошибки очень высоки (рисунки 3.1 и 3.2).

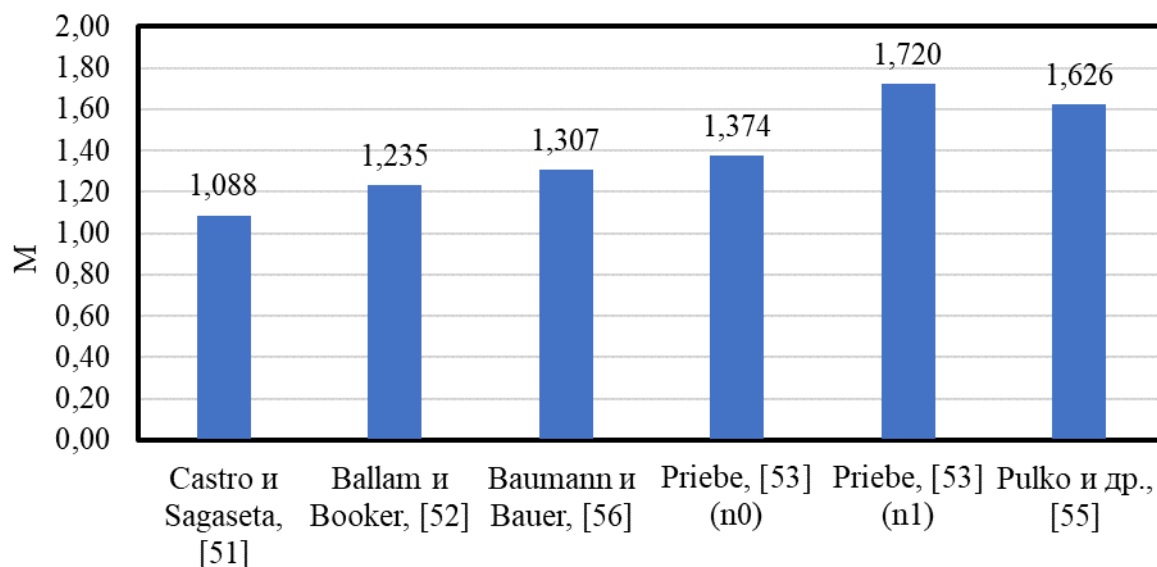


Рисунок 3.1 - Средние соотношения между теоретическим и численным анализом (M).

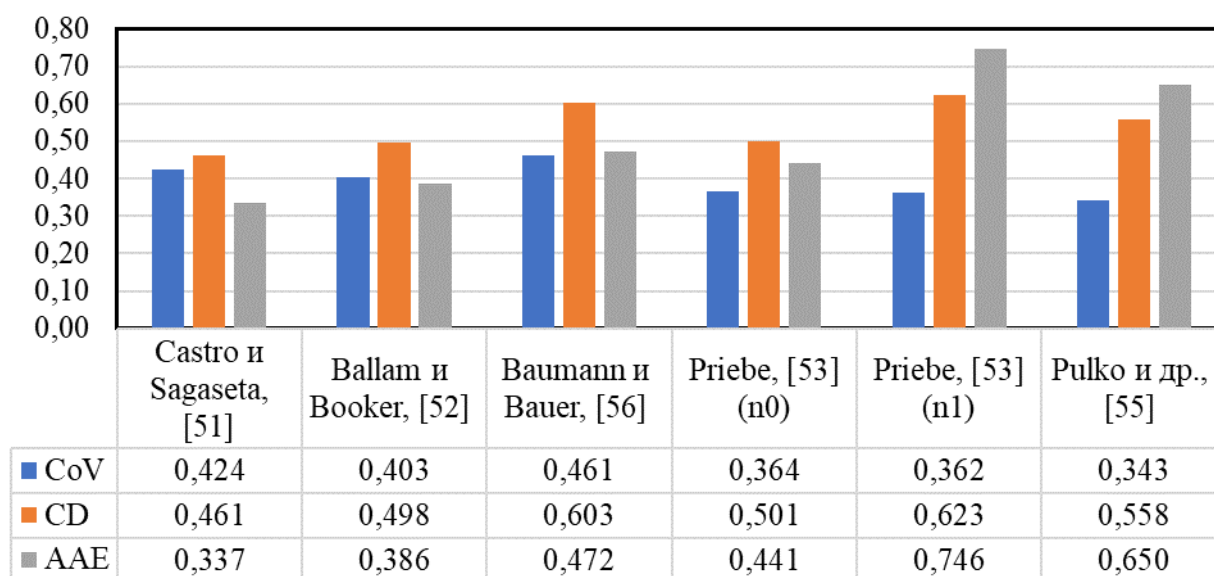
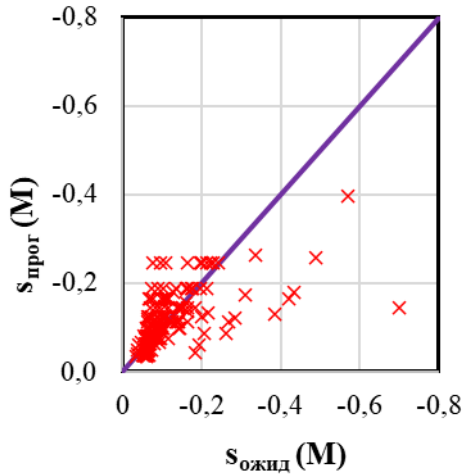
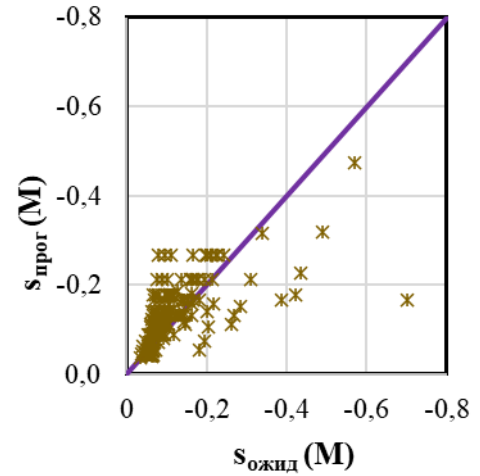


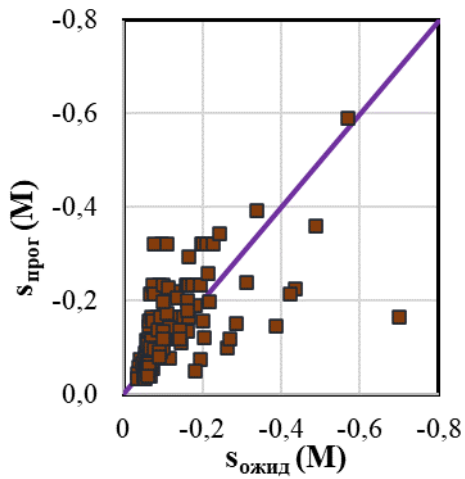
Рисунок 3.2 - CoV, CD и AAE между теоретическим и численным анализом



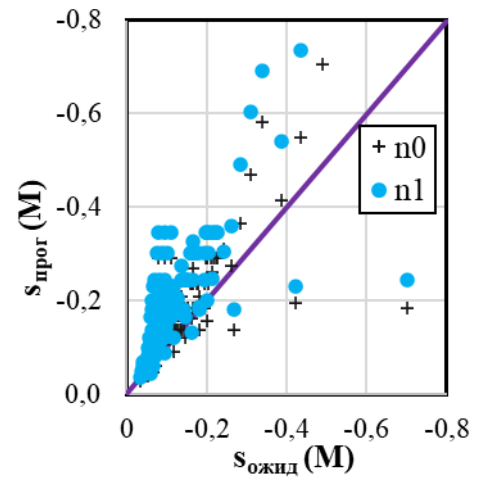
(а) результат метода Castro и Sagaseta [51]



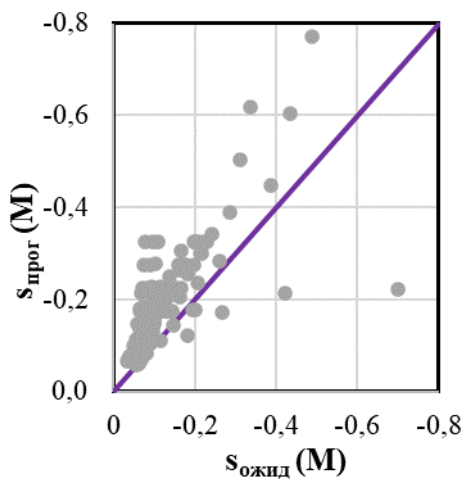
(б) результат метода Ballam и Booker [52]



(в) результат метода Vaumann и Bauer [56]



(г) результат метода Priebe [53]



(д) результат метода Pulko и др [55]

Рисунок 3.3 - Зависимость между результатами теоретического и численного анализа.

3.3. Прогноз осадки фундамента на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах

Существует несколько способов использования данных, приведенных в таблице (3.1), для прогнозирования осадки отдельных фундаментов (кустов свай) на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах, одним из которых является метод статистического моделирования, регрессионного анализа [109, 112].

Регрессионный анализ — это набор статистических процессов, используемых для оценки взаимосвязи между зависимыми и независимыми переменными. Это полезно для определения силы взаимосвязи между этими переменными и для моделирования будущей взаимосвязи между ними [109, 112]. Существует несколько вариантов, таких как Линейная регрессия, Мультилинейная регрессия и Нелинейная регрессия. Наиболее распространенными являются Линейная и Мультилинейная регрессия [109].

В этом разделе представлен регрессионный анализ данных в таблице (3.1), чтобы представить взаимосвязь между зависимыми переменными (осадка ростверка) и независимыми переменными с помощью Мультилинейной и Нелинейной регрессий.

3.3.1. Анализ размерностей

Анализ размерностей — это инструмент, который применяется учеными и инженерами для краткой интерпретации полученных результатов. Основная формулировка анализа размерностей предполагает, что исследуемое явление может быть описано списками (V) из n переменных (V_1, V_2, \dots, V_n), охватывающих в общей сложности m независимых первичных измерений (D) = (D_1, D_2, \dots, D_m) (масса, длина, время, температура, напряжение и т. д.). Используемый термин переменных включает как независимые параметры конкретной системы (например: размер, плотность, массу), так и зависимые величины, такие как смещение, напряжение и сила сдвига [107-108].

Безразмерные группы, которые являются удовлетворительным результатом проведенного анализа, обычно разрабатываются с помощью

теоремы Букингема «π» (Buckingham's 'Pi' theorem). Согласно Butterfield [107], упомянутому в его статье, теорема Buckingham гласит, что число переменных, которые необходимо учитывать в задаче анализа размерностей, всегда может быть сведено к минимальному числу (N) размерных величин, где $N = n - m$. Этот метод очень часто используется в геотехнических исследованиях и позволяет формулировать любые задачи по геотехническим исследованиям, если соответствующие параметры известны и соответствуют друг другу.

В текущем исследовании в анализе используются 10 параметров (n), которые представляют собой деформацию $\varepsilon = s/H$ (безразмерная), равномерно-распределенная нагрузка на ростверк p (кН/м²), коэффициент сцепление слабого глинистого грунта cs (кН/м²), модули деформации слабого глинистого грунта E_s (кН/м²), $\mu = (1 - \sin(\phi_s)) / (1 - \sin(\phi_c))$ (безразмерный), Ar = коэффициент замещения площади (безразмерный), d = диаметр сваи (м), a = осевое расстояние между сваями (м), L = длина сваи (м) и B = ширина ростверка (м) [112]. Функция сформировалась как:

$$V = \{\varepsilon, p, cs, E_s, \mu, Ar, d, a, L, B\} \quad (3.4)$$

Основными размерами (m) являются масса (M), длина (L), время (T), и функция с терминами первичного измерения будет:

$$V = \{0, ML^{-1}T^{-2}, ML^{-1}T^{-2}, ML^{-1}T^{-2}, 0, 0, L, L, L, L\} \quad (3.5)$$

Группа безразмерных $N = n - m = 10 - 3 = 7$. Используя теорему Бакингема «π», следовательно, 7 группа «π». Группа безразмерных:

$$\pi_1 = \varepsilon, \pi_2 = \frac{p}{E_s}, \pi_3 = \frac{cs}{E_s}, \pi_4 = \frac{L}{B}, \pi_5 = \frac{a}{d}, \pi_6 = Ar \text{ and } \pi_7 = \mu$$

Рассмотрим π_1 как зависимость от $\pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6$ и π_7 . Функция сформировалась как:

$$\varepsilon = f\left(Ar, \frac{a}{d}, \frac{L}{B}, \frac{cs}{E_s}, \mu, \frac{p}{E_s}\right) \quad (3.6)$$

3.3.2. Мультилинейная регрессия (MLR)

Мультилинейная регрессия в отличие от простой Линейной регрессии использует несколько независимых переменных (более одной). В обоих случаях используется термин "линейная", поскольку переменная отклика напрямую связана с линейной комбинацией независимых переменных. Уравнение для Мультилинейной регрессии имеет ту же форму, что и для простой Линейной регрессии, но содержит большее число членов:

$$Y = a_0 + \sum_{i=1}^k a_i X_i + e \quad (3.7)$$

Где a_0 является постоянной величиной, которая будет прогнозируемым значением Y , когда все независимые переменные равны 0 от a_1 до a_n – это коэффициенты частичной регрессии, связывающие независимые переменные с зависимыми переменными, e - выражает значение случайной ошибки [112].

Чтобы выяснить связь между ε и другими параметрами формы (3.6), использовалась модель Мультилинейной регрессии, как показано в следующем соотношении в форме (3.8):

$$\varepsilon = a_0 + a_1 Ar + a_2 \frac{a}{d} + a_3 \frac{L}{B} + a_4 \frac{cs}{Es} + a_5 \mu + a_6 \frac{P}{Es} \quad (3.8)$$

Мультилинейная регрессионная модель была получена с помощью программы SPSS. Результаты регрессионного анализа показали, что существует существенная взаимосвязь между ε и независимыми переменными [112]. На рисунке 3.4 приведен график зависимости прогнозируемых и ожидаемых (полученных на основе регрессионного анализа) значений осадки фундаментов на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах, с помощью мультилинейной регрессии.

Точки на графике достаточно плотно группируются вокруг диагональной линии, т. е. полученная модель хорошо согласуется с результатами базы данных. Более того, скорректированные R^2 , M , AAE и COV для модели множественной линейной регрессии составили 0,825, 1,02, 0,22 и 0,287

соответственно, что указывает на хорошее соответствие базе данных.

Уравнение (3.8) принимает вид:

$$\frac{s}{H} = 0,00324 - 0,00877 Ar + 0,00134 \frac{a}{d} - 0,00041 \frac{L}{B} - 3,1772 \frac{CS}{Es} + 0,00235 \frac{1-\sin(\phi_s)}{1-\sin(\phi_c)} + 0,2934 \frac{P}{Es} \quad (3.9)$$

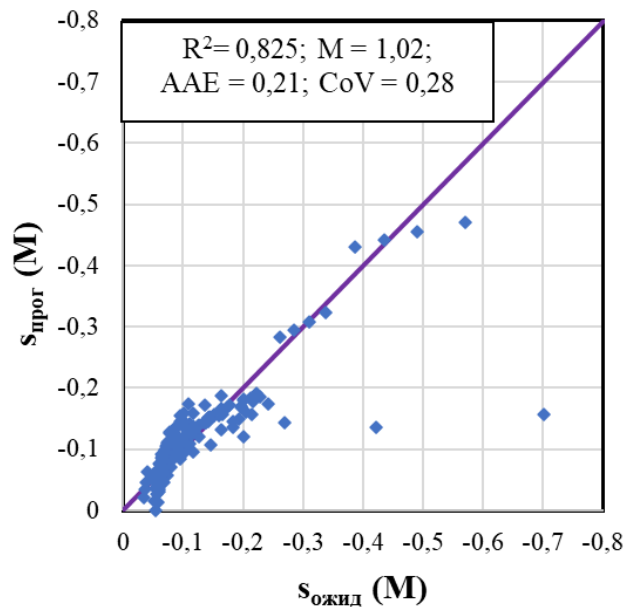


Рисунок 3.4 - Зависимость между прогнозируемыми и ожидаемыми значениями (s) (Мультилинейная регрессия) [112]

3.3.3. Нелинейная регрессия

Нелинейная регрессия также использует несколько независимых переменных, но в отличие от мультилинейной регрессии ее отклик напрямую связан с нелинейной комбинацией переменных. Уравнение для Нелинейной регрессии имеет следующий вид:

$$Y = a_0 \sum_{i=1}^k X_i^{a_i} + e \quad (3.10)$$

Чтобы выяснить связь между ε и другими параметрами форм (3.6), использовалась модель Нелинейной регрессии, как показано в формуле (3.11):

$$\varepsilon = a_0 \times Ar^{a_1} \times \left(\frac{a}{d}\right)^{a_2} \times \left(\frac{L}{B}\right)^{a_3} \times \left(\frac{CS}{Es}\right)^{a_4} \times (\mu)^{a_5} \times \left(\frac{P}{Es}\right)^{a_6} \quad (3.11)$$

Регрессионная модель была получена с помощью программы SPSS. Результаты регрессионной модели показали, что существует существенная

взаимосвязь между откликом ε и независимыми переменными. На рисунке 3.5 приведен график зависимости прогнозируемых и ожидаемых значений осадки фундаментов на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах, с помощью нелинейной регрессии. Точки на графике достаточно плотно группируются вокруг диагональной линии. Более того, скорректированные R^2 , M , AAE и COV для модели множественной нелинейной регрессии составили 0,85, 0,97, 0,18 и 0,24 соответственно, что указывает на хорошее соответствие базе данных. Уравнение (3.11) принимает вид:

$$\varepsilon = 0,052 \times Ar^{-0,16} \times \frac{a^{0,22}}{d} \times \frac{L^{-0,03}}{B} \times \frac{cs^{-0,115}}{Es} \times \mu^{0,32} \times \frac{P}{Es} \quad (3.12)$$

$$\varepsilon = (\beta) \frac{P}{Es} = \left(0,052 \times \frac{\frac{a^{0,22}}{d} \times \mu^{0,32}}{Ar \times \frac{L^{0,03}}{B} \times \frac{cs^{0,115}}{Es}} \right) \frac{P}{Es} \quad (3.13)$$

$$s = (\beta) \frac{P \times H}{Es} = \left(0,052 \times \frac{\frac{a^{0,22}}{d} \times \mu^{0,32}}{Ar^{0,16} \times \frac{L^{0,03}}{B} \times \frac{cs^{0,115}}{Es}} \right) \frac{P \times H}{Es} \quad (3.14)$$

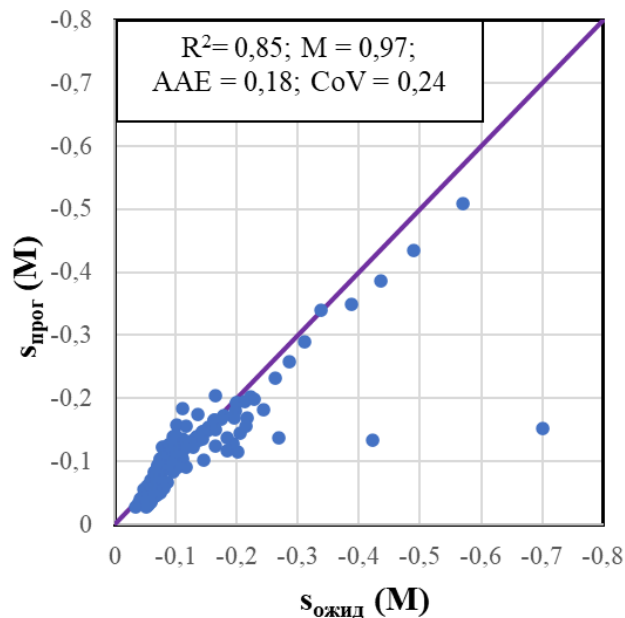


Рисунок 3.5 - Зависимость между прогнозируемыми и ожидаемыми значениями (s) (Нелинейная регрессия).

3.4. Область допустимых значений параметров модели

Как показано в предыдущей главе, в котором представлена модель для расчета осадки ростверка на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте,

действительная для конкретных параметров, которые варьируются в таблице 3.1.

Равномерно-распределенная нагрузка на ростверк (p) изменяется от 50 кПа до 150 кПа, для значения (p) > 150 кПа результаты будут неточными. Значение коэффициента замещения площади (A_r) изменяется от 6% до 28,3%, что считается наибольшим процентом, обычно используемым для групп щебеночных свай. Что касается расстояния между щебеночными сваями, то оно изменяется от 1,5 м до 2,5 м ($1,25-4$) d , его влияние на расчетные значения минимально. Длина щебеночных свай изменяется в пределах $(1-2,5) B$, дальнейшее увеличение длины сваи практически не отражается на осадке фундамента.

У щебеночных свай то эффективным параметром является угол трения материала щебеночной сваи (ϕ_s), значение которого изменяется от 35^0 до 45^0 , поэтому, если значение угла трения будет больше 45^0 или меньше 35^0 , решение будет неточным. И, как отмечалось ранее, уравнение не учитывает влияние устройства щебеночной сваи (K) в грунте, что явно влияет на осадку ростверка, но было предпочтительным не учитывать это с точки зрения повышения коэффициента безопасности при проектировании.

Что касается свойств окружающего грунта, то как модуль деформации (E_s), так и угол трения (ϕ_s) считаются основными эффективными параметрами, которые влияют на значение осадки ростверка, как показано ранее. Модуль деформации (E_s) изменяется в пределах от 1000 кПа до 5000 кПа, а угол трения в пределах от 20^0 до 30^0 . Если значения модуля деформации (E_s) и угла трения (ϕ_s) находятся за пределами этого диапазона, то результаты, полученные расчетом, могут быть неточными. Коэффициента сцепления (c_s), во избежание существенных ошибок, должен изменяться в пределах от 0,1 до 5 кПа.

3.5. Инженерное решение

Разработанные модели можно рассматривать как инженерное решение задачи определения осадки отдельного фундамента на щебеночных сваях с учетом их взаимного влияния. Расчет и проектирование ведутся в

последовательности, показанной на рисунке 3.6, расчетная схема задачи приведена на рисунке 3.7.

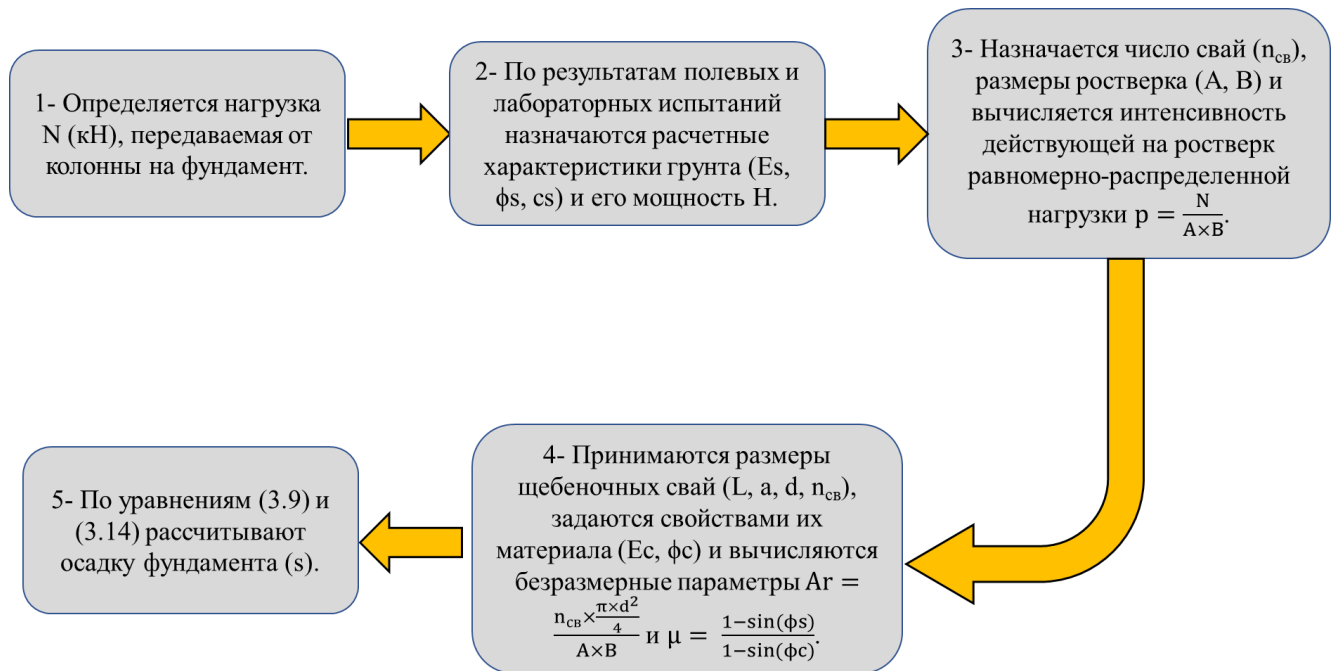


Рисунок 3.6 - Последовательность расчета

Если полученные результаты не соответствуют желаемым, можно вернуться к шагу 4 и изменить диаметр или число щебеночных свай или изменить материал щебеночных свай. Если полученные результаты все еще будут не соответствовать желаемым, можно вернуться к шагу 3 и изменить размеры ростверка.

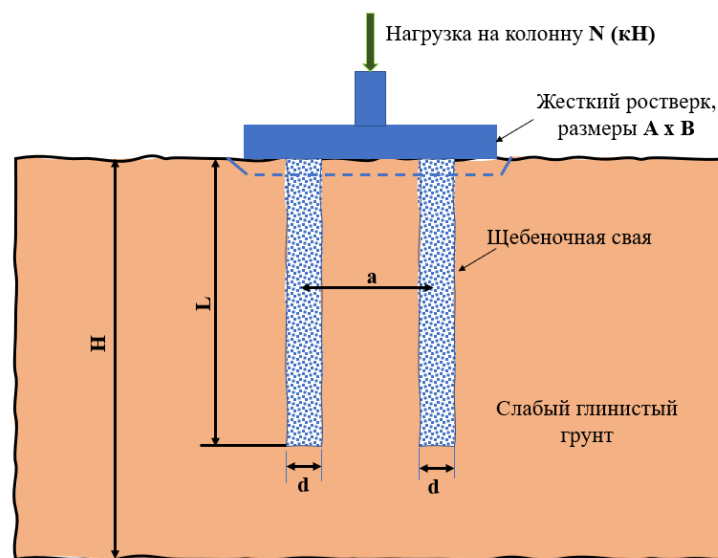


Рисунок 3.7 - Геометрия модели [112]

3.6. Сопоставления измеренных осадок здания с результатами расчета по разработанной инженерной методике

Одним из примеров применения щебеночных свай для устройства отдельных фундаментов под колонны каркасных зданий является строительство жилого комплекса в городе Порт Фуад (Египет). Жилой комплекс состоит из 80-ти шестиэтажных зданий (рисунок 3.8) со средней нагрузкой на основание порядка 100 кПа. Фрагмент плана расположения построек с указанием наблюдаемого здания показан на рисунке 3.9.

Геологический разрез строительной площадки, показанный на рисунке 3.10, с поверхности грунта до глубины 5,0 м состоит из слабой глины, подстилаемой слоем песка мощностью 6,0 м. Далее идет слой илистого песка толщиной 2,0 м, который подстилается слоем слабой глины до разведанной глубины 20,0 м. Подземные воды находятся на глубине 1,0 м ниже поверхности грунта.

Характеристики грунтов, слагающих геологический разрез, приведены в таблице 3.2.

Отдельные фундаменты под колонны каркаса здания состояли из 5-ти щебеночных свай диаметром 1,0 м, длиной 6,0 м, с расстоянием до центра $a = 2,15$ м (рисунок 3.11), при этом коэффициент замещения площади $A_r = 24$ %.



Рисунок 3.8 - Расположение жилых проектов Порт-Фуад, Египет

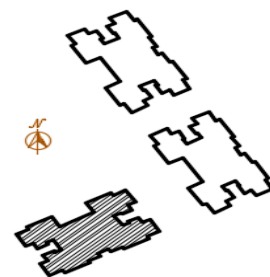


Рисунок 3.9 - Фрагмент плана расположения построек с указанием наблюдаемого здания

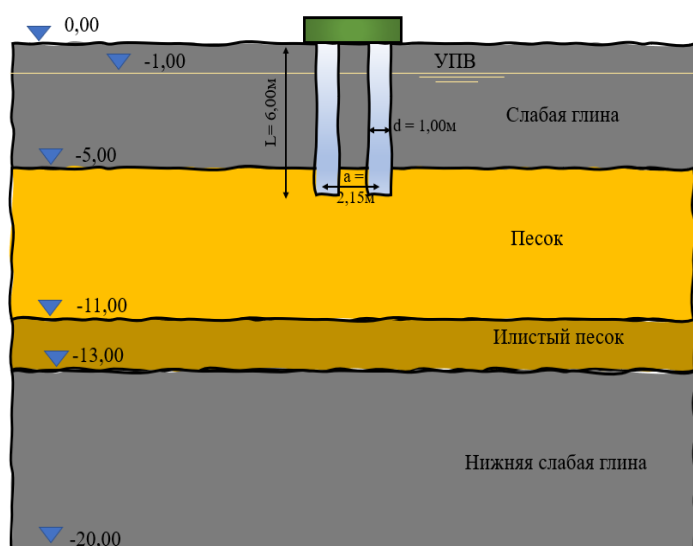


Рисунок 3.10 - Стратификация грунтов

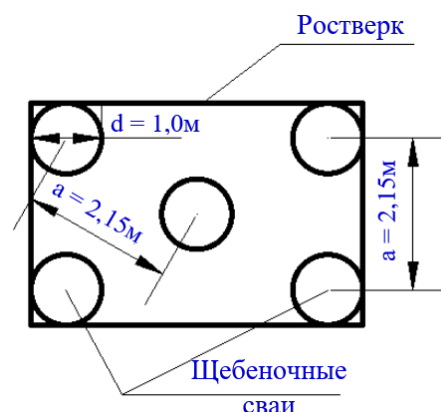


Рисунок 3.11 - Схема расположения щебеночных свай

Таблица 3.2 - Характеристики грунтов

Параметр	Щебеночная свая	Слабая глина	Песок	Илстый песок	Нижняя слабая глина
Глубина (м)	0,0 – 6,0	0,0 – 5,0	5,0 – 11,0	11,0 – 13,0	13,0 – 20,0
γ_b (кН/м ³)	20,0	16,5	18,5	18,5	17,5
c (кПа)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
ϕ °	40	20	35	32	20
ψ °	8	0	5	2	0
e_0	--	1,67	--	--	1,67
E (кПа)	100000	2000	50000	20000	5000
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
k_v (м/ день)	10	$3,50 \times 10^{-4}$	7	0,86	$3,50 \times 10^{-4}$
k_h (м/ день)	10	$5,25 \times 10^{-4}$	7	0,86	$5,25 \times 10^{-4}$

Средняя осадка фундаментов здания, отслеживаемая в течение 508 дней, составила 129 мм, при пересчете осадки с использованием формулы (3.14) осадка составила 133 мм с погрешностью примерно 3%, что можно считать вполне удовлетворительным результатом.

3.7. Выводы по третьей главе

1. Выполненная оценка аналитических методов расчета отдельных фундаментов на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте показала необходимость разработки модели, адекватно отражающей фактическую работу кустов из щебеночных свай с учетом, в отличие от существующих моделей, их взаимного влияния, зависит от диаметра и длины свай, осевого расстояния между сваями, коэффициента замещения площади подошвы ростверка A_r , интенсивности действующей нагрузки и механических характеристик грунта и материала свай.

2. Разработанные новые модели мульти-линейной и мульти-нелинейной регрессии позволяют рассчитать осадку фундамента на щебеночных сваях со средней абсолютной ошибкой (ААЕ) и средним значением (М) меньшими, чем при расчете по известным методам.

3. Предложенная инженерная методика, основанная на разработанных моделях регрессии, рекомендуется для расчета осадок фундаментов на щебеночных сваях проектируемых объектов, возводимых на слабых глинистых грунтах.

4. Использование предложенной методики на объекте Порт Фуад в Египте показал удовлетворительное совпадение полученных расчетом осадок с результатами мониторинга

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Выполненными в диссертационной работе экспериментальными исследованиями подтверждена возможность использования щебеночных свай для передачи нагрузки от сооружения на основание и определена рациональная область их применения, ограниченная зданиями и сооружениями, конструкции которых могут выдерживать относительно большие осадки, такие, например, как малоэтажные здания, резервуары, насыпи и т.п.).

2. Численными исследованиями установлено, что осадка отдельных фундаментов на щебеночных сваях (кустов свай) зависит от различных факторов, к которым относятся длина (L) и диаметр (d) свай, коэффициент замещения площади (A_r), осевое расстояние между щебеночными сваями (a), модуль деформации грунта (E_s), угол внутреннего трения грунта (ϕ_s), коэффициент сцепления глинистого грунта (c_s), угол внутреннего трения материала щебеночной сваи (ϕ_c), коэффициент бокового давления грунта (K) и интенсивность равномерно-распределенной нагрузки на фундамент (p).

3. Осадка куста щебеночных свай уменьшается с увеличением длины и (диаметра свай, коэффициента замещения площади, модуля деформации грунта, угла внутреннего трения грунта, коэффициента сцепления глинистого грунта, угла внутреннего трения материала щебеночной сваи и коэффициента бокового давления грунта и увеличивается с увеличением интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на фундамент и увеличением осевого расстояния между щебеночными сваями.

4. Применение щебеночных свай для снижения осадки свайного фундамента целесообразно до длины свай, составляющей 1,5 ширины ростверка. Это так называемая «критическая длина», превышение которой не приводит к дальнейшему снижению осадки фундамента.

5. Осадка фундамента существенным образом зависит от горизонтальных деформаций боковой поверхности щебеночных свай, которые увеличиваются с уменьшением диаметра и длины свай, модуля деформации грунта, угла

внутреннего трения грунта, коэффициента сцепления глинистого грунта, угла внутреннего трения материала щебеночной сваи и коэффициента бокового давления грунта и уменьшается с уменьшением интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на ростверк и осевого расстояния между щебеночными сваями.

6. Нагрузка, передаваемая ростверком на щебеночные сваи, увеличивается с увеличением модуля деформации грунта и угла внутреннего трения материала щебеночной сваи и уменьшается с увеличением ее диаметра и коэффициента сцепления глинистого грунта.

7. Разработанные новые модели мульти-линейной и мульти-нелинейной регрессии позволяют рассчитать осадку фундамента на щебеночных сваях со средней абсолютной ошибкой (AAE) и средним значением (M) меньшими, чем при расчете по известным методам. Применение предложенной методики на объекте Порт Фуад в Египте показало удовлетворительное совпадение полученных расчетом осадок с результатами мониторинга.

8. Предложенная инженерная методика, основанная на разработанных моделях регрессии, рекомендуется для расчета осадок фундаментов на щебеночных сваях проектируемых объектов, возводимых на слабых глинистых грунтах, в частности в Египте в средней и северной частях дельты реки Нил, где распространены залегающие с поверхности слабые глинистые грунты. Устройство экономически эффективных, экологически чистых и наименее затратных в изготовлении при помощи относительно простой техники типов фундаментов позволяет вести здесь массовую застройку.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы

Направлениями дальнейшей разработки темы являются:

- 1) Исследование работы фундаментов на щебеночных сваях в оболочках из геосинтетических материалов;

- 2) Разработка методики расчет отдельных фундаментов на щебеночных сваях по первому предельному состоянию;
- 3) Лабораторные и полевые модельные и натурные испытания фундаментов на щебеночных сваях для подтверждения и коррекции результатов, полученных численным моделированием.

Список Литературы:

1. Hughes J. M. O., Withers N. J. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns //Ground engineering. – 1974. – Т. 7. – №. 3
2. Barksdale R. D. and Bachus, R. C. Design and construction of stone columns, vol. I. – Turner-Fairbank Highway Research Center, 1983. – №. FHWA/RD-83/026; SCEGIT-83-104.
3. Muir Wood D., Hu W., Nash D. F. T. Group effects in stone column foundations: model tests //Geotechnique. – 2000. – Т. 50. – №. 6. – С. 689–698.
4. Абелев, Ю. М. Основы проектирования и строительства на макропористых грунтах / Ю. М. Абелев. –М: Стройиздат, 1968. – 240 с.
5. Babu M. R. D., Nayak S., Shivashankar R. A critical review of construction, analysis and behaviour of stone columns //Geotechnical and Geological Engineering. – 2013. – Т. 31. – №. 1. – С. 1-22.
6. Christoulas S., Bouckovalas G. and Giannaros C. (2000). An experimental study on model stone columns //Soils and Foundations. –2000. - Т. 40. №.6. - С. 11-22.
7. Mokhtari M., Kalantari B. Soft Soil Stabilization using Stone Column--A Review //Electronic journal of Geotechnical engineering. – 2012. – Т. 17. – С. 1459-1466.
8. Vahedian A., Mahini S., Aghdaei S. A short state of the art review on construction and settlement of soft clay soil reinforced with stone column //Int. J. Eng. Tech. – 2014. – Т. 6. – С. 420-425.
9. Kirsch K., Bell A. (ed.). Ground improvement. – CRC Press, 2012.
10. McCabe B. A., McNeill J. A., Black J. A. Ground improvement using the vibro-stone column technique. – 2007
11. Тхань Т. Н. Усиление структурно неустойчивых грунтов щебеночными сваями //Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2018. – Т. 8. – №. 4 (27).

12. Greenwood D. A. Mechanical improvement of soils below ground surface //Inst Civil Engineers Proc, London/UK/. – 1970.
13. Watts K. S., Johnson, D., Wood, L. A., & Saadi, A. An instrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill //Géotechnique. – 2000. – T. 50. – №. 6. – C. 699-708.
14. McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A., и Graham, J. Modelling vibrated stone columns in soft clay //Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. – 2004. – T. 157. – №. 3. – C. 137-149.
15. Ambily A. P., Gandhi S. R. Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis //Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. – 2007. – T. 133. – №. 4. – C. 405-415.
16. White D. J., Pham H. T. V., Hoevelkamp K. K. Support mechanisms of rammed aggregate piers. I: Experimental results //Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2007. – T. 133. – №. 12. – C. 1503-1511.
17. Black J., Sivakumar V., McKinley J. D. Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns //Canadian geotechnical journal. – 2007. – T. 44. – №. 1. – C. 89-95.
18. Black J. A., Sivakumar V., Bell A. The settlement performance of stone column foundations //Géotechnique. – 2011. – T. 61. – №. 11. – C. 909-922.
19. Shahu J. T., Reddy Y. R. Clayey soil reinforced with stone column group: model tests and analyses //Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2011. – T. 137. – №. 12. – C. 1265-1274.
20. Fattah M. Y., Shlash K. T., Al-Waily M. J. Experimental evaluation of stress concentration ratio of model stone columns strengthened by additives //International Journal of Physical Modelling in Geotechnics. – 2013. – T. 13. – №. 3. – C. 79-98.
21. Fattah M. Y., Shlash K. T., Al-Waily M. J. M. Stress concentration ratio of model stone columns in soft clays //Geotechnical Testing Journal. – 2011. – T. 34. – №. 1. – C. 50-60.

22. Stuedlein A. W., Holtz R. D. Analysis of footing load tests on aggregate pier reinforced clay //Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. – 2012. – T. 138. – №. 9. – C. 1091-1103.
23. Najjar S. S., Skeini H. Triaxial response of clays reinforced with granular columns //Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement. – 2015. – T. 168. – №. 4. – C. 265-281.
24. Castro J. Modeling stone columns //Materials. – 2017. – T. 10. – №. 7. – C. 782.
25. Shahu J. T., Reddy Y. R. Estimating long-term settlement of floating stone column groups //Canadian Geotechnical Journal. – 2014. – T. 51. – №. 7. – C. 770-781.
26. Killeen M. M., McCabe B. A. Settlement performance of pad footings on soft clay supported by stone columns: a numerical study //Soils and Foundations. – 2014. – T. 54. – №. 4. – C. 760-776.
27. Ghorbani A., Hosseinpour I., Shormage M. Deformation and stability analysis of embankment over stone column-strengthened soft ground //KSCE Journal of Civil Engineering. – 2021. – T. 25. – №. 2. – C. 404-416.
28. Elshazly H. A., Hafez D. H., Mossaad M. E. Reliability of conventional settlement evaluation for circular foundations on stone columns //Geotechnical and Geological Engineering. – 2008. – T. 26. – №. 3. – C. 323-334.
29. Pham H. T. V., White D. J. Support mechanisms of rammed aggregate piers. II: Numerical analyses //Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2007. – T. 133. – №. 12. – C. 1512-1521.
30. Elsaywy M., Lesny K., Richwien W. Behavior of ordinary and encased stone columns studied by FEM analysis //Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Volumes 1, 2, 3 and 4). – IOS Press, 2009. – C. 2350-2353.
31. Castro J., Karstunen M. Numerical simulations of stone column installation //Canadian Geotechnical Journal. – 2010. – T. 47. – №. 10. – C. 1127-1138.

32. Hanna A. M., Etezzad M., Ayadat T. Mode of failure of a group of stone columns in soft soil //International Journal of Geomechanics. – 2013. – T. 13. – №. 1. – C. 87-96.
33. Castro J. Cimentada, A., da Costa, A., Cañizal, J., & Sagaseta, C. Consolidation and deformation around stone columns: Comparison of theoretical and laboratory results //Computers and Geotechnics. – 2013. – T. 49. – C. 326-337
34. Castro J. Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing //Computers and Geotechnics. – 2014. – T. 60. – C. 77-87.
35. Ng K. S., Tan S. A. Design and analyses of floating stone columns //Soils and Foundations. – 2014. – T. 54. – №. 3. – C. 478-487.
36. Tan S. A., Ng K. S., Sun J. Column group analyses for stone column reinforced foundation //From soil behavior fundamentals to innovations in geotechnical engineering: honoring Roy E. Olson. – 2014. – C. 597-608.
37. Sexton B. G., McCabe B. A., Castro J. Appraising stone column settlement prediction methods using finite element analyses //Acta Geotechnica. – 2014. – T. 9. – №. 6. – C. 993-1011.
38. Ng K. S., Tan S. A. Simplified homogenization method in stone column designs //Soils and Foundations. – 2015. – T. 55. – №. 1. – C. 154-165.
39. Zhou H. Diao, Y., Zheng, G., Han, J., & Jia, R. Failure modes and bearing capacity of strip footings on soft ground reinforced by floating stone columns //Acta Geotechnica. – 2017. – T. 12. – №. 5. – C. 1089-1103.
40. Ng K. S. Numerical study on bearing capacity of single stone column //International Journal of Geo-Engineering. – 2018. – T. 9. – №. 1. – C. 1-10.
41. Remadna A., Benmebarek S., Benmebarek N. Numerical Analyses of the Optimum Length for Stone Column Reinforced Foundation //International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering. – 2020. – T. 6. – №. 3. – C. 1-12.

42. Hughes J. M. O., Withers N. J., Greenwood D. A. A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil //Geotechnique. – 1975. – Т. 25. – №. 1. – С. 31-44.
43. Van Impe, W. F., De Cock, F., Van Der Cruyssen, J. P., и Maertens, J. Soil improvement experiences in Belgium: part II. Vibrocompaction and stone columns //Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement. – 1997. – Т. 1. – №. 3. – С. 157-168.
44. Stuedlein A. W., Holtz R. D. Bearing capacity of spread footings on aggregate pier reinforced clay //Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. – 2013. – Т. 139. – №. 1. – С. 49-58.
45. Vesić A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass //Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. – 1972. – Т. 98. – №. 3. – С. 265-290.
46. Mitchell J. K. Soil improvement-state of the art report //Proc., 11th Int. Conf. on SMFE. – 1981. – Т. 4. – С. 509-565.
47. Bouassida M., De Buhan P., Dormieux L. Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns //Géotechnique. – 1995. – Т. 45. – №. 1. – С. 25-34.
48. Nazari Afshar J., Ghazavi M. A simple analytical method for calculation of bearing capacity of stone-column //International Journal of Civil Engineering. – 2014. – Т. 12. – №. 1. – С. 15-25.
49. Etezad M., Hanna A. M., Ayadat T. Bearing capacity of a group of stone columns in soft soil //International Journal of Geomechanics. – 2015. – Т. 15. – №. 2. – С. 04014043.
50. Fattah M. Y., Al-Neami M. A., Al-Suhaily A. S. Estimation of bearing capacity of floating group of stone columns //Engineering science and technology, an international journal. – 2017. – Т. 20. – №. 3. – С. 1166-1172.
51. Castro J., Sagaseta C. Consolidation around stone columns. Influence of column deformation //International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. – 2009. – Т. 33. – №. 7. – С. 851-877.

52. Balaam N. P., Booker J. R. Analysis of rigid rafts supported by granular piles //International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. – 1981. – Т. 5. – №. 4. – С. 379-403.
53. Priebe H. J. The design of vibro replacement //Ground engineering. – 1995. – Т. 28. – №. 10. – С. 31.
54. Pulko B., Majes B. Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil //Proceedings of the 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering. – IOS Press, 2005. – С. 1401-1404.
55. Pulko B., Majes B., Logar J. Geosynthetic-encased stone columns: analytical calculation model //Geotextiles and Geomembranes. – 2011. – Т. 29. – №. 1. – С. 29-39.
56. Baumann V., Bauer G. E. A. The performance of foundations on various soils stabilized by the vibro-compaction method //Canadian Geotechnical Journal. – 1974. – Т. 11. – №. 4. – С. 509-530.
57. Castro J. An analytical solution for the settlement of stone columns beneath rigid footings //Acta Geotechnica. – 2016. – Т. 11. – №. 2. – С. 309–324.
58. Ухов С. Б. Семенов, В. В., Знаменский, В. В., Тер-Мартirosян, З. Г., & Чернышев, С. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. – 2007.
59. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – Издательство Лань, 2012. – С. 416–416.
60. Тер-Мартirosян З. Г. Механика грунтов. – Изд-во Ассоц. строит. вузов, 2005.
61. Пискотин С. В., Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Методика расчета деформаций грунтовой сваи в геосинтетической оболочке //Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Прикладная экология. Урбанистика. – 2016. – №. 1. – С. 131–146.

62. Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Метод расчета осадок фундаментов на основании, улучшенном с использованием вертикальных грунтовых элементов в оболочке из геосинтетических материалов //Construction and Geotechnics. – 2020. – Т. 11. – №. 3.
63. Тер-Мартirosян А. З., Тер-Мартirosян З. Г., Вьет Ч. Т. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком //Вестник МГСУ. – 2015. – №. 9.
64. Багинова К. В., Петров А. В. Технология усиления грунтов щебенистыми сваями в Иркутской области, поиск патентов и аналогов на территории Российской Федерации //Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2019. – Т. 9. – №. 1 (28).
65. Багинова К. В., Петров А. В. Способ укрепления грунтов основания по технологии" щебенистые (щебеночные) сваи" //Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2020. – Т. 10. – №. 1 (32).
66. Усманов Р. А. Экспериментальные исследования эффективности уплотнения слабых водонасыщенных лессовых грунтов вертикальными песчаными дренами //Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов. – 2008. – Т. 313. – №. 1.
67. Бай В. Ф. Набоков, А. В., Воронцов, В. В., & Краев, А. Н. Лабораторные исследования НДС слабого водонасыщенного глинистого основания с учетом внедрения песчаной армированной сваи //Вестник гражданских инженеров. – 2009. – №. 2. – С. 74–76.
68. Мирсаяпов И. Т., Шарафутдинов Р. А. Несущая способность и осадки грунтового основания, армированного вертикальными и горизонтальными элементами //Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2016. – №. 2 (36).
69. Огаркова М. М., Шенкман Р. И. Применение грунтовых свай в оболочке из геосинтетических материалов в геологических условиях города Перми //Construction and Geotechnics. – 2014. – №. 1.

70. Мирсаяпов И. Т., Шарафутдинов Р. А. Напряжённо-деформированное состояние грунтового основания, армированного вертикальными и горизонтальными элементами //Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2017. – №. 1 (39).
71. Мальцева Т. В., Набоков А. В., Черных А. В. Применение песчаных армированных свай при строительстве малоэтажных зданий //Вестник Тюменского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – №. 2. – С. 34–39.
72. Фролова С. И., Вахрушев С. И. Анализ исследований по усилению фундаментов и оснований в России за последнее десятилетие //Construction and Geotechnics. – 2013. – №. 2.
73. Абелев М. Ю., Бахронов Р. Р., Козьмодемьянский В. Г. Новое в устройстве искусственных уплотненных оснований зданий и сооружений на слабых грунтах //Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №. 9. – С. 76–81.
74. Ставницер Л. Р., Шишкин В. Я., Аникьев А. А. Строительство сооружений на слабых грунтах с применением грунтовых щебеночных свай //Вестник НИЦ Строительство. – 2014. – №. 10. – С. 22–29.
75. Игошева Л. А., Гришина А. С. Обзор основных методов укрепления грунтов основания //Construction and Geotechnics. – 2016. – Т. 7. – №. 2.
76. Деген У., Долгов П. Г. Использование щебеночных и песчаных свай для усиления слабых грунтов основания транспортных сооружений //Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути. – 2017. – С. 73-74.
77. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Анжело Г. О. Взаимодействие щебеночной фильтрующей сваи с окружающим водонасыщенным глинистым грунтом и ростверком в составе свайно-плитного фундамента //Геотехника. – 2019. – Т. 11. – №. 1. – С. 36-43.

78. Богданов М. И. и др. О результатах устройства «щебеночных свай» в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга //Геотехника. – 2017. – №. 4. – С. 4-12.
79. Юдина А. Ф., Тилинин Ю. И. Влияние технологии устройства дренажных систем на консолидацию намывного песчаного массива //Вестник гражданских инженеров. – 2018. – №. 6. – С. 62-67.
80. Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Подбор геосинтетической оболочки для грунтовых свай и эффективность их применения в геологических условиях г. Перми //Вестник гражданских инженеров. – 2013. – №. 1. – С. 82-89.
81. Мальцева Т. В., Черных А. В. Определение вязкоупругой механической характеристики песчаной армированной сваи //Научно-технический вестник Поволжья. – 2013. – №. 6. – С. 354–358.
82. Тер-Мартirosян З. Г., Тер-Мартirosян А. З., Сидоров В. В. Опыт преобразования слабых водонасыщенных грунтов сваями конечной жесткости //Вестник МГСУ. – 2018. – Т. 13. – №. 3 (114).
83. Мирсаяпов И. Т., Мустакимов В. Р. Расчет просадочных грунтовых массивов, армированных вертикальными элементами //Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2006. – №. 1 (5).
84. Пискотин С. В., Шенкман Р. И., Пономарев А. Б. Разработка методики расчета грунтовой колонны в геосинтетической оболочке //Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2016. – №. 1 (28).
85. Краев А. Н. Экспериментально-теоретическое обоснование использования песчаной армированной сваи в водонасыщенных глинистых грунтах: дис. – Тюменская государственная архитектурно-строительная академия, 2009.
86. FLAC 3D. Fast Lagrangian Analysis of Continua: Version 5. 0. – 2016.

87. Potts D. M., Zdravković, L., Addenbrooke, T. I., Higgins, K. G., и Kovačević, N. Finite element analysis in geotechnical engineering: application. – London: Thomas Telford, 2001. – Т. 2.
88. Bowles J. E. Foundation analysis and design. – 1988.
89. Wu T. H., Sangrey D. A. Strength properties and their measurement //Transportation Research Board Special Report. – 1978. – №. 176.
90. Das B. M. Advanced soil mechanics. – CRC press, 2008.
91. Wood D. M. Soil behavior and critical state soil mechanics. – Cambridge university press, 1990.
92. Powrie W. Soil mechanics: concepts and applications. – CRC Press, 2013.
93. Wood D. M. Geotechnical modelling. – CRC press, 2017.
94. ECP 202/1. 2005. “Egyptian code for soil mechanics – design and construction of foundations.” Part 2, Laboratory tests. The Housing and Building Research Center (HBRC), Cairo, Egypt.
95. ECP 202/1. 2005. “Egyptian code for soil mechanics – design and construction of foundations.” Part 6, Foundations on problematic soils. The Housing and Building Research Center (HBRC), Cairo, Egypt.
96. Hamed, O. M., Mansour, M., Abdel-Rahman, A. H., и El-Nahas, F. M. Geotechnical characterization of Port-Said clay //Proc. of 19th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Seoul, South Korea. – 2017. – С. 17-22.
97. Micheál Killeen. Numerical modelling of small groups of stone columns: дис. – College of Engineering and Informatics, National University of Ireland, Galway, 2012.
98. Das A. K., Deb K. Experimental and 3D numerical study on time-dependent behavior of stone column–supported embankments //International Journal of Geomechanics. – 2018. – Т. 18. – №. 4. – С. 04018011.
99. Elshazly H., Elkasabgy M., Elleboudy A. Effect of inter-column spacing on soil stresses due to vibro-installed stone columns: interesting findings //Geotechnical and Geological Engineering. – 2008. – Т. 26. – №. 2. – С. 225.

100. Murugesan S., Rajagopal K. Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns //Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2010. – Т. 136. – №. 1. – С. 129-139.
101. Han J., Ye S. L. A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects //International Journal of Geomechanics. – 2002. – Т. 2. – №. 2. – С. 135-151.
102. Han J., Ye S. L. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations //Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2001. – Т. 127. – №. 7. – С. 597-603.
103. Tan S. A., Tjahyono S., Oo K. K. Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground //Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. – 2008. – Т. 134. – №. 2. – С. 185-194.
104. Poorooshab H. B., Meyerhof G. G. Analysis of behavior of stone columns and lime columns //Computers and Geotechnics. – 1997. – Т. 20. – №. 1. – С. 47-70.
105. Kamrat-Pietraszewska D., Karstunen M. Modelling embankments on floating stone columns //Numer. Methods Geotech. Eng. (NUMGE). – 2010. – С. 851-856.
106. Yongfen, R., Guihua, T., Yonghong, W., и Dong, W. Numerical Analysis of Coupled Fluid--Mechanical and Drainage Consolidation of Soft Soil //2013 Fifth International Conference on Measuring Technology and Mechatronics Automation. – IEEE, 2013. – С. 733-736.
107. Butterfield R. Dimensional analysis for geotechnical engineers //Geotechnique. – 1999. – Т. 49. – №. 3. – С. 357-366.
108. Nazaruddin A. T, Mohamed, Z., Mohd Azizul, L., & Hafez, M. A. Prediction of axial limit capacity of stone columns using dimensional analysis //2nd International conference on applied physics and engineering (ICAPE 2016). American Institute of Physics Inc. – 2017. – С. 8.
109. Tranmer M., Elliot M. Multiple linear regression //The Cathie Marsh Centre for Census and Survey Research (CCSR). – 2008.

110. Знаменский, В. В, Хегази О. М. М., Сайед Д. А. К. Влияние устройства щебеночных свай в слабых грунтах на работу одиночной сваи // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – № 2. – С. 2-7.
111. Знаменский В.В., Сайед Д.А. Результаты исследования работы фундаментов на щебеночных сваях в слабом глинистом грунте // Инновации и инвестиции. – 2022. – №8. – С. 94–99.
112. Знаменский В.В., Сайед Д.А. Прогнозирование осадки фундамента на щебеночных сваях в слабых глинистых грунтах // Экономика строительства. – 2022. – №9. – С. 88–95.
113. Znamenskii V. V., Hegazy O. M., Sayed D. A. The 3D numerical model of the stone column in soft clay soils //Journal of Physics: Conference Series. – IOP Publishing, 2021. – Т. 1928. – №. 1. – С. 012011.
114. Znamenskii V. V., Sayed D. A. Comparison between analytical method and numerical model for footings on soft clay supported by stone columns //Journal of Physics: Conference Series. – IOP Publishing, 2019. – Т. 1425. – №. 1. – С. 012075.
115. Znamenskii V., Sayed D. Influence of Stone Column Length on the Settlement of Soft Clayey Layer //IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – IOP Publishing, 2019. – Т. 661. – №. 1. – С. 012102.
116. Ramadan E. H. Senoon, A. H., Hussein, M. M., Kotp, D. A. Numerical analysis of footing on soft clay reinforced with stone columns //Proceedings of International Conference on Advances in Structural and Geotechnical Engineering ICASGE'15, Hurghada, Egypt. – 2015.
117. Ramadan E. H. Senoon, A. H., Hussein, M. M., Kotp, D. A. Effect of Stone Density and Stone Cushion on the Behavior of Soft Soils Improved by Stone Columns //Life Science Journal. – 2016. – Т. 13. – №. 4.