

**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНБАССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

На правах рукописи

ЗБИЦКАЯ ВАЛЕНТИНА ВИКТОРОВНА

**ОБОСНОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ
СВАЙ ПРИ УПРОЧНЕНИИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ**

25.00.22 — Геотехнология (подземная, открытая и строительная)

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Псюк Виктор Васильевич,
кандидат технических наук, доцент

Алчевск — 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1 АНАЛИЗ СПОСОБОВ И МЕТОДИК ПРОЕКТИРОВАНИЯ УПРОЧНЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ.....	10
1.1 Способы упрочнения неустойчивых грунтов оснований.....	10
1.2 Применение буроинъекционной технологии упрочнения грунтов оснований.....	28
1.3 Анализ методик расчета параметров упрочнения грунтов оснований фундаментов.....	32
Выводы. Цель и задачи исследований. Общая методика исследований.....	35
ГЛАВА 2 АНАЛИТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ ГРУНТОВ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ.....	37
2.1 Анализ изменения свойств грунтов при эксплуатации строительных объектов.....	37
2.2 Исследования ошибок, влияющих на деформационные свойства грунтов в основаниях фундаментов.....	42
2.3 Общая конструкция и анализ несущей способности буроинъекционной сваи.....	48
Выводы.....	53
ГЛАВА 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТОСПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ.....	55
3.1 Физическое моделирование работы буроинъекционной сваи.....	55
3.2 Инженерно-геологические условия и методика проведения натурных испытаний.....	65
3.3 Результаты натурных испытаний буроинъекционных свай.....	73
3.4 Анализ результатов по несущей способности буроинъекционных свай.....	94

Выводы.....	100
ГЛАВА 4 МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ОПЫТНО-ПРОМЫШЛЕННЫЕ РАБОТЫ ПО УПРОЧНЕНИЮ ГРУНТОВ БУРОИНЪЕКЦИОННЫМИ СВАЯМИ.....	102
4.1 Методика проектирования параметров буроинъекционных свай.....	102
4.2 Технологическая схема упрочнения оснований буроинъекционными сваями.....	107
4.3 Расчет параметров и технология укрепления грунтов при строительстве климатопавильона.....	110
4.4 Укрепление разуплотненных грунтов основания свайных фундаментов больницы.....	125
4.5 Упрочнение грунтов при реконструкции основания фундамента аварийного дома.....	139
4.6 Оценка сравнительной экономической эффективности применения способа напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва.....	147
Выводы.....	149
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	151
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	153

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В геотехническом строительстве очень часто приходится вести работы в сложных инженерно-геологических условиях. Это обусловлено залеганием слабоустойчивых, обводненных и специфических грунтов в основании. Наряду с этим, все чаще сталкиваются с проблемой реконструкции основания. Многочисленные научные исследования и практический опыт эксплуатации промышленных и гражданских объектов показали, что грунты оснований претерпевают сложные процессы во времени и подвержены изменениям свойств под влиянием различных геологических и техногенных факторов. Задача реконструкции оснований является сложной по двум причинам: каждый объект привязан к сугубо индивидуальным инженерно-геологическим условиям; существующие специальные способы формирования искусственных оснований не всегда соответствуют условиям строительства и дают положительный результат.

Для повышения прочности грунтов основания зданий и сооружений широко применяют различные методы закрепления. Практика показывает, что сегодня одним из перспективных направлений укрепления грунтов основания фундаментов является использование способа напорной инъекции раствором в режиме гидроразрыва. Данный способ базируется на устройстве буроинъекционных свай, имеет широкий диапазон использования по инженерно-геологическим условиям и позволяет достичь высокой степени укрепления грунта и увеличения технико-экономической эффективности работ в 2–3 раза.

Связь работы с научными программами, планами, темами.

Диссертационная работа выполнена в соответствии с Государственной бюджетной программой по прикладным исследованиям и разработкам в высших учебных заведениях в рамках научно-исследовательской темы № 194Д «Разработка способов стабилизации аварийно-опасных участков грунтовой толщи при строительстве и эксплуатации промышленных и гидротехнических объектов» (№ ГР 0111U001744).

Степень разработанности научной проблемы.

Технология сооружения буроинъекционных свай известна и хорошо отработана. Однако, постоянно растущие нагрузки, увеличение темпов строительства, снижение стоимости строительно-монтажных работ вызывают необходимость совершенствования и дальнейшего развития технологии сооружения, методики проектирования параметров и нормативных документов для расчета несущей способности буроинъекционных свай.

При проектировании упрочнения грунтов оснований фундаментов буроинъекционной технологией кроме технологических и геометрических параметров также определяют несущую способность буроинъекционной сваи.

Как известно, в инженерной практике расчет несущей способности свай по табличным данным используется, по большей части, для ее предварительной оценки, поскольку имеет объективные причины несоответствия фактической (реальной) величине. Однако, при отсутствии результатов статических испытаний, этот расчет остается определяющим для выбора параметров свай, и потому повышение его точности является актуальной задачей.

В общем случае несущую способность сваи, работающей на вдавливающую нагрузку, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности. При устройстве буроинъекционных свай, расчет по формулам из нормативных документов не может быть применен, так как они не учитывают конструктивные особенности свай — цементные уширения.

Существенный вклад в исследования и разработку буроинъекционных способов закрепления грунтов внесли следующие ученые Акопян В. Ф.; Галай Б. Ф.; Должиков П. Н.; Дыба В. П.; Ермолаев В. А.; Заславский Ю. З.; Кипко Э. Я.; Кузнецов М. В.; Полозов Ю. А.; Прокопов А. Ю.; Пронский Д. В.; Рябичев В. Д.; Сахаров И. И.; Скибин Г. М.; Спичак Ю. Н.; фирмы ООО «ГЕОТЕХНИКА»; «Soletanche» (Франция), «Симентейшн Компани» (Великобритания); компания «Родио» (Италия) и многие другие.

Объектом исследования является несущая способность буроинъекционной сваи в зависимости от свойств грунтов и конструктивных особенностей.

Предметом исследования являются параметры и закономерности формирования несущей способности буроинъекционной сваи в режиме гидроразрыва грунта.

Цель исследования — обоснование несущей способности буроинъекционных свай при упрочнении грунтов основания фундаментов.

В соответствии с целью были поставлены и решены следующие **основные задачи исследования**:

- выполнить анализ способов и методик проектирования упрочнения грунтов оснований;
- провести аналитические исследования свойств грунтов и несущей способности буроинъекционных свай;
- разработать методику лабораторного определения несущей способности буроинъекционных свай;
- провести натурные испытания несущей способности буроинъекционных свай;
- разработать методику проектирования параметров буроинъекционных свай и провести опытно-промышленные работы по упрочнению грунтов такими сваями.

Научная новизна полученных результатов:

- выявлены факторы влияния и установлена закономерность перехода системы «основание-фундамент» в аварийное состояние;
- получено новое выражение для расчета несущей способности буроинъекционной сваи;
- впервые разработана методика лабораторного определения несущей способности буроинъекционной сваи;
- установлена зависимость несущей способности буроинъекционной сваи от коэффициента постели цементного раствора;
- установлены закономерности деформирования буроинъекционных свай предложенной конструкции в натурных условиях.

Теоретическое и практическое значение полученных результатов. Установлено влияние совместной работы трубы, цементных уширений и консолидированного грунта на несущую способность буроинъекционной сваи.

В соответствии с разработанной методикой проектирования обоснованы параметры грунтового основания фундаментов климатопавильона, аварийных больницы и дома, а также технологические схемы напорного нагнетания цементного раствора в грунт, что обеспечивает надежность строительства и эксплуатации здания, уменьшение количества свай в 3–4 раза. Разработаны «Рекомендации по ликвидации аварий жилых зданий и объектов социального назначения».

При выполнении исследований применялся комплексный **методический подход**: анализ литературных источников, аналитические исследования несущей способности буроинъекционных свай, экспериментальные исследования степени упрочнения грунта; натурные испытания несущей способности свай; статистический и корреляционно-регрессионный анализ результатов исследований и данных опытно-промышленных работ.

Положения, выносимые на защиту:

1. Переход системы «основание-фундамент» в предаварийное и аварийное состояние в процессе строительства и эксплуатации зданий наблюдается более чем на 80% обследованных объектах в Луганском регионе, что непосредственно связано с изменением консистенции и свойств грунтов и прогрессирует во времени при допускаемых ошибках на стадии инженерно-геологического обоснования на 30%, на стадии эксплуатации объекта на 50%;

2. Несущая способность буроинъекционной сваи определяется совместной работой инъекционной трубы, цементных уширений и консолидированного грунта, причем коэффициент постели цементных уширений значением до 0,4 влияет на несущую способность сваи по степенной зависимости, что позволяет увеличить ее сопротивление деформациям в 4–6 раз;

3. Закономерность деформирования буроинъекционной сваи под влиянием вертикальных нагрузок в натурных условиях (0,1–0,8 МПа) имеет линейный стационарный характер, при этом стабилизация деформаций наступает через 15–30 минут и не превышает 0,15%.

Область исследования соответствует пунктам 11 и 12 паспорта специальности 25.00.22 — Геотехнология (подземная, открытая и строительная).

Обоснованность и достоверность научных результатов, выводов и рекомендаций подтверждается использованием сертифицированных высокоточных лабораторных приборов, применением проверенных стандартных методик исследований и аналитических оценок, использованием классических законов механики грунтов, репрезентативным объемом фактических данных о свойствах буроинъекционных свай, удовлетворительной погрешностью результатов исследований (менее 16%), положительными результатами опытно-промышленных работ.

Апробация результатов исследований. Основные положения и результаты диссертационной работы докладывались, обсуждались и были одобрены на Международной научно-технической конференции молодых ученых, аспирантов и студентов «Совершенствование технологии строительства шахт и подземных сооружений» (г. Донецк, 2013–2014 г.); научно-технической конференции аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современной техники и технологии» (г. Алчевск, 2013 г.); I Международном научно-практическом конгрессе «Городская среда — XXI века. Архитектура. Строительство. Дизайн» (г. Киев, 2014 г.); IX Международной научно-практической конференции «Проблемы горного дела и экология горного производства» (г. Антрацит, 2014 г.); Международной научно-практической конференции «Строительство и архитектура — 2015» (г. Ростов-на-Дону, 2015 г.); Международной научно-практической конференции «Актуальные проблемы современной науки: взгляд молодых ученых» (г. Алчевск, 2020 г.); Научно-практической конференции «Методы компьютерного моделирования и расчета строительных конструкций зданий и сооружений с учетом сложных инженерно-геологических условий Донбасса» (г. Алчевск, 2020–2022 г.); Юбилейной

Международной научно-технической конференции «65-лет ДонГТИ. Наука и практика. Актуальные вопросы и инновации» (г. Алчевск, 2022 г.); научно-технических семинарах кафедр строительных конструкций ДонГТУ и строительства и архитектуры ЛГУ им. В. Даля (г. Алчевск, 2013–2022 гг.).

Реализация выводов и рекомендаций работы.

Выполнены опытно-промышленные работы при упрочнении основания плитного фундамента, строящегося климатопавильона (г. Ялта), уплотнении грунтов вокруг свайных фундаментов аварийной больницы (г. Луганск), закреплении грунтов под ленточным фундаментом аварийного дома (г. Луганск).

Личный вклад автора заключается в формулировке идеи, цели, задач исследований, научных положений, выводов и рекомендаций, в выполнении аналитических исследований, в разработке программы и участия в лабораторных исследованиях, анализе экспериментальных данных, разработке методики расчета параметров буроинъекционной технологии упрочнения грунтов оснований и участия в опытно-промышленных работах.

Публикации. Основные научные и практические результаты диссертационной работы опубликованы в 14 научных работах, в их числе: 1 монография; 1 рекомендация; 5 работ опубликованы в ведущих рецензируемых научных журналах и изданиях; 1 работа в профессиональных журналах и научных сборниках; 6 работ апробационного характера, докладов на научных конференциях и других научных публикаций.

Структура диссертации. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы из 117 наименований на 14 страницах, содержит 58 рисунков, 31 таблицу, изложена на 166 страницах машинописного текста.

ГЛАВА 1 АНАЛИЗ СПОСОБОВ И МЕТОДИК ПРОЕКТИРОВАНИЯ УПРОЧНЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

1.1 Способы упрочнения неустойчивых грунтов оснований

Структурно-неустойчивыми грунтами называют такие грунты, у которых при воздействии внешних физических (изменение количества воды, замораживание, оттаивание, нагрев) или механических (действия нагрузок собственного веса, вибрационные, ударные воздействия от работающих механизмов) воздействий резко нарушается природная структура с развитием значительных осадок, протекающих с большой скоростью (табл. 1.1) [9, 17, 60, 64, 65, 87].

Таблица 1.1 — Структурно-неустойчивые грунты

Грунты	Характеристика	Особенность
Лёссовые грунты	размер пор значительно превышает размер твердых частиц, по-другому называют макропористыми; в естественном состоянии обладают значительной прочностью за счет цементноационных связей и могут держать откосы высотой до 10 метров	при увлажнении цементноационные связи нарушаются, что приводит к разрушению макропористой структуры, потере прочности грунта и возникновению просадки
Рыхлые пески	мелкообломочные минеральные отложения, состоящие преимущественно из частиц диаметром от 0,01 до 3 мм	под воздействием вибрации и других видов динамического воздействия теряют свою первоначальную структуру и дают значительные деформации

Продолжение таблицы 1.1

Грунты	Характеристика	Особенность
Илы	имеют высокую пористость в природном состоянии, насыщенность водой, малую прочность и высокую деформированность	структура легко разрушается при статических нагрузках и еще легче — при динамических
Мерзлые / вечномерзлые грунты	имеют отрицательную температуру и содержат в своем составе лед / находятся в мерзлом состоянии непрерывно в течение многих лет (трех и более). В естественном состоянии очень прочные и малодеформируемые	при замораживании и оттаивании меняют свои структурные свойства. Основная особенность — их просадочность при оттаивании
Набухающие грунты	глинистые грунты с большим содержанием гидрофильных минералов	характеризуются набуханием (увеличением объема) при увлажнении и усадкой при высыхании
Торф, заторфованный грунт	грунты органогенного происхождения, образовавшиеся в болотах в результате накопления и разложения растительных остатков	водонасыщенные, сильно сжимаемые грунты
Закастрованные грунты	растворение горных пород поверхностными и подземными водами	подвержены провалам; оседанию земной поверхности
Засоленные грунты	крупнообломочные песчаные грунты, имеющие в своем составе большое количество легко- и среднерастворимых солей	недостатком является химическая суффозия солей

Управление состоянием неустойчивых грунтов требует проведения комплекса мероприятий, учитывающих их особые свойства [86]. К таким мероприятиям относятся:

- конструктивные мероприятия, позволяющие регулировать напряженное состояние и условия деформации грунта, тем самым создавая более благоприятные условия работы (армирование грунта, шпунтовое ограждение, устройство насыпей, грунтовых подушек) [62, 72, 111];

- мероприятия, направленные на упрочнение грунтов.

Улучшение свойств грунтов, с целью их упрочнения (уплотнения, закрепления), представляет собой преднамеренное искусственное преобразование строительных свойств грунтов с помощью физико-механической или физико-химической обработки, с применением соответствующих технологий [63].

Вопросам упрочнения грунтов оснований посвящены работы Абелева М. Ю., Акопяна В. Ф., Богова С. Г., Богомоллова В. А., Бровина С. В., Волкова Ф. Е., Галай Б. Ф., Далматова Б. И., Джантимирова Х. А., Должикова П. Н., Дыба В. П., Ермалова В. А., Заславского Ю. З., Кипко Э. Я., Коновалова П. А., Кузнецова М. В., Лушников В. В., Нуждина М. Л., Полищука А. И., Полозова Ю. А., Прокопова А. Ю., Пономарева А. Б., Рябичева В. Д., Сахарова И. И., Скибина Г. М., Сорочана Е. А., Спичак Ю. Н., Ухова С. Б., Швец В. Б., Швецова Г. И., Ющубе С. В., Cambefort H., Brandl H., Paul A., Vidal Marinos P., Wittke W. и мн. др.

Для уплотнения грунтов применяются различные способы, направленные на уменьшение пористости, обеспечение заданной плотности и уменьшения величины и неравномерности последующей осадки (рис. 1.1).

На сегодняшний день самым актуальным способом поверхностного уплотнения структурно-неустойчивых грунтов является уплотнение тяжелыми трамбовками, путем свободного сбрасывание на уплотняемую площадь (рис. 1.2) [1, 2, 13, 73]. Трамбовка изготавливается из железобетона, имеет в плане форму круга или многоугольника с числом сторон не менее восьми. Поддон и боковые стенки ее сворачиваются из листовой стали толщиной 8–16 мм, а подъемные петли — из листовой стали толщиной 20–40 мм.

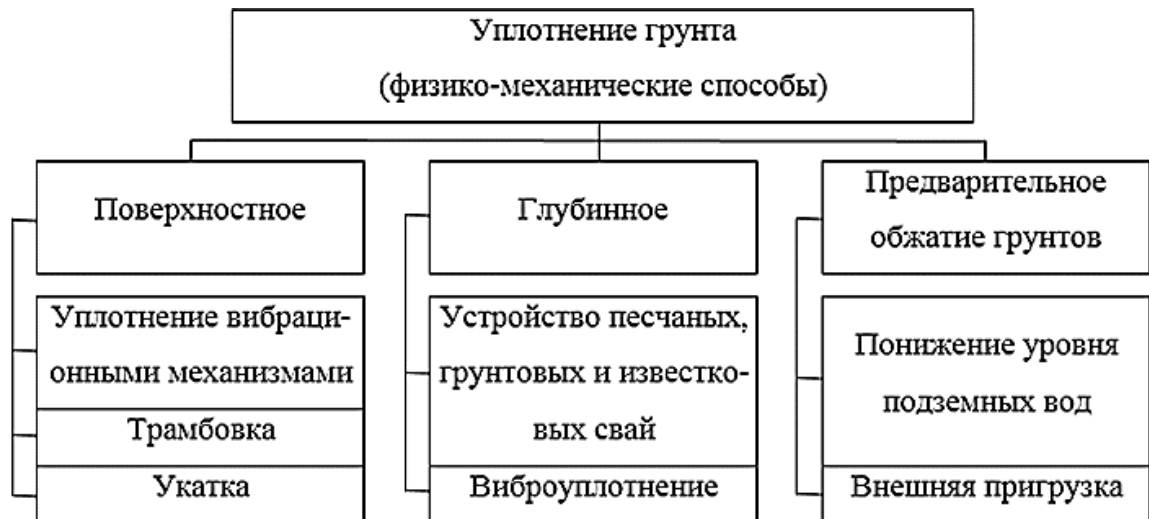
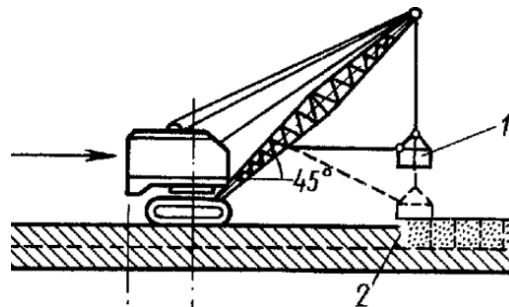


Рисунок 1.1 — Классификация физико-механических способов, применяемых для уплотнения грунтов

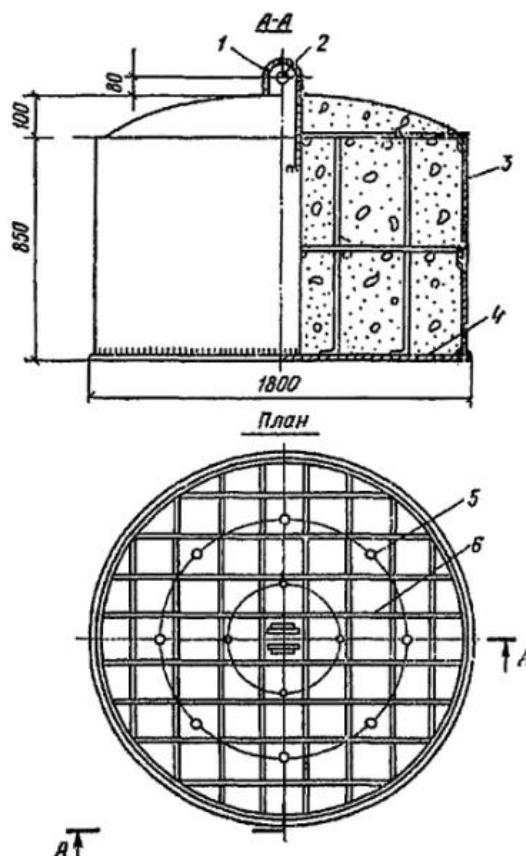


- 1 — трамбовка;
2 — полоса перекрытия

Рисунок 1.2 — Схема уплотнения грунта тяжелыми трамбовками

Трамбовка подвешивается к рабочему тросу крана-экскаватора с помощью вертлюгов и промежуточного троса длиной 1–1,5 м с грузом весом 200–500 Н, которые обеспечивают натяжение рабочего троса и исключают его преждевременный износ вследствие образования перегибов (рис. 1.3) [74].

При ударе трамбовками происходит превращение кинетической энергии падающего органа в энергию деформации. Эффективность применения данного метода многократно подтверждена многочисленными исследованиями и производственными испытаниями [1, 51, 52] на тысячах построенных и строящихся объектах в разных районах СНГ, ввиду простоты производства, экономичности, получения неплохого качества уплотнения.



1 — скоба для подъема трамбовки;

2 — отверстие в скобе;

3 — кожух;

4 — поддон;

5 — вертикальная арматура;

6 — горизонтальная арматура

Рисунок 1.3 — Трамбовка для поверхностного уплотнения грунтов

Глубина уплотнения зависит от массы трамбовки, высоты сбрасывания, количества ударов, а также вида, структурной прочности, плотности и влажности грунта [13]. Следует учитывать, что удары трамбовками создают колебания в массиве уплотняемого грунта.

Достоинством способа уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками является возможность уплотнять любые грунты, очень малая материалоемкость. К недостаткам же относятся: сильное динамическое воздействие на существующие здания и сооружения, низкая производительность труда, высокая степень изнашиваемости тросов и лебедок.

При глубинном уплотнении в зависимости от вида слабых грунтов эффективно [17, 51, 73, 74, 112, 117]:

- устройство свай из песков крупных и песков средней крупности для сильносжимаемых водонасыщенных глинистых грунтов, рыхлых песков, заторфованных грунтов на глубину 18–20 м. При устройстве таких свай в грунт погружают пустотелые металлические трубы диаметром 300–400 мм с инвентарным самораскрывающимся наконечником с помощью свайного молота или вибратора, поэтапным заполнением снизу-вверх образовавшейся полости песком с последующим уплотнением его методом «свая в сваю». Готовые сваи достигают в диаметре 600–700 мм;

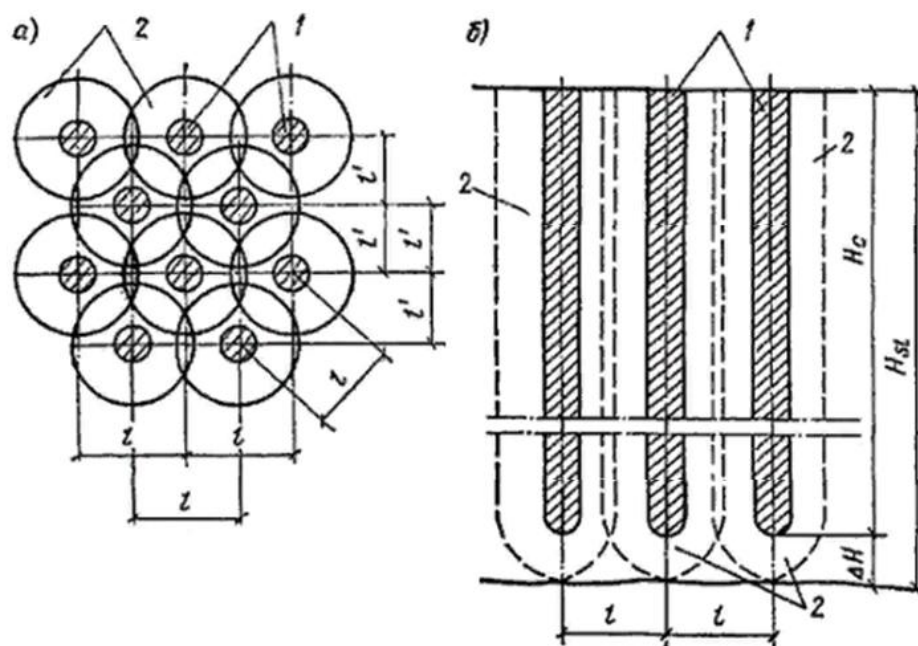
- устройство свай из местных лессовых или глинистых грунтов для просадочных макропористых и насыпных глинистых грунтов при степени влажности $S_r = 0,3–0,7$ на глубину до 20 м. Вертикальные полости в основании — скважины, образованные ударным снарядом ($d = 0,4–1$ м) или с помощью энергии взрыва ($d = 0,5–0,6$ м), засыпаются местным грунтом порциями по $0,25–0,3$ м³ с послойным уплотнением трамбуящим снарядом в виде параболоидного клина диаметром 280–320 мм и весом 3,5 кН, сбрасываемым с высоты 2,5–3 м. Грунт в скважине уплотняется до удельного веса не менее 17,5 кН/м³ (рис. 1.4 [74]);

- устройство известковых свай для водонасыщенных заторфованных или глинистых грунтов. Пробуренную скважину диаметром 320–500 мм заполняют негашеной комовой известью, которая при взаимодействии с поровой водой гасится, увеличиваясь в объеме (в результате чего увеличивается диаметр сваи на 60–80%) и выделяя тепло (температура тела сваи достигает 300°C, происходит частичное испарение поровой воды, уменьшается влажность грунта и ускоряется уплотнение). Уплотнение известковыми сваями относится к одному из самых дешевых способов улучшения свойств слабых водонасыщенных оснований;

- виброуплотнение для рыхлых песчаных грунтов естественного залегания, а также при укладке несвязных грунтов в насыпи, устройстве обратных засыпок возможно выполнить с помощью вибратора на глубину до 8–10 м и с помощью стержня с прикрепленным к его головке вибратором — до 20 м. При вибрации

пески и другие сыпучие материалы приходят в движение и уплотняются, т. к. под действием инерционных сил вибрации и сил тяжести происходит смещение частиц (рис. 1.5 [73]). Эффективность уплотнения повышается при подаче в зону уплотнения воды. При этом методе уплотнения плотность скелета песчаного грунта может быть доведена до $1,7\text{--}1,8 \text{ г/см}^3$.

Глубинное уплотнение способно обеспечить высокую плотность и малую деформативность мощных толщ относительно слабых грунтов, однако в условиях тесной застройки требует предварительной оценки возможных неблагоприятных последствий для существующих зданий и сооружений. Например, при забивке и вибропогружении свай в грунте распространяются колебания, которые могут вредно отразиться на работе конструкций близлежащих сооружений [18].



а — расположение скважин;

б — разрез уплотненного массива

1 — пробитые скважины;

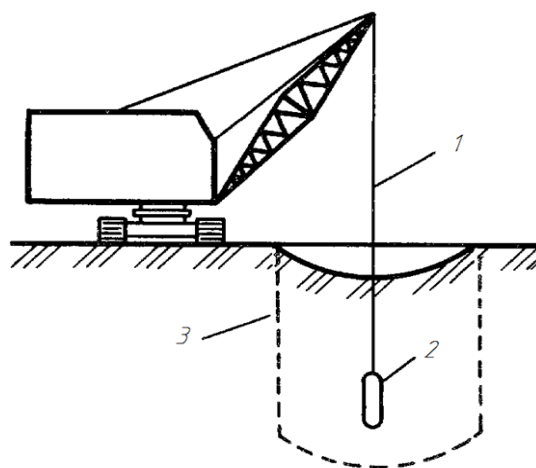
2 — уплотненные зоны вокруг скважин;

l — расстояние между скважинами;

H_c — глубина пробитой скважины;

H_{sl} — глубина уплотненной толщи грунта

Рисунок 1.4 — Схема устройства грунтовых свай с помощью ударного снаряда



- 1 — трос;
- 2 — вибратор;
- 3 — граница уплотнения

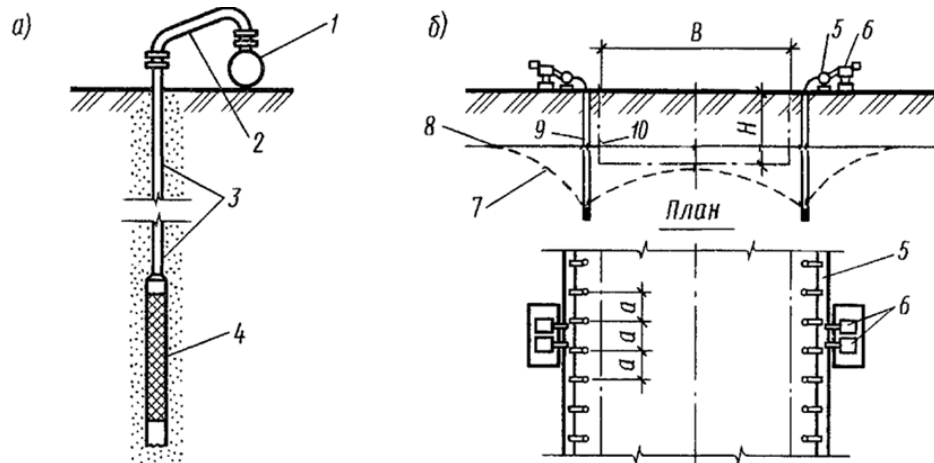
Рисунок 1.5 — Схема уплотнения грунта вибрированием

Предварительное обжатие грунтов может выполняться с помощью [17, 73] понижения уровня подземных вод, внешней пригрузки.

Понижение уровня подземных вод эффективно при уплотнении оснований, сложенных мелкими и пылеватыми песками. При коэффициенте фильтрации песков $0,05\text{--}0,002$ см/с используют иглофильтровальные установки, при содержании в пылеватых песках большого количества глинистых частиц и коэффициенте фильтрации менее $0,002$ см/с применяют эжекторные иглофильтры, позволяющие понижать уровень подземных вод до глубины 25 м (рис. 1.6 [73]). Использование этого способа приводит к тому, что в пределах зоны водопонижения снимается взвешивающее действие воды на скелет грунта. В единице объема грунта возникает дополнительная массовая сила, равная разнице между удельным весом влажного грунта и удельным весом скелета грунта, взвешенного в воде, которая и вызывает уплотнение грунтового массива. Выполнение работ невозможно при близком залегании водоупорных грунтов и близком расположении сооружений.

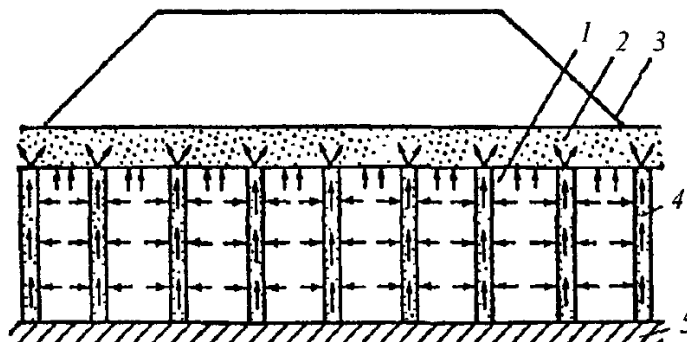
Внешняя пригрузка применяется для улучшения строительных свойств слабых водонасыщенных глинистых грунтов и торфов при их распространении на значительную глубину. Статическая нагрузка создается отсыпкой на уплотняемой площади насыпи из местных материалов (рис. 1.7) [17, 73]. При использовании

этого метода для уплотнения толщ слабых грунтов мощностью более 10 м требуется длительное время для завершения процессов консолидации и стабилизации осадок, поскольку водопроницаемость слабых, особенно глинистых, грунтов весьма незначительна. Для ускорения процесса уплотнения используют вертикальные дрены различной конструкции: песчаные, бумажные комбинированные и т. п. К достоинствам данного способа относят: отсутствие потребности в специальной механизации, возможность ускорения вторичной осадки; а к недостаткам — потребность в дополнительных материалах, увеличивающих затраты; высокая трудоемкость.



- а — илгофильтр
- б — понижение уровня грунтовых вод;
- 1, 5 — коллекторы;
- 2 — гибкий шланг;
- 3 — надфильтровая труба;
- 4 — фильтр;
- 6 — насос;
- 7 — депрессионная кривая;
- 8 — уровень грунтовых вод;
- 9 — иглофильтры;
- 10 — котлован

Рисунок 1.6 — Схема уплотнения грунта с помощью понижения уровня
подземных вод



- 1 — слабый грунт;
- 2 — пластовый дренаж;
- 3 — нагрузка в виде насыпи;
- 4 — вертикальные дрены;
- 5 — плотный грунт

Рисунок 1.7 — Схема уплотнения слабого грунта статической нагрузкой

В результате применения любого физико-механического способа уплотнение происходит за счет сближения частиц (уменьшения коэффициента пористости), а при закреплении грунтов частицы, как правило, не меняют своего положения, но между ними образуются прочные искусственные дополнительные связи, в результате чего увеличивается прочность, устойчивость, уменьшается сжимаемость, водонепроницаемость и чувствительность к изменению внешней среды.

Физико-химические способы закрепления грунтов основаны на нагнетании раствора, состоящего из одного или нескольких компонентов, способных твердеть или при смешивании образовывать гель в порах грунта (рис. 1.8) [33, 63, 73].

Для закрепления грунтов в геотехническом строительстве в настоящее время широко используются технологии низконапорной (давления до 2,5–3 МПа) и высоконапорной инъекции.

Традиционно низконапорная инъекция осуществляется заходками "снизу-вверх" или "сверху-вниз".

Более совершенным способом инъекции растворов является манжетная технология, по которой через установленную в грунт перфорированную манжетную трубу можно выполнить управляемое инъецирование на любом интервале [5].



Рисунок 1.8 — Классификация физико-химических способов, применяемых для закрепления грунтов

К высоконапорной инъекции относится струйная технология закрепления грунтов, когда инъекционный раствор подается в грунт через сопла бурового монитора под высоким давлением (10–100 МПа). Успешное закрепление грунтов инъекционными методами предполагают соответствие параметров процесса инъекции и характеристик растворов решаемой задаче. К основным видам инъекционных растворов относятся: жидкие, пластичные, стабильные и нестабильные. Для практического применения для закрепления грунтов разработано большое количество рецептов инъекционных растворов: это силикатные, глиноцементные, цементные, растворы на основе синтетических смол, полимеров и др. [5, 6].

Высоконапорной инъекции (струйной технологии) посвящены работы Богомолова В. А., Бровина С. В., Ермолаева В. А., Крицкого М.Я., Кузнецова М. В., Ланис А. Л., Лубягина А. В., Лушников В. В., Нуждина Л. В., Нуждина М. Л., Петухова А. А., Полищука А. И., Пономарева А. Б., Простова С. М. [7, 8, 38, 50, 53, 54, 57, 58, 66–70, 75, 77–81, 83, 85, 91, 116] и др.

Цементация грунтов в зависимости от вида грунта, грунтовых условий и назначения выполняемых работ, а также технических требований к обработанному инъекцией грунту может производиться по различной технологии: в режиме пропитки грунта цементным раствором без нарушения ее структуры массива, а также в режиме гидроразрывов, образуемых в грунте при нагнетании цементного раствора под повышенным давлением и расходом [41].

Цементацию в режиме пропитки применяют для закрепления грунтов оснований, состоящих из песка средней крупности, крупного и гравелистого, гравийного и галечникового грунта. Этот метод трудноосуществим в мелких песках и совсем невозможно его применение в илистых, супесчаных, суглинистых и глинистых грунтах. Грунт, заинъецированный цементным или цементно-глинистым раствором, в пределах его распространения становится скальным. Несущая способность его резко возрастает, пустоты в основании ликвидируются [2, 5].

Вопросам упрочнения грунтов оснований методом инъектирования цементными растворами посвящены работы Ибрагимова М. Н., Малинина А. Г., Семкина В. В., Исаева Б. Н., Cambefort H., Mitchell J. K. [41, 42, 59, 104, 113, 115] и многих других.

В качестве инъекционного раствора используются: цементный с водоцементным отношением (В/Ц) 20–0,4; цементно-песчаный с В/Ц — 0,5–4, цементно-глинистый, цементно-песчано-глинистый растворы. Для приготовления растворов лучше всего использовать обыкновенный портландцемент марки более 300, обеспечивающий наибольшую плотность цементного камня. Раствор нагнетают через инъекторы из стальных труб диаметром 50–150 мм. Длина перфорированной части составляет 1–0,8 м. Инъекторы, погружаемые в закрепляемые грунты оснований, размещают в соответствии с проектом производства работ в линейном или шахматном порядке. Давление при нагнетании 0,3–1,0 МПа. Уточнение его производится в результате опытного нагнетания в натурных условиях. Нагнетание раствора в грунт продолжается до появления так называемого «отказа» в поглощении раствора, под которым понимается снижение расхода инжецируемого раствора до 5–10 л/мин при избыточном давлении раствора у устья скважины (при 0,1–0,5 МПа). На 1 м³ укрепленного объема грунта расходуется 0,15–0,4 м³ раствора. Нормальный процесс цементации продолжается от 40 минут до нескольких часов.

Достоинствами цементации в режиме пропитки являются экологическая чистота вяжущего (цемента), его широкое распространение и доступность, возможность работать в стесненных условиях, гибкость, маневренность; а недостатком — применение только в высокопроницаемых грунтах, дорогостоящее оборудования.

Силикатизация основана на применении силикатных растворов и их производных, которые при соединении с коагулянтom образуют гель кремниевой кислоты, цементирующей частицы грунта [101].

Применяют двухрастворный (для песков крупных и средней крупности), однорастворный и газовый (для лессовых грунтов и песков мелких пылеватых) способы.

При однорастворном способе силикатизации в грунт закачивают один гелеобразующий раствор, приготовленный из смеси силиката натрия с коагулянтom — ортофосфорной кислотой или алюминатом натрия. Образование геля в грунте при смешении этих растворов происходит в заданное время, зависящее от количества коагулянта. Закрепленный однорастворной силикатизацией грунт имеет прочность на сжатие 2–5 МПа.

Проектирование укрепления грунтов методом однорастворной силикатизации ведут в такой последовательности. Принимают радиус закрепления грунта r от одного инъектора, продолжительность нагнетания раствора и режим давления при нагнетании. Иногда радиус закрепления подбирают конструктивно в зависимости от ширины фундамента или опытным путем. Вначале определяют расстояние между инъекторами в одном ряду l и между рядами l_n : $l = 1,73 \times r$; $l_n = 1,5 \times r$. Затем вычисляют глубину заходки $h = l_0 + 0,5 \times r$ и число заходов $n = z / l$ (где z — глубина просадочной толщи ниже подошвы фундамента, м).

Однорастворная силикатизация имеет такие преимущества: надежность, долговечность, экономичность, отсутствие воздействия агрессивных сред. Однако есть ограничение по применению этого способа в зависимости от влажности грунта.

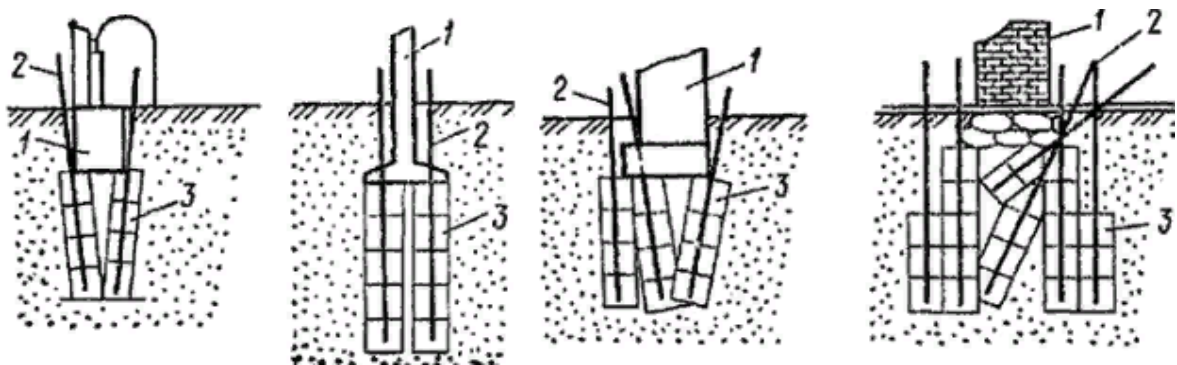
При двухрастворном способе через забитые на заданную глубину инъектора из стальных труб диаметром 19–38 мм закачивают поочередно растворы силиката натрия и коагулянт — хлористый кальций. Образующий в результате смешения гель кремниевой кислоты придает грунту прочность при сжатии 1,5–5 МПа и водонепроницаемость [46, 101].

Способ имеет такие преимущества: экономия времени, высокая прочность, более однородный массив (по сравнению с однорастворной). Так же, как и при

однорастворной силикатизации есть ограничение по применению данного способа в зависимости от влажности грунта.

Газовая силикатизация просадочного грунта представляет собой нагнетание в грунт двуокиси углерода для предварительной его активизации с последующей закачкой силикатного раствора. После нагнетания силикатного раствора в грунт снова закачивают двуокись углерода. Способ газовой силикатизации позволяет закреплять лессовые грунты в более широком диапазоне степени их влажности за короткий промежуток времени, но необходимы повышенные экономические затраты (по сравнению с одно-, двухрастворной).

Технологические схемы химического закрепления грунтов под фундаментами существующих зданий приведены на рисунке 1.9 [74].



- 1 — фундамент;
- 2 — инъекторы;
- 3 — закрепленный грунт

Рисунок 1.9 — Технологические схемы химического закрепления грунтов под фундаментами существующих зданий

Отдельно можно выделить способ закрепления с помощью защелачивания, который наиболее эффективен для текуче-пластичных суглинков [11].

Метод основан на нагнетании в грунт раствора гидроксида натрия, в результате его химического взаимодействия с глинистым грунтом возникают новообразования, цементирующие частицы грунта. Такое закрепление обеспечивает повышение его прочности и водостойчивости [12].

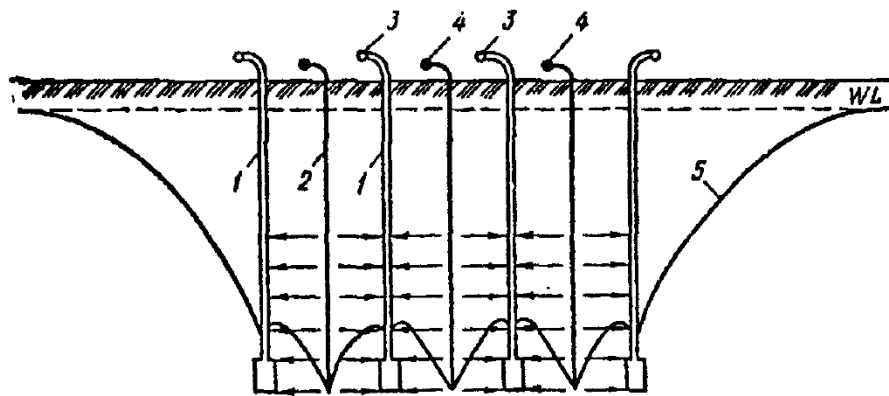
Электрохимическое закрепление может быть использовано для повышения несущей способности и уменьшения деформируемости водонасыщенных глинистых, пылеватых и илистых грунтов с коэффициентом фильтрации $k_f = 10^{-2} - 10^{-8}$ м/сут [36, 110]. Оно основано на сочетании воздействия постоянного электрического тока на грунты и вводимых в него химических добавок. От того, какого рода добавки используются в этом процессе, зависит вид закрепления. Так, электросиликатизация грунтов основана на сочетании закрепления грунтов способом силикатизации и обработки их постоянным электрическим током. Электрический ток ускоряет и облегчает проникание химических растворов в грунт. Условием применения способа является наличие водонасыщенных грунтов. Инъекторы-электроды погружают в грунт основания с двух сторон фундамента через 0,6–0,8 м. Закрепление ослабленного грунта ведут вдоль фундамента заходками снизу-вверх. При этом для уменьшения объема незакрепленной зоны инъекторы целесообразно погружать в грунт под углом 10–15°. Для электросиликатизации пользуются растворами жидкого стекла и хлористого кальция. Общий расход электроэнергии на закрепление 1 м³ грунта составляет 10–15 кВт·ч.

Несколько иначе проходит электролитическая обработка грунта. Для этого по обе стороны фундамента здания через 0,6–2,4 м забивают трубчатые электроды, соединенные с источником тока в 100–120 В.

В инъекторы-аноды подают растворы CaCl_2 потом $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ или $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$, а из инъекторов катодов откачивают поступившую в них воду. Электрохимические процессы ведут к значительному изменению химико-минералогического и гранулометрического составов грунта и его упрочнению.

Установлено, что упрочнение грунта продолжается и после прекращения его электрохимической обработки. Расход электроэнергии составляет 60–100 кВт·ч/м³, а стоимость 1 м³ укрепленного грунта примерно в 3 раза меньше, чем применение электросиликатизации.

Для слабофильтрующих пылевато-глинистых грунтов эффективно закрепление при помощи электроосмоса (рис. 1.10) [17].



- 1 — иглофилтраты-катоды;
- 2 — стержни-аноды;
- 3 — коллектор;
- 4 — электрические провода;
- 5 — депрессионная кривая

Рисунок 1.10 — Схема осушения грунтов с помощью электроосмоса

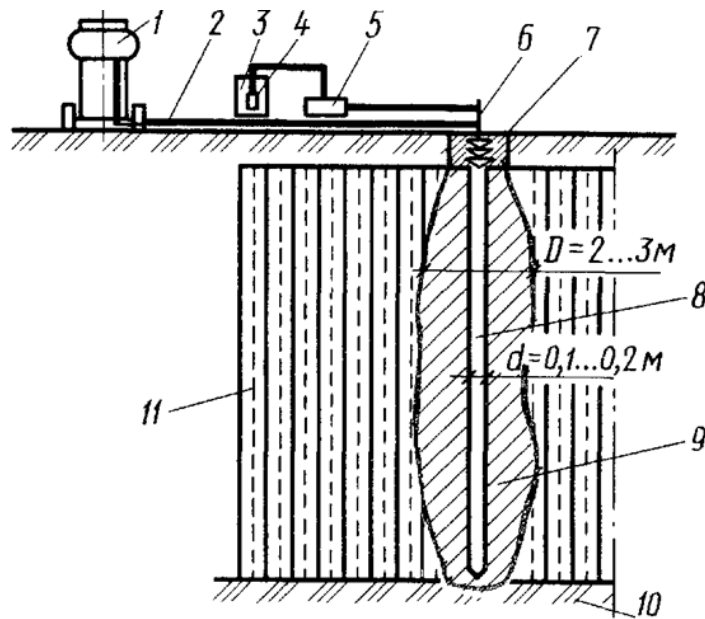
Электроосмотическое закрепление ведется без введения в грунт химических добавок. В электрическом поле связанная с грунтом вода переходит в свободную, и от стержней-анодов стремится к иглофилтратам-катодам, откуда и откачивается. Вследствие этого происходит обезвоживание и закрепление грунта. Достоинством электроосмоса слабых грунтов являются быстрые сроки закрепления, недостатком является большая стоимость [17].

Термическое закрепление основано на нагнетании в грунтовой массив теплового потока, который, проникая в поры, обжигает грунт, увеличивает его прочность и ликвидирует просадочные свойства (рис. 1.11) [73].

Рекомендуется применение данного способа для лессовидных, неводонасыщенных пылевато-глинистых грунтов. При термическом закреплении набор прочности происходит относительно быстро, основной недостаток способа — высокая цена.

Способ закрепления грунта синтетическими (карбамидными, фенолоформальдегидными, фурановыми) смолами предусматривает инъекцию жидких полимеров, которые затвердевают и придают прочность и водонепроницаемость грунту. Закрепление песчаных грунтов оснований карбамидной смолой разработано

проф. Б. А. Ржаницыным [92]. Смолизация применяется для закрепления сухих и водонасыщенных песков с коэффициентом фильтрации 0,5–50 м/сут, лессовых грунтов с коэффициентом фильтрации 0,1–2 м/сут [73]. Достоинства смолизации — это широкий спектр закрепляемых грунтов, высокая прочность и быстрый ее набор (в первые 10–12 суток после введения), а недостатки — канцерогенность большинства смол, а также высокая токсичность целого ряда реагентов.



- 1 — компрессор;
- 2 — трубопровод для подачи воздуха в камеру сгорания;
- 3 — емкость для горючего;
- 4 — фильтр;
- 5 — насос для подачи горючего под давлением в скважину;
- 6 — форсунка;
- 7 — затвор с камерой сгорания;
- 8 — скважина;
- 9 — зона закрепления;
- 10 — не просадочный грунт;
- 11 — просадочный грунт

Рисунок 1.11 — Схема закрепления грунтов обжигом (термическое закрепление)

Глинизация осуществляется при больших объёмах пустот в массиве горных пород (карстовых известняков, доломитов и т.п.) с целью сокращения расхода более дорогих тампонажных материалов (например, цемента). Способ закрепления грунта с помощью нагнетания раствора глины предложен А. И. Гертнером и предназначен для создания гидроизоляционных завес при строительстве горных выработок и различных подземных сооружений. Применяют только при небольших скоростях движения подземных вод [73]. Сущность данного способа заключается в нагнетании раствора глины через специальные скважины насосами под давлением 0,6–8 МПа. Раствор распространяется по трещинам, вода из него отфильтровывается в окружающие горные породы, а твёрдый остаток заполняет пустоты. Для более быстрого закрепления грунта к раствору добавляют коагулянты (растворы хлористого кальция, хлористого натрия, извести и др.). Достоинством глинизации является то, что при данном способе закрепления используется дешёвая местная глина, которая способна противостоять действию агрессивных вод, разрушающих даже специальные цементы; к основному недостатку относят малую сопротивляемость тампонажного камня внешнему давлению.

Применение известкования особо эффективно для переувлажненного глинистого грунта. Вносимая в такой грунт молотая негашеная известь активно взаимодействует с влагой, имеющейся в составе переувлажненного грунта и тонкодисперсной части грунта. В результате она действует на грунт одновременно как осушающая добавка и как химический реагент, изменяющий свойства грунта. Кроме того, она действует и как вяжущее, т. е. способна образовывать при взаимодействии с компонентами грунта и воздуха относительно прочностные и водоустойчивые связи. Внесение определенной дозы молотой извести в переувлажненные грунты коренным образом изменяет их свойства и создаёт удобообрабатываемость для закрепления цементацией, силикатизацией и смолизацией [96].

Замораживание применяется для временного искусственного закрепления при разработке водонасыщенных грунтов в гидротехническом строительстве и метростроении. Обычно используют холодильный агент или хладагент (чаще всего охлажденный водный раствор хлористого кальция — рассол). Главной функцией

рассола является способность оставаться жидким при отрицательных температурах. Рассол, предварительно охлажденный на замораживающей станции, по системе труб подают к замораживающим колонкам, которые опущены в пробуренные скважины. В последние годы для искусственного замораживания грунтов начали использовать новый хладагент — жидкий азот. Он обладает очень низкой температурой испарения. [43].

Выполненный анализ способов упрочнения неустойчивых грунтов оснований позволяет сделать вывод, что к настоящему времени разработано и внедрено большое количество способов, позволяющих решать различные инженерные задачи. Каждый из них имеет свои достоинства и недостатки, рекомендуется для определенных грунтовых условий и производственных возможностей его выполнения, т. е. имеет ограниченное применение.

Приведенная классификация способов улучшения свойств грунтов условна. Например, при усилении массива грунта при помощи свай, в зависимости от способа устройства и конструкции они могут применяться не только для уплотнения, но и играть роль несущих элементов, воспринимая нагрузки от сооружения. А перспективный сегодня способ усиления, который базируется на использовании буроинъекционных свай, сооруженных с применением напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва, обеспечивает уплотнение, закрепление грунта и возможность использовать их как несущие элементы.

1.2 Применение буроинъекционной технологии упрочнения грунтов оснований

Сегодня одним из наиболее перспективных способов усиления грунтов основания фундаментов зданий и сооружений, в том числе реконструируемых и восстанавливаемых, являются способы, которые базируются на использовании буроинъекционных свай. Накоплен большой практический опыт их использования, разработаны многочисленные рекомендации [3, 8, 10, 24, 29, 37, 55, 81, 89, 90, 94, 97–100, 103, 114, 109]. Основными преимуществами таких свай являются: высокая

скорость и низкая трудоемкость их выполнения; применение буроинъекционных свай исключает большой объем земляных работ, обеспечивает твердение бетона даже при отрицательных температурах.

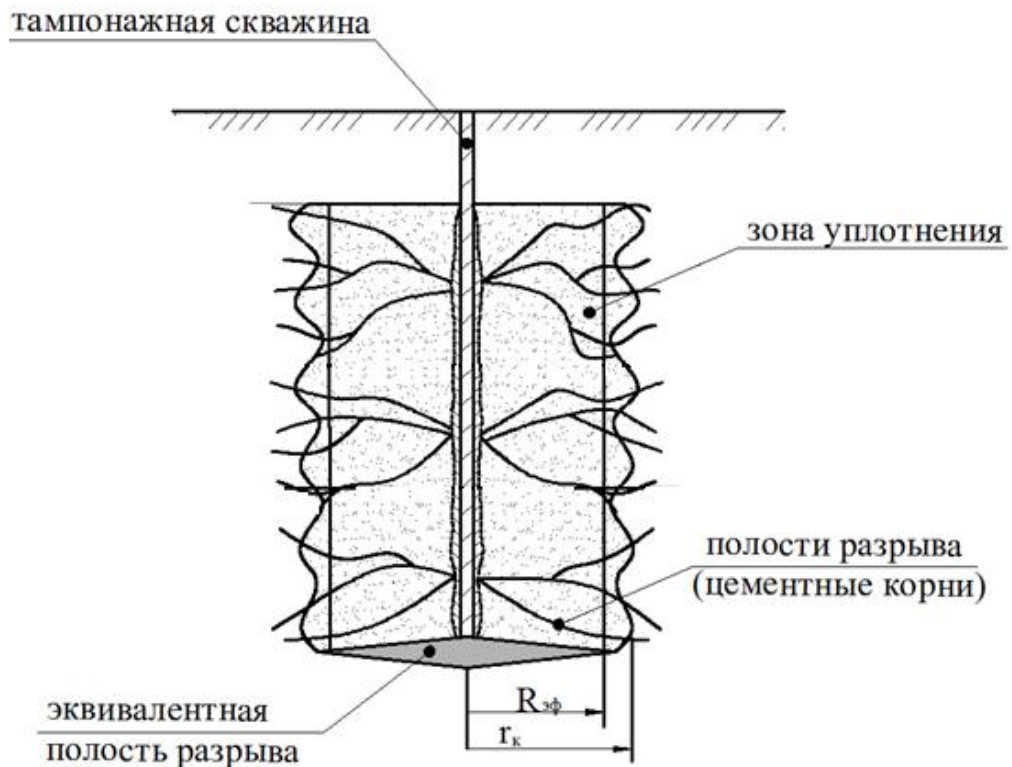
В последние годы в практике усиления грунтов оснований все шире используют буроинъекционные сваи, как вертикальные, так и наклонные. К настоящему времени такими сваями, сооруженными с применением напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва, усилены более тысячи оснований значимых памятников архитектуры, промышленных и гражданских сооружений [55, 60, 89, 90, 102, 108].

Инъекция раствора в режиме гидроразрыва, в отличие от режима пропитки, может применяться в различных грунтовых условиях, в том числе в песчаных, просадочных и пылевато-глинистых грунтах, с целью армирования массивов для повышения несущей способности улучшения свойств грунта, а также для прекращения осадок и деформаций объектов, вблизи которых ведутся геотехнические работы (проходка тоннелей, устройство котлованов, строительство новых заглубленных сооружений) [76].

Столь широкая применяемость способа буроинъекционного усиления и успешная его реализация в условиях слабых и других грунтов доказывает перспективность данной технологии.

Инъекционное упрочнение грунтов в режиме гидроразрыва впервые было предложено в середине 50-х годов XX века французской фирмой «Soletanche». Гидроразрыв — это процесс, при котором при достижении определенного давления в зоне нагнетания формируются полости разрывных нарушений, которые при заполнении их связующей композицией создают разветвленный армирующий каркас значительно, при правильном производстве инъекционных работ, повышающий устойчивость грунта [45].

Модель процесса инъецирования грунта раствором приведена на рисунке 1.12 [44, 47]. В зоне инъекций формируется область, с распространенными в ней полостями разрыва (корнями) и столб скважины, заполненный цементным раствором (рис. 1.12).



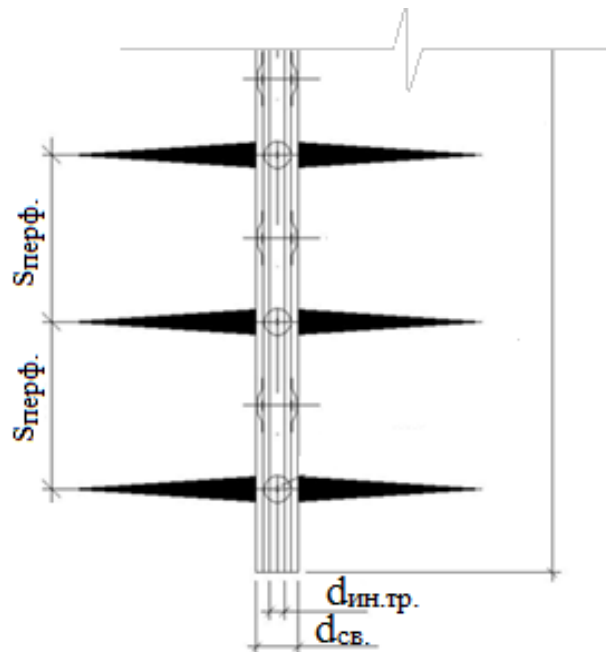
$R_{эф}$ — эффективный радиус;

r_k — максимальный радиус распространения раствора

Рисунок 1.12 — Модель процесса инъецирования грунта вязкопластичным раствором

Суть способа закрепления грунтов инъекцией растворов в режиме гидроразрыва заключается в управляемой поинтервальной по высоте инъекции раствора в грунт под высоким давлением через установленную в скважину перфорированную клапанную трубу или манжетную колонну. Труба по длине с определенным интервалом имеет отверстия, перекрытые с внешней стороны манжетами. Устройство трубы позволяет проводить инъекцию раствора на строго определенном уровне скважины. Манжетные колонны устанавливают после забуривания скважин на проектную глубину. Пространство между трубой и стенами скважины заполняют цементной или глиноцементной суспензией. После схватывания суспензии образуется обойма, надежно связывающая трубу с грунтом и препятствующая выходу инъецируемых растворов по контуру между трубой и грунтом. Инъекция раствора производится путем разрыва обоймы на заданном уровне скважины [38].

В конструктивном отношении сваи представляют собой металлические перфорированные трубы (рис. 1.13).



$s_{\text{перф.}}$ — шаг перфорации;

$d_{\text{ин.}}$ — диаметр инъектора;

$d_{\text{св.}}$ — диаметр сваи

Рисунок 1.13 — Конструкция буроинъекционной сваи

Известно, что в результате напорной цементации грунта улучшаются его свойства [47]:

- удельное сцепление уплотненного водонасыщенного глинистого грунта увеличивается в 1,45–2,0 раза;
- угол внутреннего трения — на 2–3°
- модуль деформации — в 1,3–1,8 раза.

Технология сооружения буроинъекционных свай известна и хорошо отработана [55, 89, 90, 93, 107]. Однако, постоянно растущие нагрузки, увеличение темпов строительства, снижение стоимости СМР вызывают необходимость совершенствования и дальнейшего развития технологии сооружения, методики проектирования параметров и нормативных документов для расчета несущей способности буроинъекционных свай.

1.3 Анализ методик расчета параметров упрочнения грунтов оснований фундаментов

На сегодняшний день известна методика проектирования параметров инъекционного упрочнения грунтов, разработанная Кирияком К. К. [27, 47]. Лабораторные исследования грунтов по данной методике должны включать определение следующих характеристик:

1. Коэффициент пористости грунтов;
2. Модуль общей деформации грунта;
3. Относительная деформация грунта при давлениях, соответствующих горному и нагнетания раствора;
4. Необходимая степень уплотнения грунта исходя из сравнения нормативных и фактических показателей коэффициента пористости и модуля общей деформации;
5. Давление, при котором следует проводить нагнетание. Расчет объемов нагнетания исходя из геометрии распространения закрепляющего раствора;
6. Максимальная степень уплотнения;
7. Максимальное расстояние распространения уплотняющего раствора;
8. Расстояние между скважинами, которое зависит от радиуса распространения закрепляющего раствора с учетом коэффициента запаса;
9. Объем закрепляющего раствора из одной скважины, общий объем нагнетания;
10. Горное давление весом грунта в естественном сложении;
11. Максимально допустимое давление нагнетания;
12. Давление, регистрируемое манометром насоса.

При упрочнении грунтов оснований фундаментов буроинъекционной технологией кроме технологических и геометрических параметров так же определяют несущую способность буроинъекционной сваи одним из приведенных способов:

– теоретический расчет по формулам нормативных документов [105, 106];

- по результатам лабораторных исследований, то есть физического моделирования;
- по результатам натурных исследований;
- по результатам исследований математической модели.

Как известно, в инженерной практике расчет несущей способности свай по табличным данным используется, по большей части, для ее предварительной оценки, поскольку имеет объективные причины несоответствия фактической (реальной) величине. Однако, при отсутствии результатов статических испытаний, этот расчет остается определяющим для выбора параметров свай и расчета свайных фундаментов, и потому повышение его точности также является актуальной задачей [55].

Свайные фундаменты рассчитываются на основании результатов инженерно-геологических изысканий, а также исходя из конструктивных и технологических особенностей, проектируемых или эксплуатируемых зданий.

Расчет свайных фундаментов и их оснований должен быть выполнен в соответствии с ГОСТ 27751 [15] по предельным состояниям:

- первой группы:
 - а) по прочности материала свай и свайных ростверков;
 - б) по несущей способности (предельному сопротивлению) грунта основания свай;
 - в) по потере общей устойчивости оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.), в том числе сейсмические, если сооружение расположено на откосе или вблизи него, или если основание сложено крутопадающими слоями грунта. Этот расчет следует производить с учетом конструктивных мероприятий, предусмотренных для предотвращения смещения проектируемого фундамента;
- второй группы:
 - а) по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;

б) по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов;

в) по образованию или чрезмерному раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

В общем случае несущую способность сваи F_d , работающей на вдавливающую нагрузку, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле [106]

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \text{кН}, \quad (1.1)$$

где γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.2 (см. СП 24.13330.2011 [106]);

A — площадь опирания на грунт сваи, м^2 , принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади сваи-оболочки нетто;

u — наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.3 (см. СП 24.13330.2011 [106]);

h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

γ_{cR}, γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице 7.4 (см. СП 24.13330.2011 [106]).

Однако, при устройстве буроинъекционных свай, расчет по данной формуле не может быть применен, так как в формуле не учитываются конструктивные особенности сваи — цементные уширения.

Выводы. Цель и задачи исследований. Общая методика исследований

1. Выполненный анализ способов упрочнения неустойчивых оснований позволяет сделать вывод, что сегодня одним из наиболее перспективных способов усиления грунтов основания фундаментов зданий и сооружений, в том числе реконструируемых и восстанавливаемых, являются способы, которые базируются на использовании буроинъекционных свай. Изготовление таких свай возможно в различных грунтовых условиях, в том числе в песчаных, просадочных и пылевато-глинистых грунтах.

2. Положительный опыт применения способа буроинъекционного усиления и успешная его реализация в условиях слабых грунтов вызывают необходимость совершенствования и дальнейшего развития технологии сооружения, методики проектирования параметров и нормативных документов для расчета несущей способности буроинъекционных свай.

3. Определение несущей способности буроинъекционной сваи возможно одним из способов: теоретический расчет по формулам нормативных документов; по результатам лабораторных исследований, то есть физического моделирования; по результатам натурных исследований; по результатам исследований математической модели. Теоретический расчет по формулам нормативных документов не может быть применен, так как в формуле не учитываются конструктивные особенности сваи — цементные уширения.

На основании проведенного анализа сформулирована **цель научных исследований** — обоснование несущей способности буроинъекционных свай при упрочнении грунтов основания фундаментов.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие **задачи**:

- выполнить анализ способов и методик проектирования упрочнения грунтов оснований;
- провести аналитические исследования свойств грунтов и несущей способности буроинъекционных свай;

- разработать методику лабораторного определения несущей способности буроинъекционных свай;
- провести натурные испытания несущей способности буроинъекционных свай;
- разработать методику проектирования параметров буроинъекционных свай и провести опытно-промышленные работы по упрочнению грунтов такими сваями.

Общая методика проведения исследований включает в себя анализ литературных источников, аналитические исследования несущей способности буроинъекционных свай, экспериментальные исследования степени упрочнения грунта; натурные испытания несущей способности свай; статистический и корреляционно-регрессионный анализ результатов исследований и данных опытно-промышленных работ.

ГЛАВА 2 АНАЛИТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ ГРУНТОВ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ

2.1 Анализ изменения свойств грунтов при эксплуатации строительных объектов

Многочисленные научные исследования и практический опыт эксплуатации промышленных и гражданских объектов показали, что грунты оснований претерпевают сложные процессы во времени и подвержены изменениям свойств под влиянием различных геологических и техногенных факторов [19, 49, 56, 88].

Установлено, что в процессе длительной эксплуатации строительных объектов в основаниях происходят:

- изменения напряженно-деформированного состояния;
- проявляются изменения глубины сжимаемой толщи грунта;
- происходит повышение влажности грунтов и подъем уровня грунтовых вод;
- наблюдается ухудшение водно-физических свойств и разуплотнение грунтов основания.

Наряду с уплотнением грунта в основании происходят и более сложные процессы, приводящие к изменению прочностных свойств грунта, что резко выражается в зависимости от времени действия нагрузки. Исследование природы деформаций песчано-глинистых грунтов показывает, что их прочность определяется прочностью межчастичных связей частиц грунта. Эти связи рассматриваются как сцепление, которое разделяется на две части. Часть сцепления, которая отображает способность частиц грунта вступать во взаимодействие между собой вследствие проявления молекулярных сил, называют первичным сцеплением. Вторая часть сцепления показывает суммарное влияние на прочность грунта многообразных процессов изменения физического состояния, минералогического и химического

состава грунта, протекающих на стадии диагенеза и называется сцеплением упрочнения. Именно эту часть сцепления следует рассматривать на стадии формирования искусственного основания.

Обычно в практике проектирования новых сооружений грунты оснований рассматриваются в статическом состоянии и выявленные при изысканиях свойства грунтов считаются неизменными.

Однако известно, что после возведения зданий и сооружений состояние грунтов значительно изменяется во времени эксплуатации объектов. Это указывает на необходимость строгого соблюдения правил эксплуатационного поддержания или реконструкции оснований.

Устройство фундаментов и прокладка коммуникаций нарушают гидрогеологические условия площадки застройки, происходит обжатие грунтов оснований нагрузкой от сооружения, что изменяет их физико-механические свойства.

Следовательно, в основании сооружений происходят изменения: естественного напряженного состояния грунта под влиянием дополнительного давления; природного сложения грунтов; гидрогеологического режима участка. В отличие от естественных, эти изменения в грунтах оснований следует относить к техногенным и осуществлять их прогнозирование на стадии проектирования и сооружения основания объекта.

Наряду с этим глубина сжимаемого массива грунта под фундаментом также претерпевает изменения. В настоящее время давление грунтов основания и деформацию его слоев определяют по теории линейно-деформируемого пространства. Однако существует целый ряд новых методов расчета сжимаемой толщи грунта с учетом временного фактора. [49]. Самое широкое распространение получил метод, согласно которому граница сжимаемой толщи находится на глубине, где выполняется условие

$$p_z \leq 0.1 p_0, \quad (2.1)$$

где p_z — дополнительное давление на глубине от подошвы фундамента;

p_0 — дополнительное давление на уровне подошвы фундамента.

Однако исследования фактической глубины сжимаемой толщи в основании фундаментов показали следующее:

- для полутвердых и тугопластичных суглинков сжимаемая толщина не превышает $2,2b$. Ее фактическая глубина возрастает пропорционально увеличению ширины подошвы фундаментов b ;
- чем больше глубина заложения подошвы фундамента, тем меньше глубина фактически сжимаемой толщи;
- фактическая глубина деформируемой толщи пропорциональна давлению; для жилых и общественных зданий (давление до 0.3 МПа) это зависимость линейная.

Влажность грунтов основания жилых и особенно промышленных районов по истечению некоторого времени после строительства повышается. Это явление связано с уплотнением застройки, покрытием больших площадей асфальтом, озеленением, нарушением естественного сложения грунтов при устройстве фундаментов, техногенными утечками и т. д. Нарушения сложившегося динамического равновесия в водном балансе в связи с застройкой территории, как правило, приводит к подъему уровня грунтовых вод, что отрицательно сказывается на свойствах грунтов [19, 20, 49].

Отметим, когда напластования грунтов не обладают хорошей водопроницаемостью, происходит подтопление территории, сопровождающееся деформациями зданий и сооружений. Важную роль здесь играют не только утечки из водонесущих коммуникаций, но и устройство водоёмов, каналов, накопителей и другие ирригационные мероприятия.

Повышение уровня грунтовых вод ведет к разуплотнению грунтов, что вызывает изменения коэффициента пористости и коэффициента фильтрации.

Модуль деформации, например, суглинков при обводнении снижается в 1.5–2 раза, а их сцепление снижается в 2–3 раза, угол внутреннего трения изменяется на $10\text{--}15^\circ$. Поэтому грунты основания, обладавшие достаточно высокой несущей способностью и низкой деформативностью при естественной влажности, после

подтопления превращаются в слабые разуплотненные грунты. Естественно, что в этих условиях фундаменты зданий проявляют повышенные деформации вплоть до разрушения [19, 25, 26, 84, 95].

Под действием геологических или техногенных процессов грунты оснований могут разуплотняться. К таким процессам относятся, например, суффозия, карстообразование, подъем уровня грунтовых вод. Этот факт подтверждается на практике при реконструкции оснований.

Разуплотнение грунта представляет собой физический процесс уменьшения его скелетной части. Причем процесс разуплотнения грунта имеет нарастающий характер, вплоть до полного разрушения минерального скелета грунта. При этом в зоне разуплотнения наблюдается дефицит объемного веса скелета грунта

$$\Delta\gamma_d = \gamma_{d_0} - \gamma_{d_1}, \quad (2.2)$$

где $\gamma_{d_0}, \gamma_{d_1}$ — объемный вес скелета грунта до и после разуплотнения соответственно.

Поэтому разуплотненный (или деконсолидированный) грунт характеризуется коэффициентом деконсолидации

$$k_d = \frac{\gamma_{d_0}}{\gamma_{d_1}}. \quad (2.3)$$

Коэффициент деконсолидации характеризует степень разуплотнения грунта, т. е. при $k_d > 1$ свойства грунта не удовлетворяют нормальной эксплуатации инженерного объекта и приводят к аварийным ситуациям. Очевидно, что коэффициент деконсолидации грунта имеет непосредственную связь со всеми его свойствами ($\gamma_{d_2}, n_2, e_2, E_2, C_2, \gamma_2$). Например, изменение пористости грунта может быть выражено через коэффициент пористости

$$e_2 = \frac{\gamma_s \cdot k_d}{\gamma_{d_0}} - 1, \quad (2.4)$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта.

Таким образом, за счет разуплотнения в грунте происходит образование дополнительной пустотности, а межчастичные связи ослабевают. Это позволяет выполнить инъекцию цементирующего раствора в режиме гидрорасчленения и восстановить начальную плотность грунта, т. е. обеспечить условие

$$k_{d_0} = k_{d_1}. \quad (2.5)$$

Если принять грунт изотропным, то процесс инъекции характеризуется радиусом и мощностью заходки h_1 . Поэтому суммарная мощность полости заполненной раствором

$$h_{\Sigma} = h_1 \left(\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \right). \quad (2.6)$$

Следовательно, условие достижения начальной плотности грунта за счет инъекционной консолидации имеет вид

$$h_{\Sigma} = h_1 \left(1 - \frac{k_{d_1}}{k_{d_0}} \right), \quad (2.7)$$

где k_{d_1} и k_{d_0} — коэффициент деконсолидации соответственно консолидированного и разуплотненного грунтов.

Это означает, что разуплотненные грунты основания могут реконструироваться инъекционным способом, который обеспечивает уплотнение грунта и повышение его прочности за счет формирования искусственных жесткокристаллических межчастичных связей.

2.2 Исследования ошибок, влияющих на деформационные свойства грунтов в основаниях фундаментов

Строительная отрасль, как и любая другая отрасль промышленности, характеризуется наличием аварийных ситуаций. К настоящему моменту наблюдениями установлено, что наружные стены, их стыки и соединительные элементы, кровли, балконы и входные козырьки, окна, конструкции подвалов и другие элементы зданий имеют значительные повреждения. Статистика показывает, что в 80% случаев строительных аварий с обрушением несущих конструкций объекта происходит в результате человеческих ошибок, а одной из основных причин аварий является потеря несущей способности основания фундаментов [4, 19, 71].

Вопрос несущей способности системы «основание-фундамент» особенно актуален для шахтерских регионов (например, Луганского, Шахтинского и др.), так как здесь на ее снижение существенное влияние оказывают подработки и ликвидации шахт [61].

Методика проведения исследований заключалась в обследовании зданий и статическом анализе их эксплуатационного состояния. Проведенный за период с 2000 по 2019 годы статистический геотехнический анализ результатов обследования более 180 промышленных, жилых и общественных зданий, находящихся в предаварийном и аварийном техническом состоянии, показал следующее [21]:

1. Главная причина аварийного состояния зданий связана со снижением несущей способности и надежности их систем «основание-фундамент» под воздействием различных природно-климатических и техногенных факторов в процессе строительства и в период эксплуатации объектов (87% обследованных зданий);

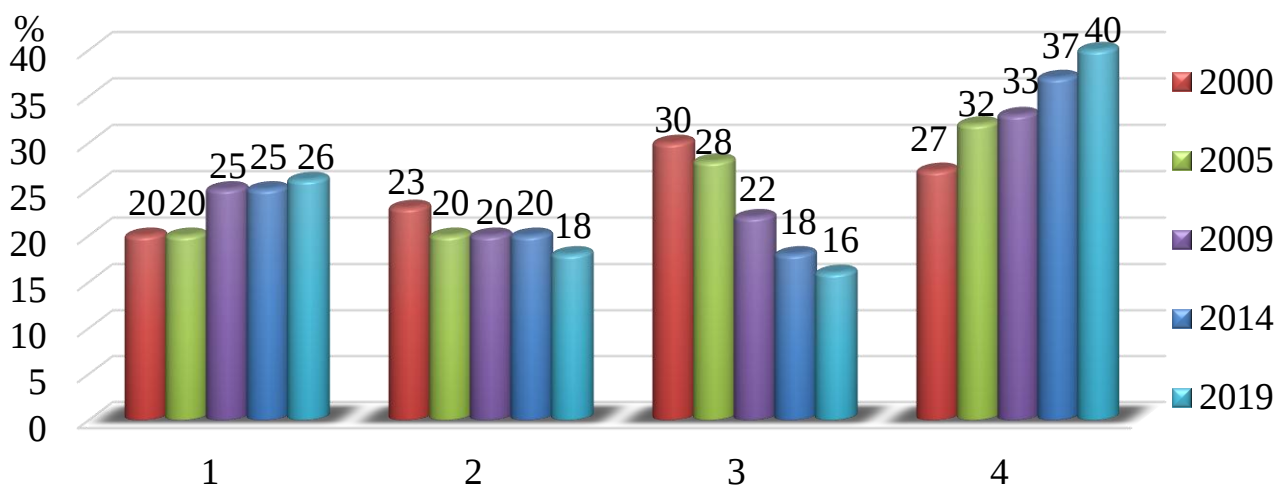
2. Снижение несущей способности системы «основание-фундамент» является следствием ошибок, допущенных:

- при инженерно-геологическом обосновании площадок проектируемого строительства объектов;
- при проектировании систем «основание-фундамент»;

– при производстве работ нулевого цикла, связанных, прежде всего, с качеством выполнения водоотводных мероприятий, подготовкой естественных и устройством искусственных оснований, возведением фундаментов;

– при эксплуатации объектов, связанных с водопонижением, подтоплением оснований фундаментов, утечками и аварийными сбросами из водопроводных коммуникаций, уплотнительной застройкой территорий, освоением подземного пространства, др.

Принимая ошибки, вызвавшие снижение несущей способности и надежности систем «основание-фундамент» обследованных объектов за 100%, покажем распределение этих ошибок по годам (рис. 2.1).



1 — при инженерно-геологическом обосновании площадок строительства;

2 — при проектировании оснований и фундаментов;

3 — при устройстве оснований и фундаментов;

4 — при эксплуатации систем «основание-фундамент»

Рисунок 2.1 — Диаграмма распределения ошибок

Из приведенной диаграммы (рис. 2.1) видно, что по состоянию на 2019 г., относительно 2000 г., соотношение долей допускаемых ошибок существенно изменилось:

– на стадии инженерно-геологического обоснования площадок строительства ошибки возросли на 30%;

- на стадии проектирования оснований и фундаментов существенных изменений не произошло;
- на стадии устройства оснований и фундаментов ошибки снизились на 46%;
- на стадии эксплуатации систем «основание-фундамент» ошибки увеличились на 48%.

Характерной особенностью систем «основание-фундамент», обследованных аварийных объектов является то, что за весь период их эксплуатации к системам практически не применялись какие-либо мероприятия, защищающие или предохраняющие их от снижения несущей способности и надежности. В результате невыполнения таких мероприятий под воздействием на системы различных природно-климатических и техногенных факторов в грунтах оснований фундаментов (наиболее слабой составляющей систем) развивались неравномерные осадочно-деформационные процессы, а сами здания и сооружения постепенно переходили в предаварийное и аварийное техническое состояние. Восстановление надежности систем таких зданий и сооружений потребовало значительных материальных, энергетических и финансовых затрат.

Переход объектов в предаварийное и аварийное состояние по причинам развития неравномерных осадочно-деформационных процессов в системе «основание-фундамент» (рис. 2.2) убедительно подтверждается техническим состоянием малоэтажных (до пяти этажей включительно) жилых домов [19].

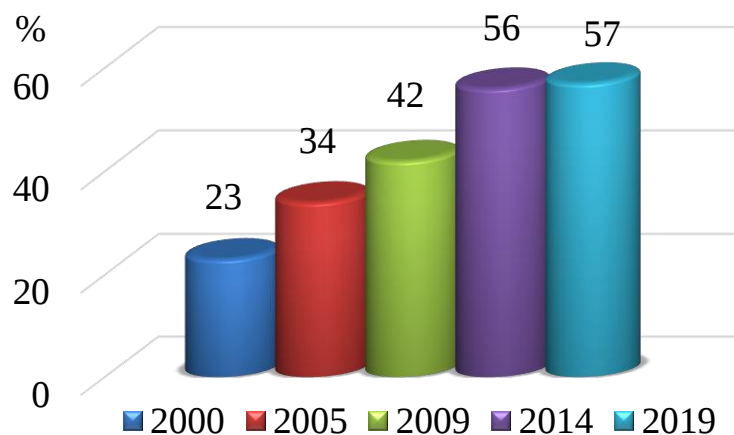


Рисунок 2.2 — Диаграмма перехода системы «основание-фундамент» малоэтажных домов в предаварийное и аварийное техническое состояние

Эксплуатационные ошибки, влияющие на несущую способность систем «основание-фундамент» и, следовательно, на техническое состояние зданий и сооружений, главным образом связаны с изменениями состояния и характеристик грунтов в результате уменьшения или увеличения их естественной влажности:

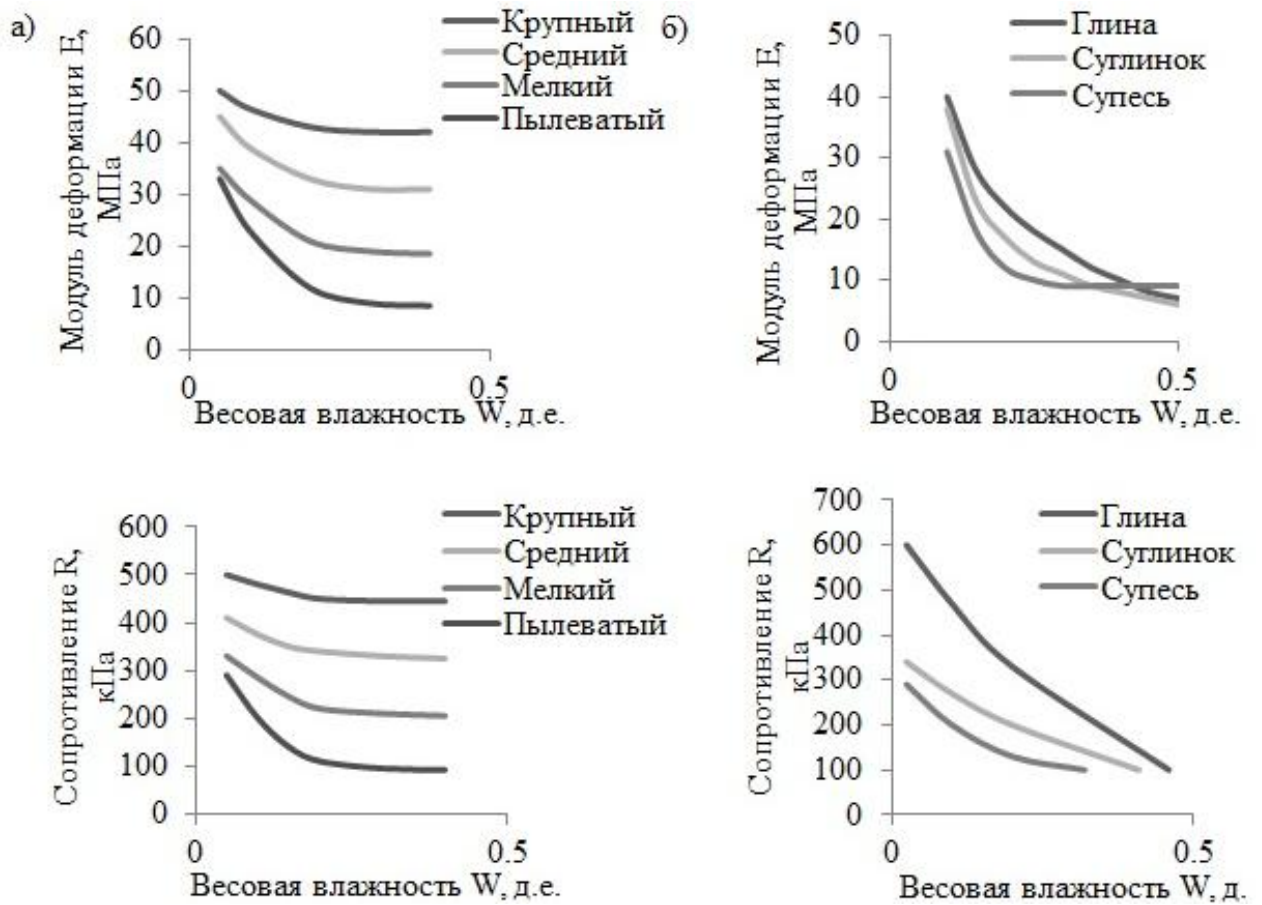
- нарушением на застраиваемой территории составляющих водного баланса;
- длительными во времени утечками и аварийными сбросами из подземных коммуникаций тепло-, водоснабжения и канализации, а также технологических трубопроводов, по причине их значительного физического износа (например, на отдельных территориях физический износ теплотрасс достигает до 70%);
- временными и постоянно действующими системами глубинного понижения уровня грунтовых вод на территориях промышленных предприятий.

В Луганском регионе, кроме перечисленных выше, распространённой причиной переувлажнения породного массива является затопление выработанного пространства ликвидированных шахт.

Наибольшее влияние подтопление оказывает на основания фундаментов сложенные просадочными, набухающими, пучинистыми и засоленными грунтами, а также на оползнеопасные склоны, закарстованные участки и подрабатываемые территории. Увеличение естественной влажности грунтов при подтоплении территории приводит:

- к изменению состояния и физико-механических характеристик грунтов;
- к повышению сжимаемости и уменьшению сопротивления грунтов сдвигу (рис. 2.3);
- к снижению устойчивости грунтов к воздействию отрицательных температур и вибродинамических нагрузок;
- к проявлению грунтами тиксотропных свойств и плавунности;
- к развитию оползневых и суффозионно-карстовых процессов.

Например, в основании Луганской городской больницы № 7 разведочным бурением и инженерно-геологическими исследованиями обнаружено разуплотнение грунтов, образовавшееся в результате увеличения их естественной влажности (рис. 2.4) [108].



а — для песков;

б — для аллювиальных глинистых (непросадочных) грунтов

Рисунок 2.3 — Общий вид зависимостей $E = f(w)$ и $R = f(w)$

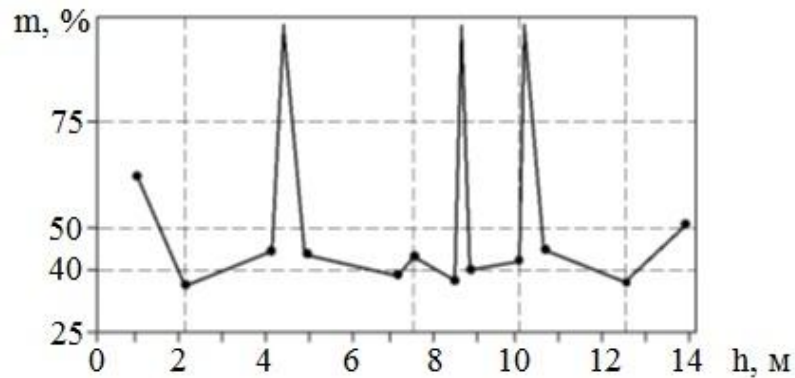


Рисунок 2.4 — График изменения пустотности грунтов по глубине скважин под зданием Луганской городской больницы № 7

Прямыми последствиями снижения несущей способности оснований являются неравномерные осадки и деформации системы «основание-фундамент»:

- образование и локальная концентрация дополнительных (неучтенных в проекте) напряжений в несущих конструкциях и узлах их сопряжения;
- развитие в несущих конструкциях и узлах их сопряжения осадочно-деформационных трещин;
- отклонение зданий от вертикали или крен, т. е. потерю его пространственной устойчивости;
- постепенный переход эксплуатируемых зданий в аварийное состояние.

В последние годы в Луганском регионе произошли значительные изменения водного режима вследствие действия многолетних циклических природно-климатических факторов и в результате влияния неблагоприятных техногенных условий. Прежде всего, эти изменения коснулись гидродинамического, физико-химического, биохимического и теплового режимов поверхностных и подземных вод.

Изменение режима грунтовых вод в ряде случаев стимулировало развитие опасных гидрогеологических процессов (подтопление городских и сельских территорий, промышленных площадок и сельскохозяйственных земель, загрязнение грунтовых вод и засоление плодородных почв) и инженерно-геологических процессов (просадки поверхности земли в результате фильтрационной консолидации грунта; оползневые процессы, провоцируемые избыточным увлажнением и подтоплением склоновых участков).

Развитие перечисленных явлений в густонаселенных районах с высокой концентрацией промышленных и энергетических объектов может привести к катастрофическим последствиям в виде ухудшения качественных показателей искусственных объектов (в том числе, возникновения аварийного состояния зданий) и природных комплексов, влияющих на социально-бытовые условия проживания людей и представляющих угрозу для их здоровья и жизни.

Рассмотрим влияние ликвидации шахт на техническое состояние объектов поверхности в Стахановском регионе. Ярким примером ухудшения технического состояния являются жилые здания, расположенные над старыми горными выработ-

ками шахт им. И. В. Чеснокова и «Брянковская». Для этих зданий характерны поврежденные фасады жилых зданий, деформированные оконные перемычки, разрушения каменных кладок стен и сеть многочисленных трещин [19, 88].

На примере аварийного дома № 9 по ул. Шевченко в г. Луганск можем увидеть результат замачивания грунтов основания. Участок, на котором расположен дом, находится в центральной части города. Территория в ходе строительства спланирована насыпными грунтами мощностью до 3 м. Геологический разрез вскрываемой толщи представлен обводненными суглинками, песками, дресвяными грунтами. В результате замачивания основания фундаментов сооружение претерпевало деформации, которые привели его в аварийное состояние.

Учитывая приведенный анализ, с участием авторов был разработан нормативный документ «Рекомендации по ликвидации аварий жилых зданий и объектов социального назначения» [19, 88].

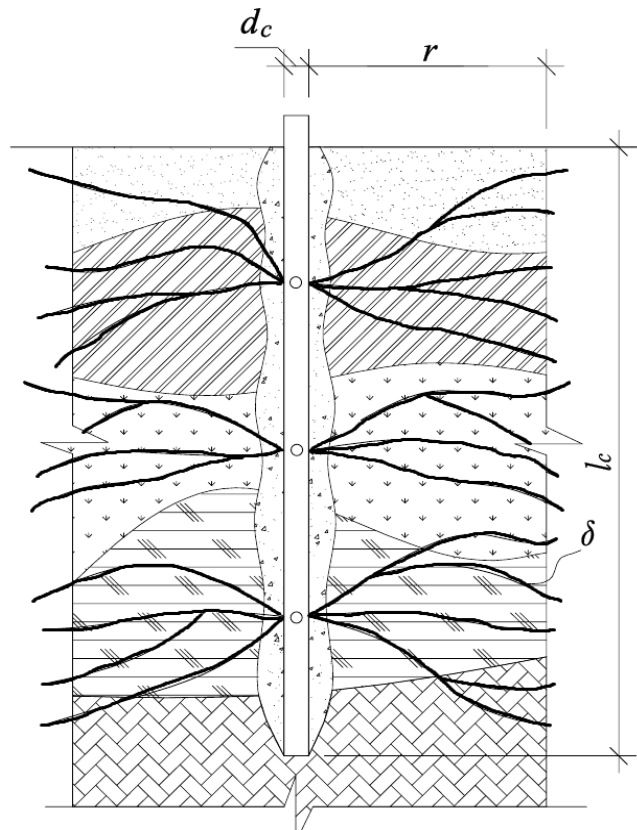
Следовательно, анализ ошибок, влияющих на несущую способность системы «основание-фундамент» показал, что основными являются ошибки на стадиях инженерно-геологического обоснования площадок строительства и эксплуатации систем «основание-фундамент». Эксплуатационные ошибки главным образом связаны с изменениями состояния и характеристик грунтов.

2.3 Общая конструкция и анализ несущей способности буроинъекционной сваи

Буроинъекционная свая представляет собой устроенную в грунт инъекционную трубу, через которую под давлением нагнетался цементный раствор. Напорная инъекция цементного раствора способствует формированию в грунте разнонаправленных каналов гидроразрыва. В результате чего в грунте образуется система из инъекционной трубы и цементных уширений. Эта система работает как единая.

Основными параметрами буроинъекционной сваи являются (рис. 2.5):

- диаметр d_c и длина рабочей поверхности l_c инъекционной трубы;
- радиус распространения r и раскрытие δ трещин гидроразрыва.



d_c — диаметр инъекционной трубы;

l_c — длина рабочей поверхности инъекционной трубы;

r — радиус распространения трещин гидроразрыва;

δ — раскрытие трещин гидроразрыва

Рисунок 2.5 — Основные параметры буроинъекционной сваи

Поскольку система полостей гидрорасчленения имеет хаотический характер, то целесообразно в расчетах заменить раскрытие трещины δ на эквивалентное раскрытие полости разрыва $h_э$, а радиус r распространения трещин гидроразрыва на эффективный радиус $R_э$ (рис. 2.6). Эти параметры вычисляются по формулам [28]

$$h_э = h \cdot \left(\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \right), \quad (2.8)$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости грунта, рассчитываемые по формулам

$$e_1 = \frac{\gamma_s}{\gamma_1} - 1, \quad (2.9)$$

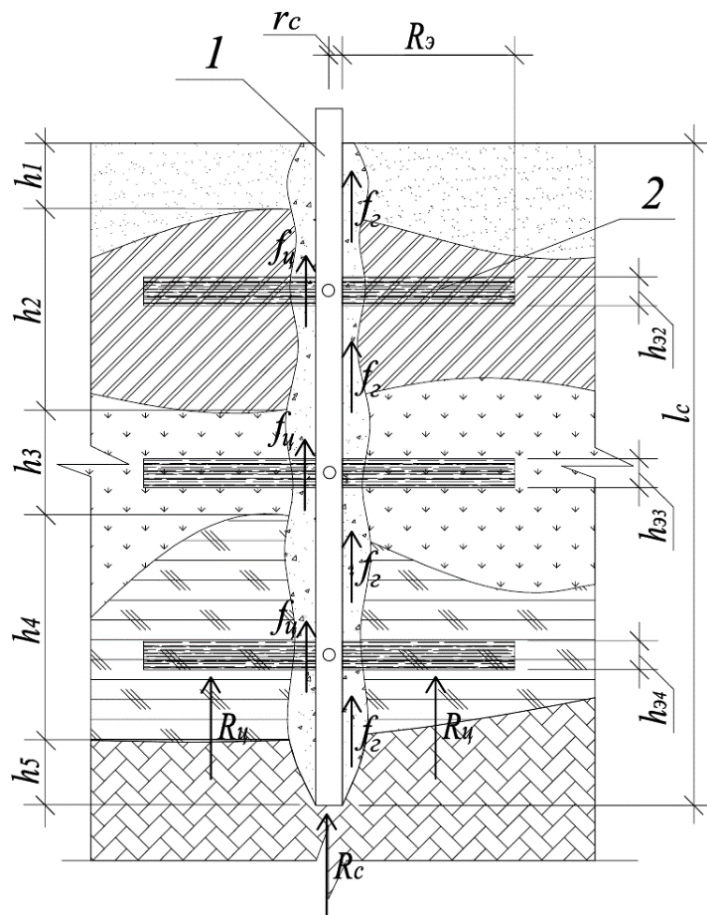
$$e_2 = \frac{\gamma_s}{\gamma_2} - 1, \quad (2.10)$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта, кН/см³,

γ_1, γ_2 — объемный вес скелета грунта до и после консолидации;

$$R_3 = r_k - \frac{(P_3 - P_k)(r_k - r_c)}{P_c - P_k}, \quad (2.11)$$

где r_k — максимальный радиус распространения раствора при перепаде давления в канале гидроразрыва $\Delta P = P_c - P_k$, Па;



1 — инъекционная труба;

2 — цементное уширение

Рисунок 2.6 — Расчетная схема буроинъекционной сваи

$P_э$ — эффективное давление раствора на стенки канала разрыва, соответствующее эффективному радиусу $R_э$, рассчитываемое по формуле, Па

$$P_э = \frac{h_э \cdot (1 + e_1)}{h \cdot m_0}; \quad (2.12)$$

$P_к$ — давление раствора на стенки канала разрыва, соответствующее максимальному радиусу r , Па;

P_c — давление раствора на стенки канала разрыва у ствола скважины, Па;

r_c — радиус инъекционной трубы, м.

Отметим, что эффективный радиус на практике в суглинках и песках составляет 0,5–1,2 м.

Учитывая, что свая представляет собой систему из инъекционной трубы и цементных уширений, силы сопротивления под нижним концом — это сумма сил сопротивления под нижним концом сваи R_c и под цементными уширениями $R_ц$ (рис. 2.6).

Расчетные силы сопротивления под нижним концом сваи

$$R_c = \gamma_{cR} \cdot R \cdot A = \gamma_{cR} \cdot R \cdot \pi \cdot r_c^2. \quad (2.13)$$

При расчете сил сопротивления под цементными уширениями необходимо учесть, что не по всей длине сваи есть уширения (поэтому вводим коэффициент постели)

$$R_ц = \gamma_{cR} \cdot R \cdot A \cdot k_п = \gamma_{cR} \cdot R \cdot \pi \cdot (R_э - r_c)^2 \cdot k_п, \quad (2.14)$$

где $k_п$ — коэффициент постели для инъекционного раствора

$$k_п = \frac{\sum h_{эi}}{l_c}. \quad (2.15)$$

Силы сопротивления на боковой поверхности сваи так же состоят из двух частей: сопротивление грунта и сопротивление цементного раствора.

В результате напорной цементации обводненный грунт консолидируется и упрочняется на 10–20%. Поэтому силы сопротивления грунта на боковой поверхности сваи

$$f_{\Gamma} = u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_{\Gamma i} (h_i - h_{\text{э}i}) \cdot k_{k_i} = u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_{\Gamma i} \cdot h_{\Gamma i} \cdot k_{k_i}, \quad (2.16)$$

где k_{k_i} — коэффициент консолидации в i -том слое грунта

$$k_{k_i} = \frac{\gamma_{2i}}{\gamma_{1i}}. \quad (2.17)$$

Силы сопротивления цемента на боковой поверхности сваи

$$f_{\text{ц}} = u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_{\text{ц}i} \cdot h_{\text{э}i}. \quad (2.18)$$

На основании выше сказанного можем сделать вывод, что несущая способность буроинъекционной сваи состоит из четырех слагаемых и рассчитывается по формуле

$$F_d = \gamma_c (R_c + R_{\text{ц}} + f_{\Gamma} + f_{\text{ц}}), \quad (2.20)$$

$$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{cR} \cdot R \cdot \pi (r_c^2 + k_{\text{п}} \cdot (R_{\text{э}} - r_c)^2) + \\ + \gamma_c \cdot u \cdot \left(\sum \gamma_{cf} \cdot f_{\Gamma i} \cdot h_{\Gamma i} \cdot k_{k_i} + \sum \gamma_{cf} \cdot f_{\text{ц}i} \cdot h_{\text{э}i} \right), \quad (2.21)$$

где γ_c — коэффициент условий работы сваи;

γ_{cR} , γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта, соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи.

R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;

r_c — радиус инъекционной трубы, м;

$R_э$ — эффективный радиус, м;

k_n — коэффициент постели для инъекционного раствора;

u — наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

$f_{эi}$ — расчетное сопротивление i -ого слоя грунта на боковой поверхности, кПа;

$h_{эi}$ — толщина i -ого слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

k_{ki} — коэффициент консолидации i -го слоя грунта;

$f_{цi}$ — расчетное сопротивление i -ого слоя цементного раствора на боковой поверхности, кПа;

$h_{эi}$ — эквивалентная полость раскрытия трещин гидроразрыва в i -том слое грунта, м.

Предложенная новое выражение для расчета несущей способности буроинъекционной сваи учитывает ее конструктивные особенности, а именно: наличие цементных уширений и их совместную работу с инъекционной трубой и консолидированным грунтом.

Выводы

1. Анализ изменения свойств грунтов при эксплуатации строительных объектов позволяет сделать вывод, что под влиянием различных геологических и техногенных факторов в основаниях происходят: изменения напряженно-деформированного состояния; проявляются изменения глубины сжимаемой толщи грунта; происходит повышение влажности грунтов и подъем уровня грунтовых вод; наблюдается ухудшение водно-физических свойств и разуплотнение грунтов основания.

2. Разуплотненные грунты основания могут реконструироваться инъекционным способом, который обеспечивает уплотнение грунта и повышение его прочности за счет формирования искусственных жесткокристаллических межчастичных связей.

3. Исследования ошибок, влияющих на деформационные свойства грунтов в основаниях фундаментов, показал, что основными являются ошибки на стадиях инженерно-геологического обоснования площадок строительства и эксплуатации систем «основание-фундамент». Эксплуатационные ошибки главным образом связаны с изменениями состояния и характеристик грунтов.

4. Буроинъекционная свая представляет собой устроенную в грунт инъекционную трубу, через которую под давлением нагнетается цементный раствор. Напорная инъекция цементного раствора способствует формированию в грунте разнонаправленных каналов гидроразрыва. В результате чего в грунте образуется система из инъекционной трубы и цементных уширений. Эта система работает как единая.

5. Получено новое выражение для расчета несущей способности буроинъекционной сваи с учетом совместной работы трубы, цементных уширений и консолидированного грунта. При расчете силы сопротивления под нижним концом рассматриваются как сумма сил сопротивления под нижним концом сваи и под цементными уширениями, а силы сопротивления на боковой поверхности сваи как сумма сил сопротивления грунта и цементного раствора.

Результаты научных исследований по главе 2 опубликованы в печатных работах [21, 22, 23, 40].

ГЛАВА 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТОСПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ

3.1 Физическое моделирование работы буроинъекционной сваи

Главной характеристикой сваи является несущая способность. Наиболее широко используемым методом её определения является испытание свай статической вдавливающей нагрузкой [8, 79]. Наряду с этим также существует метод выдергивания. Несущую способность буроинъекционных свай обычно определяют с помощью натурных испытаний [16]. Сооружение таких свай в целях эксперимента в реальных масштабах дорогостояще. Поэтому для изучения работы буроинъекционной сваи целесообразно создать ее физическую модель [35].

Целью физического моделирования работы буроинъекционной сваи является изучение ее несущей способности на модели.

Несущая способность буроинъекционной сваи определялась с помощью лабораторных испытаний модели методом выдергивания. Применение рассматриваемого лабораторного метода выполнено впервые.

Для проведения физического моделирования были соблюдены геометрическое и динамическое подобия [34]. Геометрическое подобие предусматривает условие, когда все линейные размеры сваи в натурных условиях пропорционально относятся к соответствующим размерам модели

$$\frac{l_n}{l_m} = a = const, \quad (3.1)$$

где l_n — размеры сваи в натурных условиях, см;

l_m — размеры модели, см;

a — линейный масштаб (масштаб длин).

Инъекционные трубы, которые применяются в натурных условиях, имеют диаметр 150 мм, а диаметр трубки модели — 12 мм. Поэтому линейный масштаб равен

$$a = \frac{d_{\text{CH}}}{d_{\text{CM}}} = 12,5, \quad (3.2)$$

где d_{CH} — диаметр инъекционной трубы в натурных условиях, см;

d_{CM} — диаметр трубки модели, см.

Динамическое подобие предусматривает соблюдение следующего условия: в любой точке модели действует сила, аналогичная по своей природе и по направлению силе в соответствующей точке в натурных условиях

$$a_F = \frac{F_{\text{H}}}{F_{\text{M}}} = \text{const}, \quad (3.3)$$

где a_F — масштаб сил;

F_{H} — сила в натурных условиях, кН;

F_{M} — сила на модели, кН.

Установим связь между линейным масштабом и масштабом сил.

По условию постановки эксперимента нормальные напряжения, возникающие в модели и в натурных условиях, равны между собой

$$\sigma_{\text{H}} = \sigma_{\text{M}}, \quad (3.4)$$

где σ_{H} и σ_{M} — нормальные напряжения, возникающие в натурных условиях и в модели, кН/см².

Нормальное напряжение определяется по формуле

$$\sigma = \frac{F_{\text{max}}}{S_{\text{раб}}} = \frac{F_{\text{max}}}{\pi \cdot d \cdot l}, \quad (3.5)$$

где F_{max} — максимальная нагрузка, которую может выдержать свая, кН;

$S_{\text{раб}}$ — рабочая поверхность сваи, см²;

l — длина сваи, см.

Из выражений, приведенных выше, следует, что

$$\frac{F_{max_H}}{\pi \cdot d_H \cdot l_H} = \frac{F_{max_M}}{\pi \cdot d_M \cdot l_M}. \quad (3.6)$$

Следовательно, необходимо учесть соотношение сил на модели и в натуральных условиях

$$F_{max_H} = F_{max_M} \cdot a^2. \quad (3.7)$$

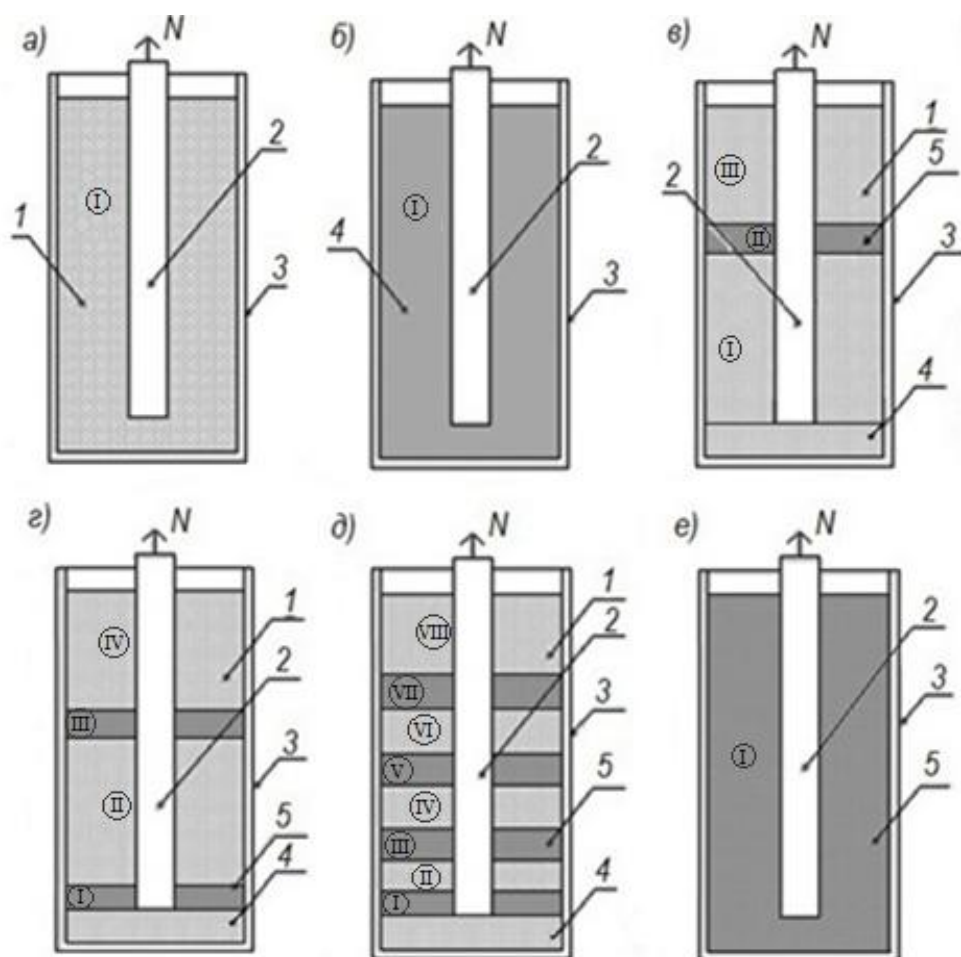
Видно, что силы на модели должны быть в 156,25 раз меньше, чем силы в натуральных условиях.

Сущность новой методики определения несущей способности буроинъекционной сваи заключается в лабораторных испытаниях новых моделей методом выдергивания с помощью прибора с высокой точностью — ИПМ-23; получении результатов исследований и их статистической обработке.

Планирование эксперимента проводилось с учетом полного факторного анализа [30]. Были учтены следующие факторы влияния: коэффициент постели цементного раствора и модуль деформации материала.

Для исследования работы буроинъекционной сваи применялись 6 видов моделей. Схемы этих моделей приведены на рисунке 3.1. Каждый вид изготавливался и испытывался больше трех раз. Полученные результаты были статистически обработаны.

Непосредственно исследования проводились с помощью измерительного прибора ИПМ-23 — измеритель прочности металлов (рис. 3.2). С его помощью была обеспечена вертикальная выдергивающая нагрузка и зафиксированы показания в момент срыва сваи с устойчивого положения при помощи измерительного датчика. Прибор состоит из крепежного узла, нагружающей балки, индикатора нагрузки, подающего нагрузку механизма, электронной системы. Схема его работы приведена на рисунке 3.3.



а–е — модели №№ 1–6 соответственно;

1 — разуплотненный глинистый грунт;

2 — свая;

3 — резервуар;

4 — уплотненный глинистый грунт;

5 — цементно-песчаный раствор;

N — выдергивающая сила

Рисунок 3.1 — Схемы моделей буроинъекционных свай

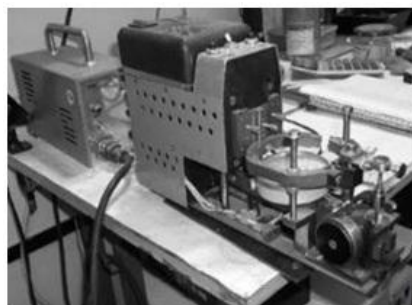
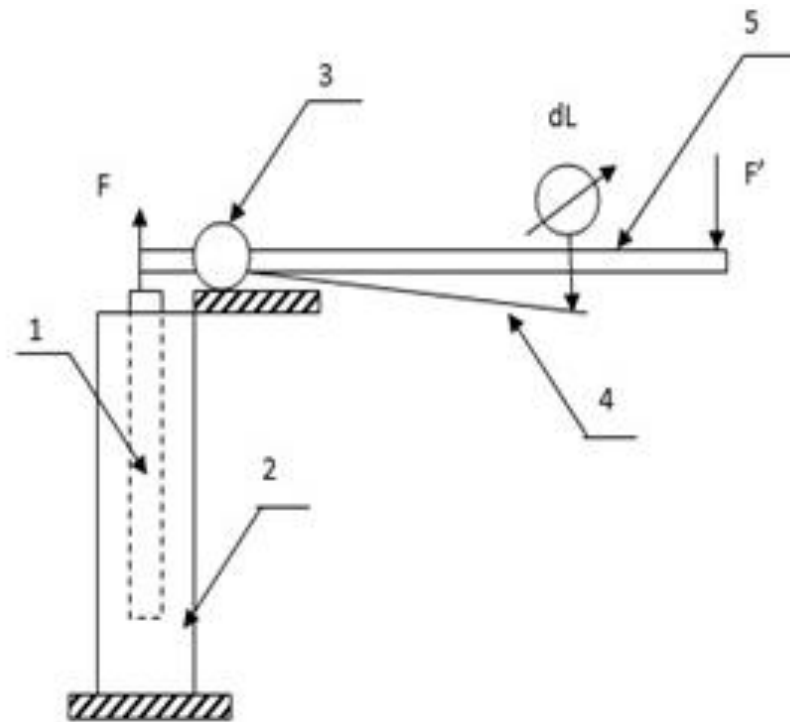


Рисунок 3.2 — Измерительный прибор ИПМ-23



- 1 — свая;
- 2 — резервуар;
- 3 — шарнир опирания;
- 4 — балка индикатора;
- 5 — нагружающая балка

Рисунок 3.3 — Схема работы прибора ИПМ-23

Для моделирования работы сваи в грунте были применены следующие материалы: металлические трубки длиной 300 мм, диаметром 12 мм и толщиной стенки 2 мм; глинистый грунт естественной влажности; цемент марки ПЦ П/А-III-400; песок высушенный; цилиндрический резервуар. В металлической трубке для обеспечения жесткого сцепления с узлом крепления прибора ИПМ-23 был сконструирован узел крепления модели сваи с измерительным прибором. С помощью данного узла крепления было обеспечено жесткое и прочное соединение с нагружающей балкой.

Готовая к эксперименту модель сваи приведена на рисунке 3.4.

Исходные данные моделей и статистически обработанные результаты исследований [30] приведены в таблице 3.1.



Рисунок 3.4 — Готовая к эксперименту модель сваи

Таблица 3.1 — Исходные данные моделей и результаты исследований

№ модели	Длина рабочей части трубки, см	Диаметр трубки, см	№ слоя	Мощность слоя, см	Модуль деформации материала, МПа	Показания прибора, Δl мм
1	22,2	12	I	22,2	21	0,002
2	22,2	12	I	22,2	28	0,010
3	22,2	12	I	12,0	21	0,015
			II	2,7	14000	
			III	7,5	21	
4	22,2	12	I	2,7	14000	0,019
			II	10,0	21	
			III	2,0	14000	
			IV	7,5	21	

Продолжение таблицы 3.1

№ мо- дели	Длина рабо- чей части трубки, см	Диаметр трубки, см	№ слоя	Мощность слоя, см	Модуль дефор- мации матери- ала, МПа	Показания прибора, Δl мм
5	22,2	12	I	2,2	14000	0,032
			II	2,7	21	
			III	1,9	14000	
			IV	2,1	21	
			V	2,5	14000	
			VI	3,9	21	
			VII	1,9	14000	
			VIII	5,0	21	
6	22,2	12	I	22,2	14000	0,052

Определим максимальную нагрузку, которую может выдержать свая, исходя из выражений для определения нормального напряжения. Поскольку деформационный процесс развивается по длине сваи, то нормальное напряжение можно определить по формуле

$$\sigma = \frac{\Delta l}{l} \cdot E, \quad (3.8)$$

где Δl — абсолютная деформация, мм;

l — длина стержня, мм;

E — модуль деформации грунта, МПа.

Следовательно, максимальная нагрузка, которую может выдержать свая, равна

$$F_{max} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E \cdot \pi \cdot d \cdot l. \quad (3.9)$$

Для сваи, работающей в различных слоях грунта, максимальная нагрузка определяется по следующей формуле

$$F_{max} = \frac{\Delta l \cdot \pi \cdot d}{l} \cdot \sum_{i=1}^n E_i \cdot l_i, \quad (3.10)$$

где l_i — мощность i -го слоя, мм;

E_i — модуль деформации грунта i -го слоя, МПа.

Введем коэффициент постели для инъекционного раствора и коэффициент постели грунта

$$k_{\pi} = \frac{l_{\pi}}{l}, \quad (3.11)$$

$$k_{\pi r} = 1 - k_{\pi}, \quad (3.12)$$

где l_{π} — мощность слоев цементного раствора, мм.

Окончательно получаем формулу для расчета максимальной нагрузки, которую может выдержать буроинъекционная свая

$$F_{max} = \Delta l \cdot \pi \cdot d \cdot (k_{\pi} \cdot (E_{\pi} - E_r) + E_r), \quad (3.13)$$

где E_{π} и E_r — модуль деформации цементного раствора и грунта, МПа.

По данным таблицы 3.1 рассчитываем коэффициент постели цементного раствора и несущую способность свай, результаты вносим в таблицу 3.2.

В соответствии с СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» [106] одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.14)$$

где N — нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

F_d — несущая способность сваи, кН;

γ_k — коэффициент надежности по грунту, в случае определения предельной нагрузки по результатам испытаний принимается равным 1,2.

Полученные результаты исследования позволили установить зависимость абсолютной деформации в момент срыва сваи от коэффициента постели (рис. 3.5). Эта зависимость имеет нелинейный характер.

Таблица 3.2 — Коэффициент постели цементного раствора и несущая способность свай

№ модели	Коэффициент постели цементного раствора k_n , д. ед.	Максимальная нагрузка на сваю $F_{\max}$, кН	Несущая способность сваи с учетом коэффициент надежности по грунту N , кН
1	0	0,0158	0,0132
2	0	0,1055	0,0879
3	0,122	9,7578	8,1315
4	0,212	21,3670	17,8058
5	0,383	64,8091	54,0076
6	1	274,3104	228,5920

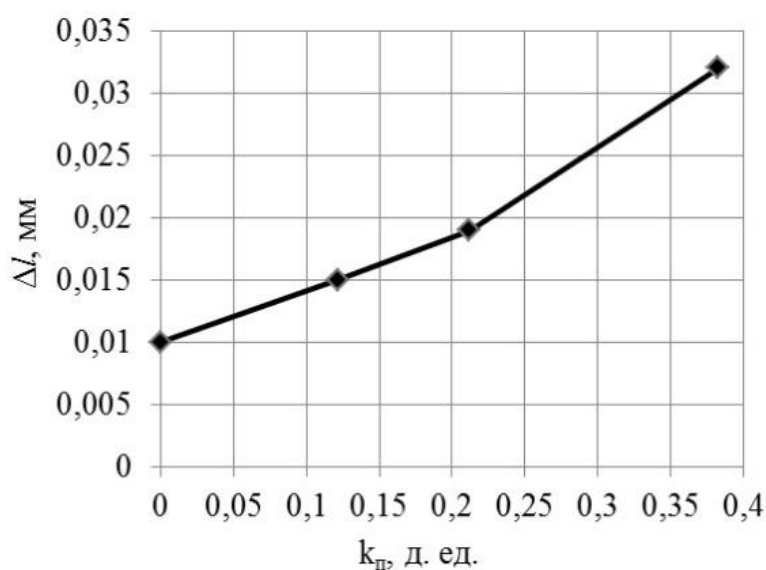


Рисунок 3.5 — График зависимости абсолютной деформации в момент срыва сваи от коэффициента постели

Также по результатам исследований получена зависимость несущей способности сваи от коэффициента постели цементного раствора (рис. 3.6). Эта зависимость имеет нелинейный характер и описывается полиномиальной функцией

$$y = 537 \cdot x^3 + 14 \cdot x^2 + 57 \cdot x.$$

Коэффициент корреляции равен: $R = 0,984$.

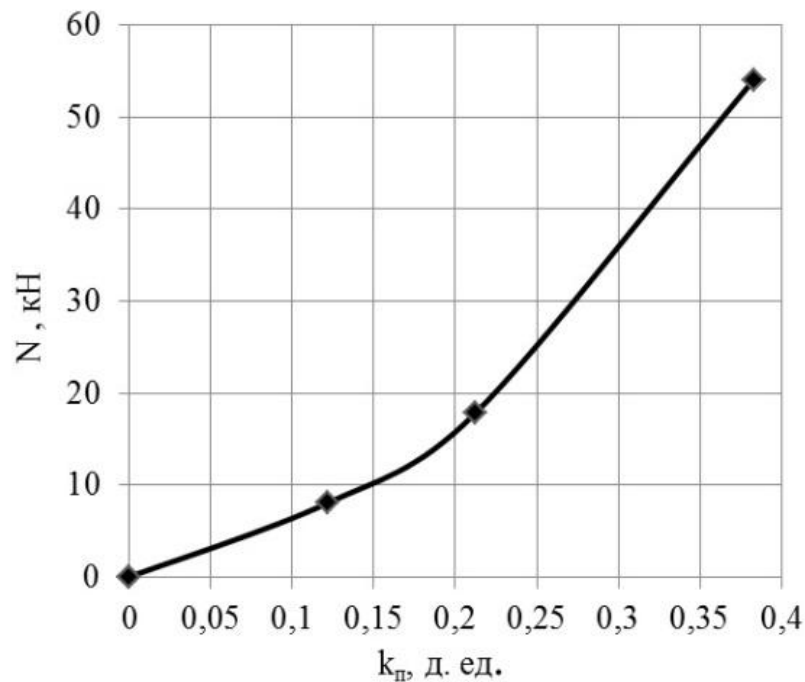


Рисунок 3.6 — График зависимости несущей способности сваи от коэффициента постели цементного раствора

Таким образом, установлена нелинейная зависимость несущей способности сваи от коэффициента постели цементного раствора. При увеличении коэффициента постели цементного раствора с 0,122 до 0,212 и 0,383 несущая способность сваи увеличивается в 2,2 и 6,6 раза соответственно, что соответствует строительным требованиям.

3.2 Инженерно-геологические условия и методика проведения натурных испытаний

Свайное поле для натурных испытаний выполнено на площадке, расположенной в центральной части города Севастополя, для строительства объекта: «Встроенный торговый комплекс с 16-этажным жилым домом» по ул. Капитанская».

Согласно данным о инженерно-геологических изысканиях в месте устройства свайного основания грунтовые условия характеризуются следующим составом:

- ИГЭ 1 — насыпной грунт из суглинка, щебня и глыб известняка, строительных отходов, грунт разнородный по составу;
- ИГЭ 2 — суглинок полутвёрдый с дресвой и щебнем известняка;
- ИГЭ 3а — глина полутвёрдой и твёрдой консистенции, карбонатная;
- ИГЭ 3 — глина зеленовато-бурая, твердая и полутвердая, плотная, иногда с тонкими прослоями известняка, набухающая, давление набухания 2,5 кгс/см²;
- ИГЭ 4а — известняк очень слабый, выщелоченный до карбонатно-глинистого грунта, с прослоями и линзами глины;
- ИГЭ 4 — известняк очень низкой прочности с прослоями малопрочного и линзами глины;
- ИГЭ 5 — известняк серого цвета кавернозный малопрочный.

Нормативные и расчетные характеристики грунтов основания представлены в таблице 3.3. Фундамент здания — монолитный железобетонный ростверк толщиной 1,2 м на буроинъекционных сваях длиной 5,4 м (рис. 3.7).

В конструктивном отношении сваи представляют собой металлические перфорированные трубы диаметром 89 мм с толщиной стенки 10 мм (рис. 3.8). Предусмотрены уширения в нижней части свай с шагом 1,0 м, которые выполняются за счет нагнетания цементно-силикатного раствора через перфорацию в трубах под давлением 0,6–0,8 МПа. Также под давлением выполняется укрепительная цементация цементно-песчаным раствором с доведением диаметра свай до 250 мм.

Таблица 3.3 — Сводная инженерно-геологическая колонка с нормативными и расчетными значениями показателей свойств грунтов и их классификацией по разработке

Геологический индекс	Литологический разрез, номер слоя	Наименование грунта	Нормативные значения							Расчетные значения						Предел прочности на од-ноосное сжатие, МПа	Категория грунта по сей-смическим свойствам	Порядковый номер классифи-кации грунта	
			Плотность грунта, г/см³	Влажность, %	Коэффициент пористо-сти	Предел прочно-сти на одноосное сжатие, МПа / (кгс/см²)		Угол внутреннего трения, град.	Удельное сцепление, кПа	Модуль деформаций, МПа	Удельный вес кН/м³		Удельное сцепление, кПа		Угол внутреннего трения, град.				
						в воздушном состоянии	в водонасы-щенном со-стоянии												
																			ρ _n
tQ ₄	1	Насыпной грунт из суглинка, щебня и глыб известняка, строительных отходов, грунт разнородный по составу	1,85	Не нормируется							18,5±0,3		–		–		–	IV	26-а
dQ ₃₋₄	2	Суглинок полутвёрдый с дресвой и щебнем известняка	1,95	26,5	0,774	–	–	20	24	15	19,5±0,2		23		19		–	II	35-г
NiS ₂	3а	Глина полутвёрдой и твёрдой консистен-ции, карбонатная	1,82	24,0	0,857	–	–	19	28	13	18,2±0,3		24	28	17		–	II	8-д
	3	Глина зеленовато-бурая, твердая и по-лутвердая, плотная, иногда с тонкими про-слоями известняка. Глина набухающая, дав-ление набухания 2,5 кгс/см²	1,93	29,6	0,832	–	–	18° 30'	48	19	19,3±0,3		31		16°30'		–	II	8-д
	4а	Известняк очень слабый, выщелоченный до карбонатно-глинистого грунта, с прослоями и линзами глины	1,85	–	–	–	–	17	24	10	18,5±0,2		16	24	15		–	II	16-а
	4а	Известняк очень низкой прочности с про-слоями малопрочного и линзами глины	2,18	–	–	–	–	32	72	65	21,8±0,2		68		29		–	II	16-а — 60% 16-б — 40%
	5	Известняк серого цвета кавернозный мало-прочный.	2,32	–	–	–	–	–	–	–	23,2±0,4		–		–		16,3	II	16-б

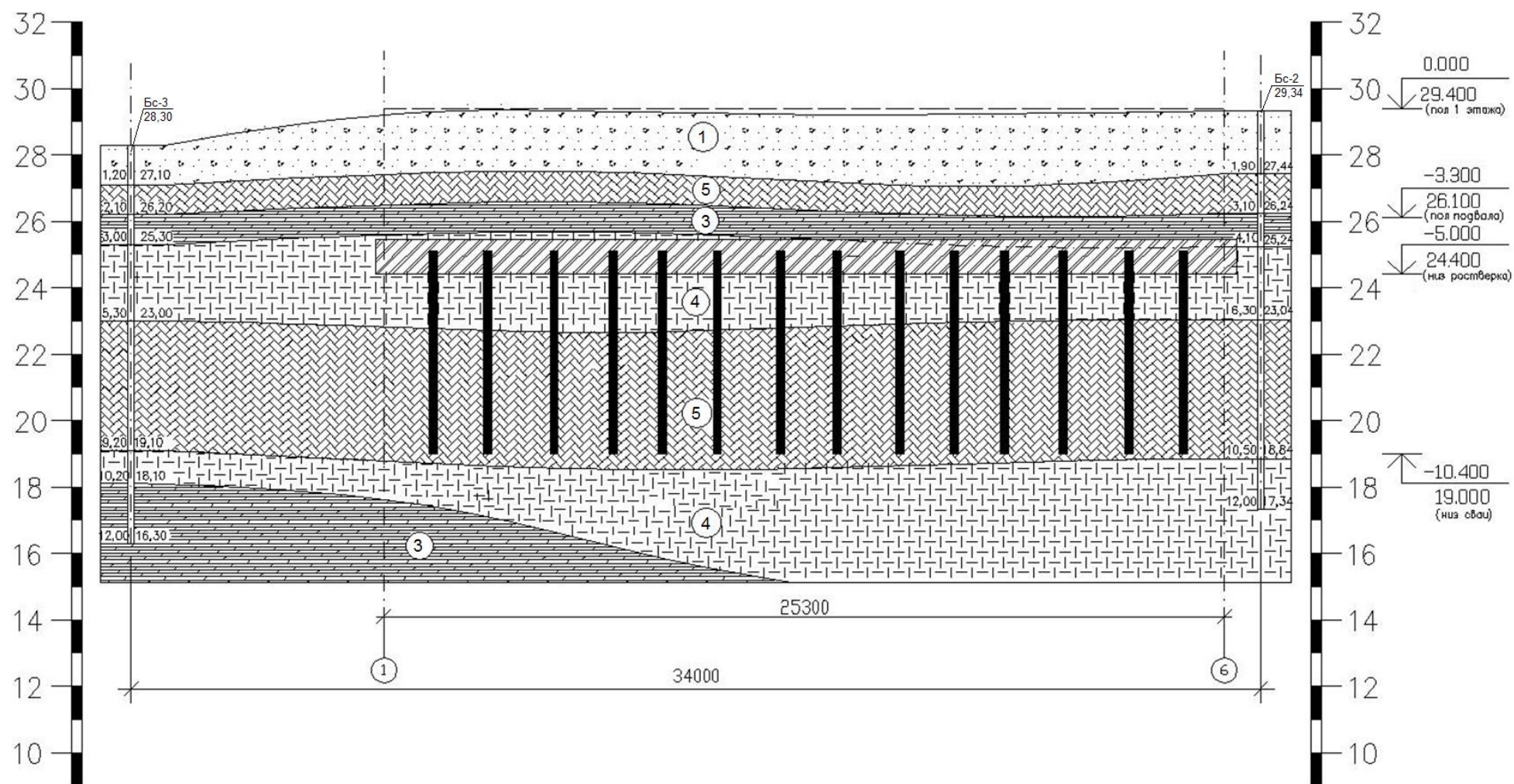


Рисунок 3.7 — Расположение свай и посадка фундамента здания на геологическом разрезе

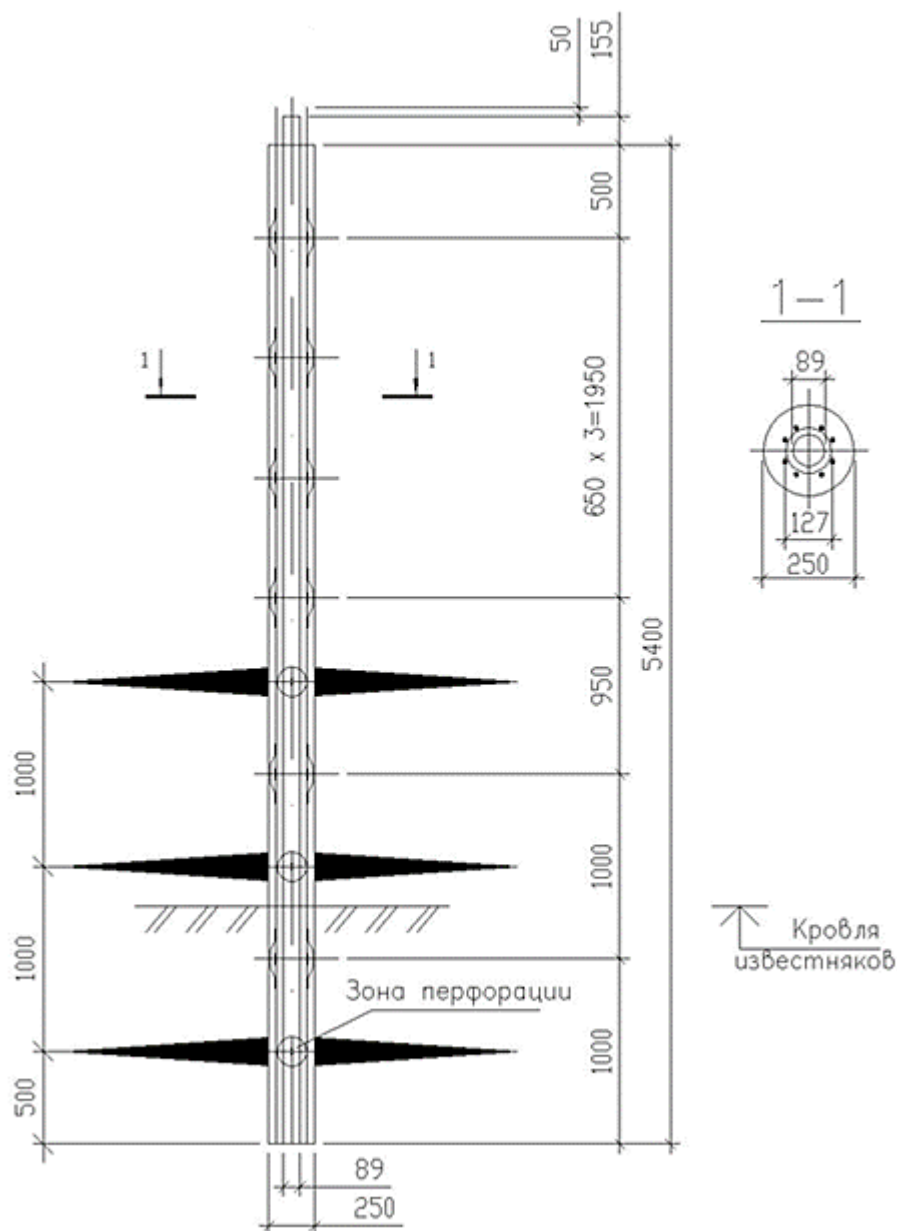


Рисунок 3.8 — Конструкция испытательной буроинъекционной сваи

Методика натурных испытаний свай

Для проведения статических испытаний сжимающей нагрузкой в проекте были определены две сваи, подлежащие испытаниям. Указанные сваи были выполнены в процессе обустройства и одновременно со всем свайным полем. Испытания сваи на вертикальную нагрузку проводили спустя более одного месяца после их изготовления. При подготовке и проведении испытания свай нагружением руководствовались основными положениями ГОСТ 5686-2020 [16].

Для проведения испытаний на вертикальную нагрузку разработано и собрано специальное приспособление, состоящее из трех ферм (рис. 3.9).

На оголовок испытываемой сваи по ее оси устанавливали два гидродомкрата ДГ-200, которые одним торцом упирали в испытываемую сваю, а другим в ферму Ф-1, передающую выдергивающую нагрузку на две опорные фермы Ф-2. Нижние пояса ферм Ф-2 закреплены за четыре анкерные сваи (по две на каждую ферму). Сопряжение ферм между собой и опорных ферм с анкерными сваями выполнено шарнирным. Элементы ферм изготовлены из стальных швеллеров прокатного профиля № 24–30 усиленных ребрами в местах сопряжения. Расчетная несущая способность грузовой рамы составила 3000 кН. Рабочее давление в домкрате создавали ручной насосной станцией НСР-400, оборудованной образцовым манометром, позволяющим измерить давление до 6000 МПа.

Перед испытаниями вся гидравлическая система была собрана и протарирована в лабораторных условиях.

В процессе испытаний контролировали перемещения нагружаемой сваи и двух анкерных свай. Для измерения перемещений оголовков свай применяли прогибомеры 6 ПАО-ЛИСИ с ценой деления шкалы 0,01 мм. На каждую сваю устанавливали по два прогибомера. Схема испытания и расстановки приборов приведена на рисунке 3.9.

При испытаниях нагрузку прикладывали ступенями. Величина ступени нагружения 300–400 кН. На каждой ступени нагружения проводили выдержку при постоянной нагрузке до стабилизации деформаций, но не менее 60 мин.

Отсчеты по прогибомерам считывали сразу после приложения нагрузки и последовательно через каждые 15 мин. выдержки. Расхождения в показаниях парных приборов не превышали 0,1 мм. Перед каждым снятием отсчета испытательную нагрузку корректировали до величины, соответствующей уровню ступени.

Параллельно с испытанием сваи на вдавливающую нагрузку контролировали перемещения анкерных свай на выдергивающую нагрузку.

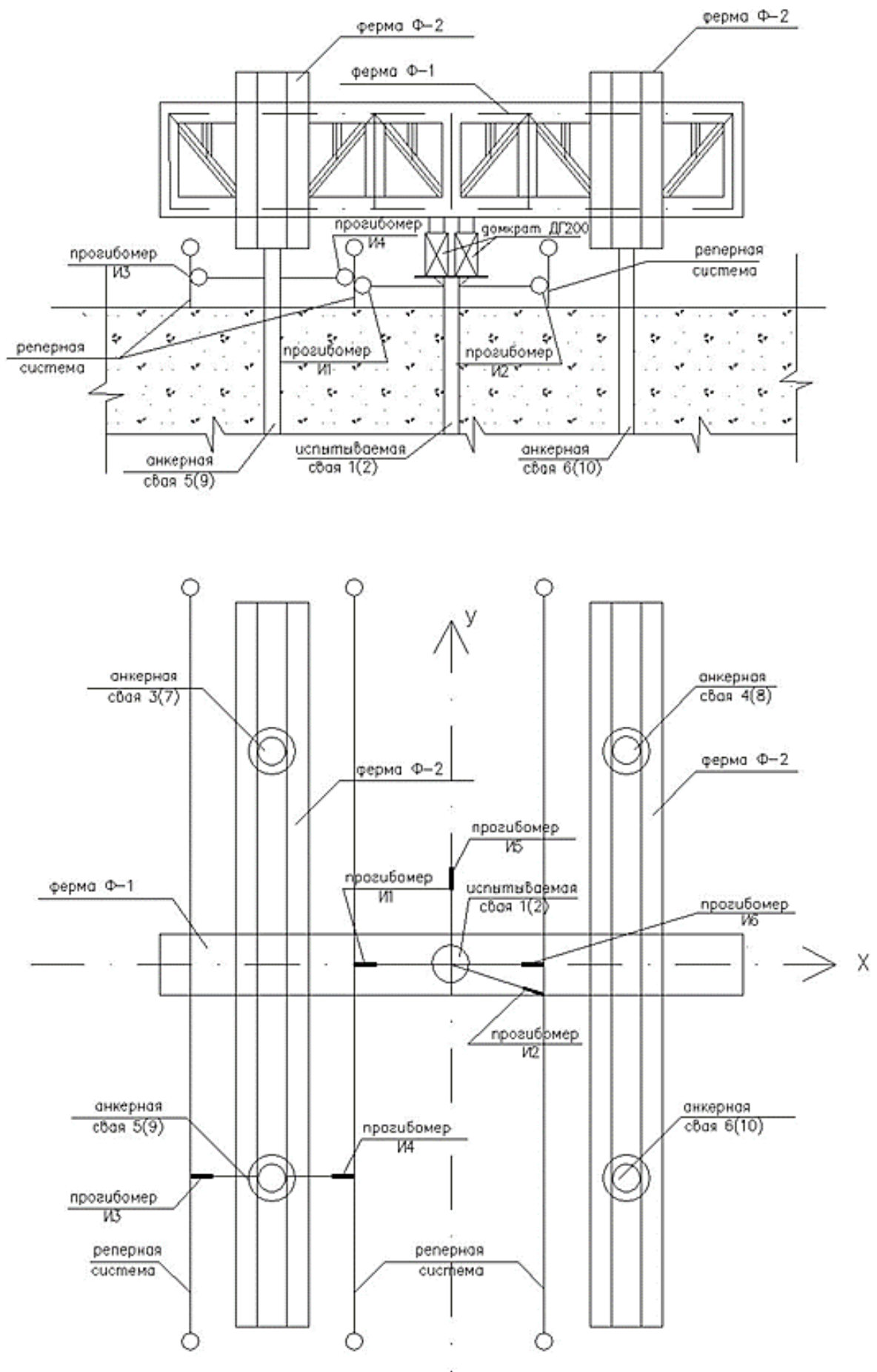


Рисунок 3.9 — Схема испытания сваи на вертикальную нагрузку

Для проведения испытаний на горизонтальную нагрузку на четыре анкерные сваи установлен упор (в качестве упора использовали центральную ферму установки для испытания сваи на вдавливание). К оголовку сваи приварена пластина, центрально передающая горизонтальную нагрузку.

Между упором и оголовком был установлен гидродомкрат ДГ-50 (рис. 3.10). Рабочее давление в домкрате создавали ручной насосной станцией НСР-400, оборудованной образцовым манометром, позволяющим измерить давление до 6000 МПа.

Перед испытаниями вся гидравлическая система была собрана и протарирована в лабораторных условиях.

В процессе испытания контролировали горизонтальные перемещения оголовка сваи в двух уровнях: по высоте: в уровне приложения нагрузки и в уровне грунта основания. Для измерения перемещений применили прогибомеры 6 ПАО-ЛИСИ с ценой деления шкалы 0,01 мм. Схема испытания и расстановки приборов приведены на рисунке 3.10.

При испытаниях нагрузку прикладывали ступенями. Величина ступени нагружения составляла 46,5 кН. На каждой ступени нагружения проводили выдержку при постоянной нагрузке до стабилизации деформаций, но не менее 60 мин. Отсчеты по прогибомерам считывали сразу после приложения нагрузки и последовательно через каждые 15 мин. выдержки.

Перед каждым снятием отсчета испытательную нагрузку корректировали до величины, соответствующей уровню ступени.

Так как расчетная горизонтальная нагрузка на сваю относится к кратковременным (сейсмическая), то за критерий стабилизации деформаций приняли скорость горизонтального перемещения, не превышающую 0,1 мм за последний час наблюдения.

В процессе испытаний контролировали усилие в домкрате по манометру и перемещения испытываемой и анкерных свай относительно поверхности грунта по двум прогибомерам.

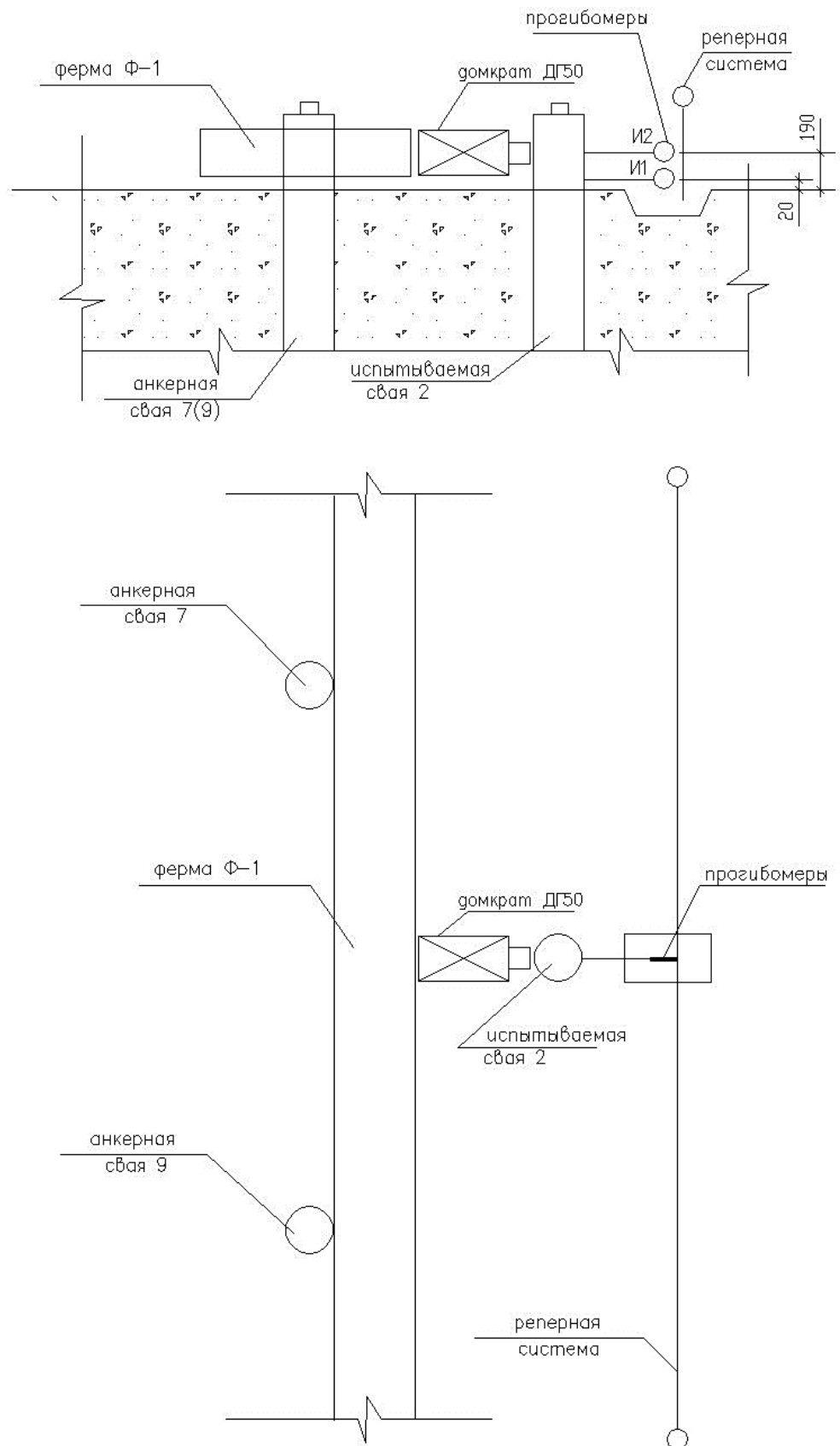


Рисунок 3.10 — Схема испытания сваи на горизонтальную нагрузку

Результаты комплексного испытания свай задокументированы в таблицах и представлены в виде графиков зависимости перемещения сваи от нагрузки.

3.3 Результаты испытаний буроналивных свай

Статические испытания свай на вдавливание

Общий вид установки для испытания свай на вертикальную нагрузку представлен на рисунке 3.11.

При проведении испытания свай №№ 1 и 2 на вдавливание была достигнута испытательная нагрузка 2196 кН, при этом вертикальные перемещения свай составили 7,04 и 3,09 мм соответственно. После разгрузки остаточные перемещения свай составили 2,0 и 0,64 мм соответственно. Дальнейшее увеличение нагрузки было решено прекратить из-за опасности «срыва» анкерных свай, которые являются расчетными элементами свайного поля, и существенного нарушения свайного основания.

Результаты испытаний свай на вдавливание приведены в таблицах 3.4; 3.5 и на рисунках 3.12–3.15.

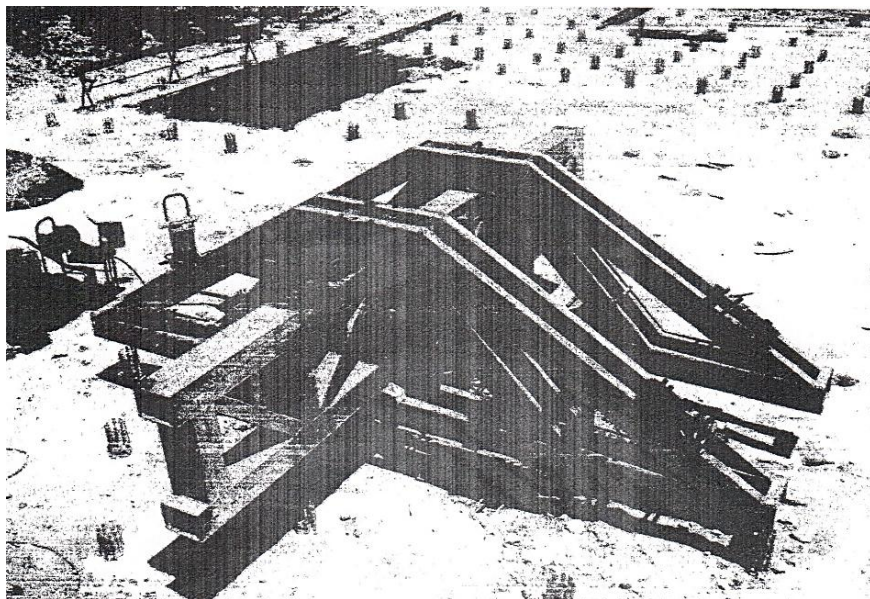


Рисунок 3.11 — Общий вид установки для испытания свай на вертикальную нагрузку

Таблица 3.4 — Журнал полевого статического испытания на вертикальное вдавливание сваи № 1

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между от- счетами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка сваи, S=(S1+S2)/2, см	Увели- чение осадки сваи, ΔS, см	Сумма осадки сваи, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
Нагрузка									
15:15	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	
15:15	0	105	0,022	0,022	0,022	0,002	0,024	0	
15:30	15		0,024	0,024	0,024			15	
15:45	15		0,024	0,024	0,024			30	
16:00	15		0,024	0,024	0,024			45	
16:15	15		0,024	0,024	0,024			60	
16:15	0	523	0,114	0,116	0,115	0,005	0,120	0	
16:30	15		0,123	0,117	0,120			15	
16:45	15		0,123	0,117	0,120			30	
17:00	15		0,123	0,117	0,120			45	
17:15	15		0,123	0,117	0,120			60	
17:15	0	941	0,212	0,210	0,211	0,008	0,219	0	
17:30	15		0,217	0,215	0,216			15	
17:45	15		0,217	0,215	0,216			30	
18:00	15		0,219	0,218	0,219			45	
18:15	15		0,220	0,218	0,219			60	
18:15	0	1255	0,298	0,297	0,297	0,012	0,309	0	
18:30	15		0,302	0,300	0,301			15	
18:45	15		0,305	0,302	0,304			30	
19:00	15		0,305	0,303	0,304			45	
19:15	15		0,308	0,306	0,307			60	

Продолжение таблицы 3.4

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между от- счетами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка сваи, S=(S1+S2)/2, см	Увели- чение осадки сваи, ΔS, см	Сумма осадки сваи, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
19:30	15		0,310	0,308	0,309			75	
19:30	0	1569	0,408	0,406	0,407	0,014	0,421	0	
19:45	15		0,422	0,417	0,420			15	
20:00	15		0,423	0,418	0,421			30	
20:15	15		0,423	0,418	0,421			45	
20:30	15		0,423	0,419	0,421			60	
20:45	15		0,423	0,419	0,421			75	
20:45	0	1882	0,517	0,513	0,515	0,015	0,530	0	
21:00	15		0,523	0,519	0,521			15	
21:15	15		0,527	0,523	0,525			30	
21:30	15		0,531	0,525	0,528			45	
21:45	15		0,532	0,526	0,529			60	
22:00	15		0,532	0,527	0,530			75	
22:00	0	2196	0,660	0,652	0,656	0,048	0,704	0	
22:15	15		0,688	0,680	0,684			15	
22:30	15		0,699	0,691	0,695			30	
22:45	15		0,704	0,696	0,700			45	
23:00	15		0,708	0,699	0,704			60	
23:15	15		0,708	0,700	0,704			75	
23:30	15		0,708	0,700	0,704			90	
Разгрузка									
23:30	0	2196	0,708	0,700	0,704	0,000	0,704	0	
23:30	0	1569	0,687	0,683	0,685	0,000	0,685	0	

Продолжение таблицы 3.4

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между от- счетами, Δt , мин	Общая нагрузка, N , кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка сваи, $S=(S1+S2)/2$, см	Увели- чение осадки сваи, ΔS , см	Сумма осадки сваи, ΣS , см	Сум- марное время, Σt , мин	Примечание
			S1	S2					
23:45	15		0,687	0,683	0,685			15	
23:45	0	1046	0,617	0,613	0,615	0,002	0,613	0	
00:00	15		0,617	0,613	0,615			15	
00:00	0	523	0,503	0,499	0,501	0,004	0,497	0	
00:15	15		0,499	0,495	0,497			15	
00:15	0	0	0,208	0,206	0,207	0,009	0,198	0	
00:30	15		0,202	0,200	0,201			15	
00:45	15		0,199	0,197	0,198			30	

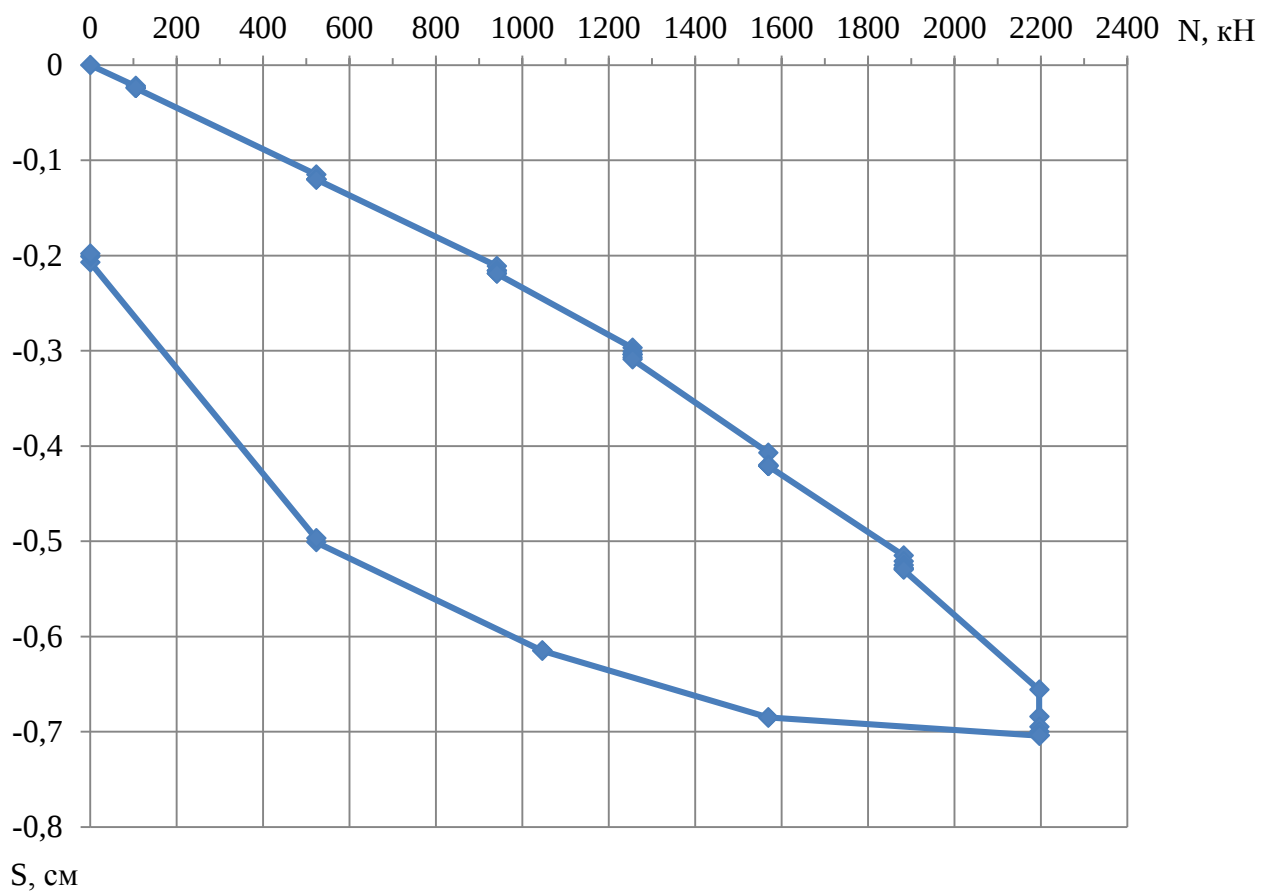


Рисунок 3.12 — Зависимость осадки сваи № 1 от вдавливающей нагрузки

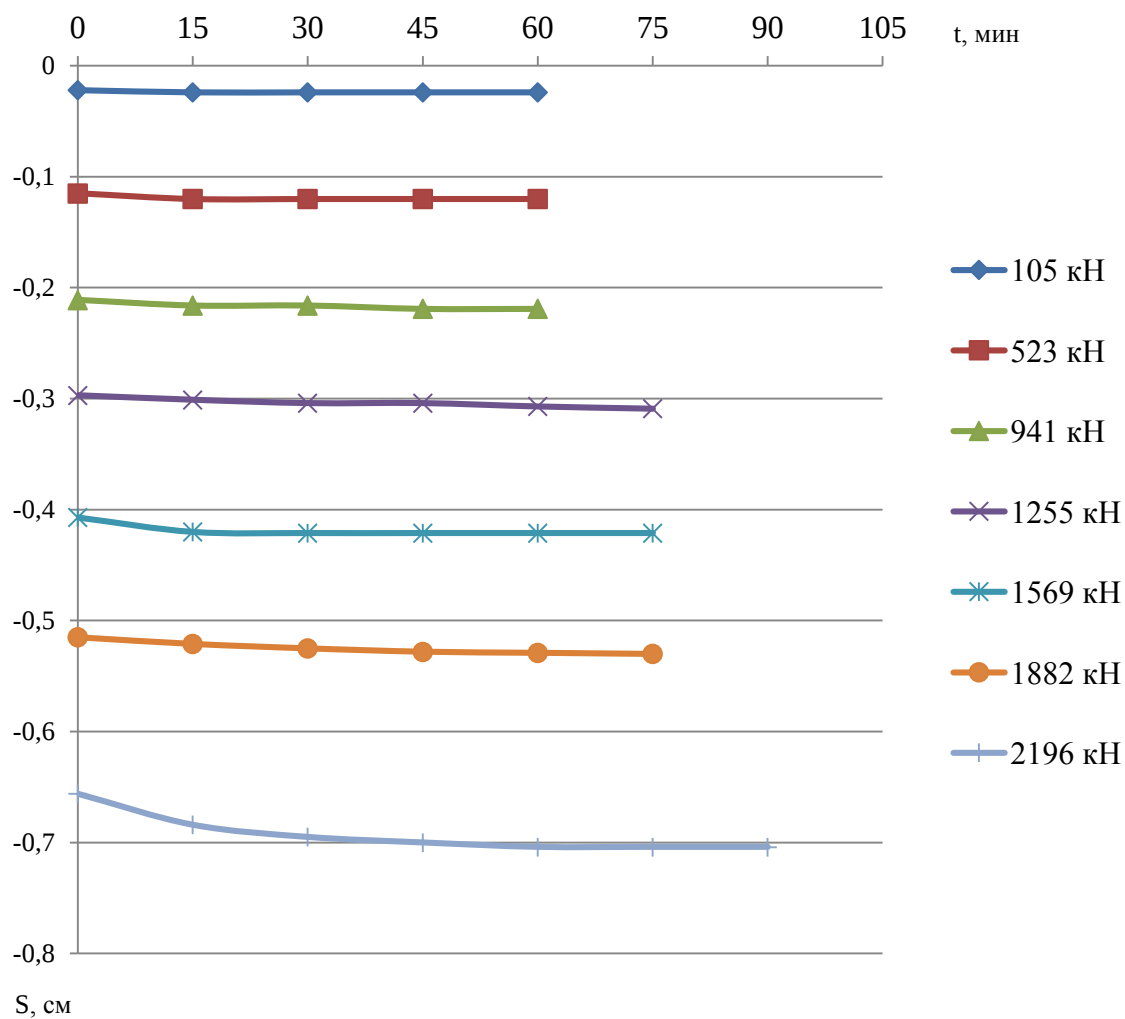


Рисунок 3.13 — Зависимость нарастания осадки сваи № 1 от времени

Таблица 3.5 — Журнал полевого статического испытания на вертикальное вдавливание сваи № 2

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между отсче- тами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка свай, S=(S1+S2)/2, см	Увели- чение осадки свай, ΔS, см	Сумма осадки свай, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
Нагрузка									
12:30	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	
12:30	0	105	0,010	0,010	0,010	0,001	0,011	0	
12:45	15		0,011	0,011	0,011			15	

Продолжение таблицы 3.5

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между отсче- тами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка сваи, $S=(S1+S2)/2$, см	Увели- чение осадки сваи, ΔS, см	Сумма осадки сваи, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
13:00	15		0,011	0,011	0,011			30	
13:15	15		0,011	0,011	0,011			45	
13:15	0	523	0,057	0,057	0,057	0,006	0,063	0	
13:30	15		0,059	0,059	0,059			15	
13:45	15		0,062	0,062	0,062			30	
14:00	15		0,063	0,063	0,063			45	
14:15	15		0,063	0,063	0,063			60	
14:15	0								
14:15	0	941	0,116	0,115	0,116	0,010	0,126	0	
14:30	15		0,122	0,122	0,122			15	
14:45	15		0,127	0,125	0,126			30	
15:00	15		0,127	0,125	0,126			45	
15:15	15		0,127	0,125	0,126			60	
15:15	0	1255	0,159	0,157	0,158	0,008	0,165	0	
15:30	15		0,164	0,160	0,162			15	
15:45	15		0,165	0,161	0,163			30	
16:00	15		0,167	0,163	0,165			45	
16:15	15		0,167	0,163	0,165			60	
16:15	0	1569	0,205	0,199	0,202	0,011	0,213	0	
16:30	15		0,211	0,205	0,208			15	
16:45	15		0,216	0,210	0,213			30	
17:00	15		0,216	0,210	0,213			45	

Продолжение таблицы 3.5

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между отсче- тами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка сваи, S=(S1+S2)/2, см	Увели- чение осадки сваи, ΔS, см	Сумма осадки сваи, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
17:15	15		0,216	0,210	0,213			60	
17:15	0	1882	0,253	0,247	0,250	0,009	0,259	0	
17:30	15		0,256	0,250	0,253			15	
17:45	15		0,260	0,251	0,256			30	
18:00	15		0,264	0,254	0,259			45	
18:15	15		0,264	0,254	0,259			60	
18:15	0	2196	0,301	0,293	0,297	0,012	0,309	0	
18:30	15		0,309	0,301	0,305			15	
18:45	15		0,312	0,304	0,308			30	
19:00	15		0,312	0,304	0,308			45	
19:15	15		0,313	0,304	0,309			60	
Разгрузка									
19:15	0	2196	0,313	0,304	0,309	0,000	0,309	0	
19:15	0	1569	0,263	0,257	0,260	0,001	0,256	0	
19:30	15		0,262	0,256	0,259			15	
19:30	0	1046	0,218	0,212	0,215	0,001	0,214	0	
19:45	15		0,217	0,211	0,214			15	
19:45	0	523	0,160	0,154	0,157	0,005	0,152	0	
20:00	15		0,155	0,149	0,152			15	
20:00	0	0	0,081	0,077	0,079	0,015	0,064	0	
20:15	15		0,071	0,067	0,069			15	
20:30	15		0,065	0,063	0,64			30	

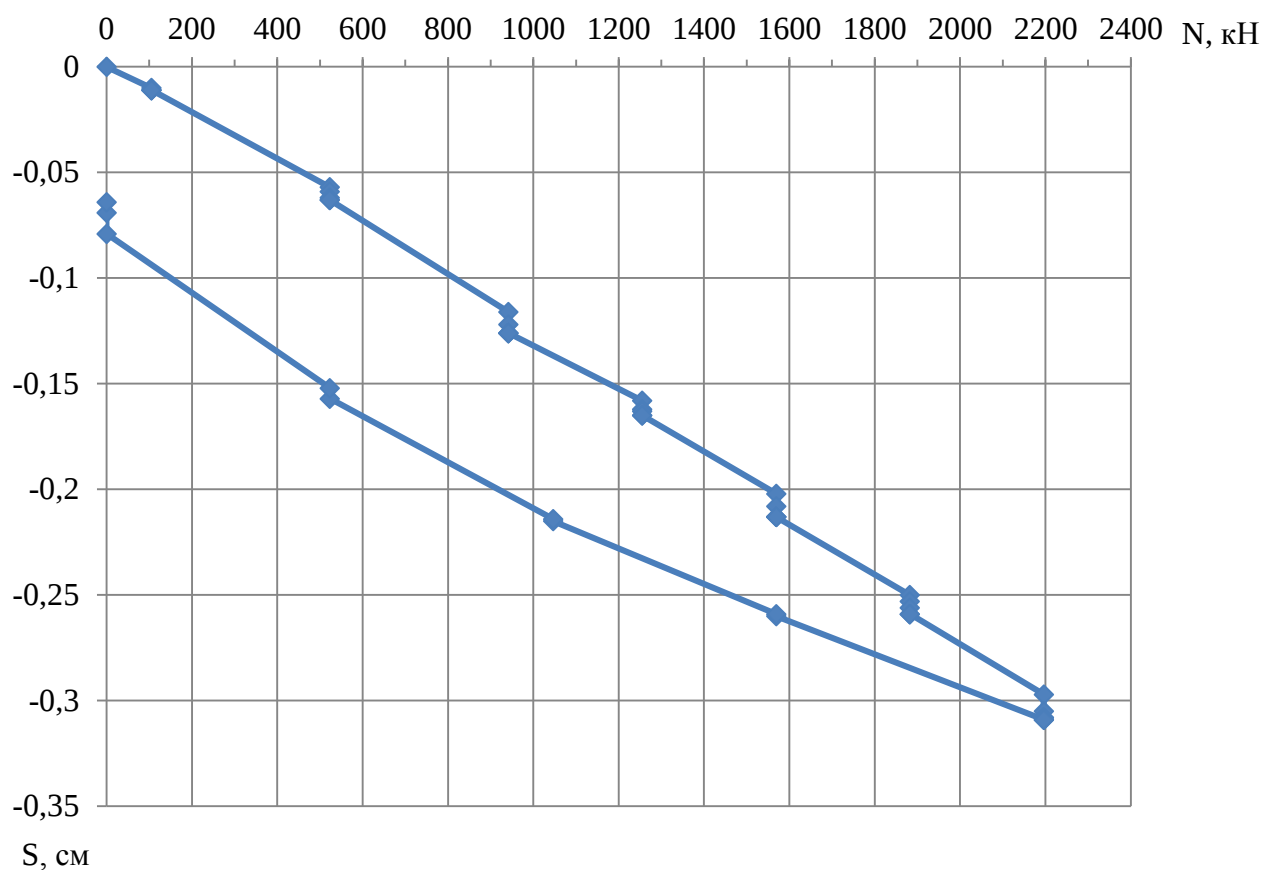


Рисунок 3.14 — Зависимость осадки сваи № 2 от вдавливающей нагрузки

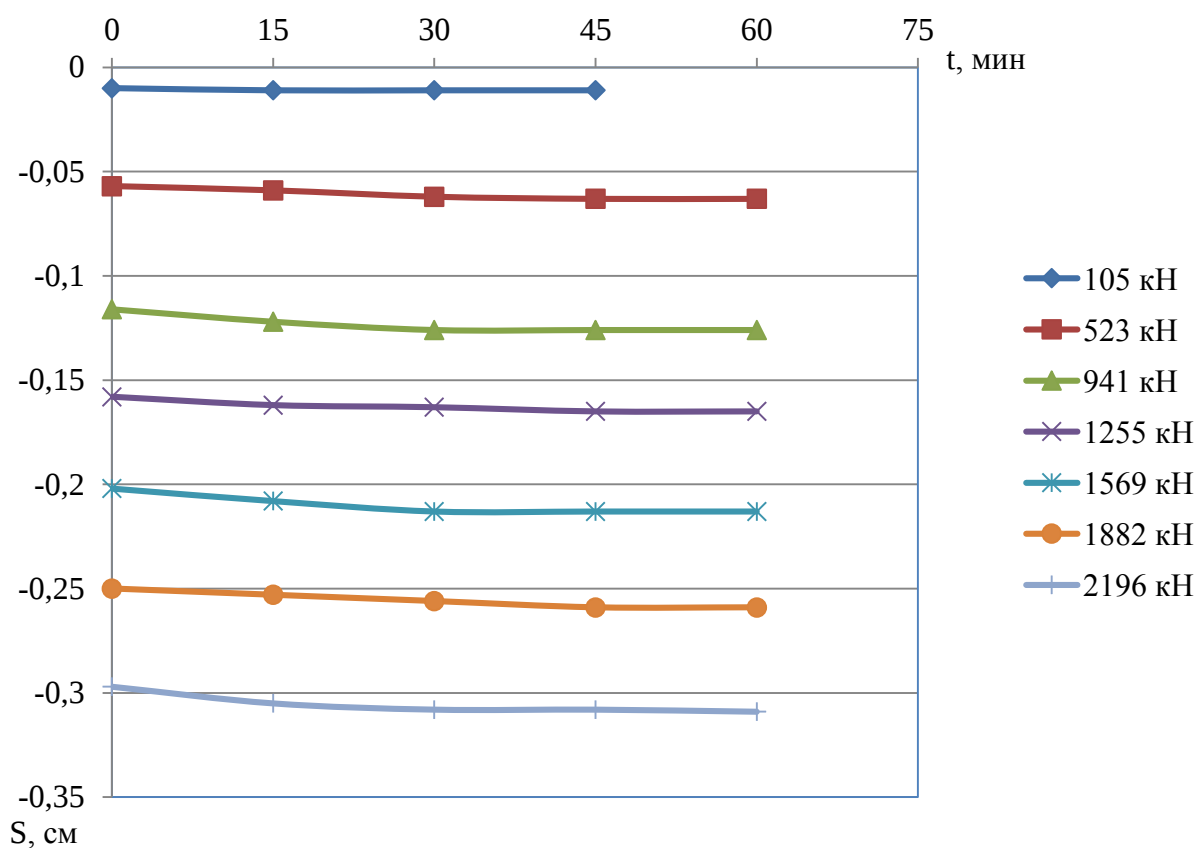


Рисунок 3.15 — Зависимость нарастания осадки сваи № 2 от времени

Испытание свай на вертикальное выдергивание

В соответствии с разработанной методикой выполнены испытания двух свай на вертикальное выдергивание. Расчетная испытательная нагрузка при вертикальном выдергивании на анкерные сваи (№№ 5 и 9) достигла 549 кН. При этом максимальные перемещения анкерных свай составили 2,15 и 1,81 мм соответственно. Графики изменения вертикальных перемещений свай №№ 5, 9 от нагрузки и во времени представлены на рисунках 3.16–3.19, а журналы испытаний в таблицах 3.6–3.7.

Таблица 3.6 — Журнал полевого статического испытания на вертикальное выдергивание сваи № 5

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между отсче- тами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадкасваи, S=(S1+S2)/2, см	Увеличе- ние осадки сваи, ΔS, см	Сумма осадки сваи, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
Нагрузка									
15:15	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	
15:15	0	26,1	0,005	0,005	0,005	0,001	0,006	0	
15:30	15		0,006	0,006	0,006			15	
15:45	15		0,006	0,006	0,006			30	
16:00	15		0,006	0,006	0,006			45	
16:15	15		0,006	0,006	0,006			60	
16:15	0	130,7	0,024	0,024	0,024	0,002	0,026	0	
16:30	15		0,025	0,025	0,025			15	
16:45	15		0,026	0,026	0,026			30	
17:00	15		0,026	0,026	0,026			45	
17:15	15		0,026	0,026	0,026			60	

Продолжение таблицы 3.6

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между отсче- тами, Δt , мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка свай, $S=(S1+S2)/2$, см	Увеличе- ние осадки свай, ΔS , см	Сумма осадки свай, ΣS , см	Сум- марное время, Σt , мин	Примечание
			S1	S2					
17:15	0	235,3	0,061	0,059	0,060	0,002	0,062	0	
17:30	15		0,062	0,060	0,061			15	
17:45	15		0,063	0,061	0,062			30	
18:00	15		0,063	0,061	0,062			45	
18:15	15		0,063	0,061	0,062			60	
18:15	0	313,7	0,095	0,094	0,095	0,003	0,098	0	
18:30	15		0,097	0,095	0,096			15	
18:45	15		0,097	0,095	0,096			30	
19:00	15		0,098	0,096	0,097			45	
19:15	15		0,099	0,097	0,098			60	
19:30	15		0,099	0,097	0,098			75	
19:30	0	392,2	0,130	0,126	0,128	0,005	0,133	0	
19:45	15		0,131	0,127	0,129			15	
20:00	15		0,133	0,129	0,131			30	
20:15	15		0,134	0,130	0,132			45	
20:30	15		0,134	0,130	0,132			60	
20:45	15		0,135	0,130	0,133			75	
20:45	0	470,6	0,167	0,163	0,165	0,004	0,169	0	
21:00	15		0,168	0,164	0,166			15	
21:15	15		0,169	0,165	0,167			30	
21:30	15		0,170	0,166	0,168			45	
21:45	15		0,171	0,167	0,169			60	
22:00	15		0,171	0,167	0,169			75	

Продолжение таблицы 3.6

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между отсче- тами, Δt , мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка свай, $S=(S1+S2)/2$, см	Увеличе- ние осадки свай, ΔS , см	Сумма осадки свай, ΣS , см	Сум- марное время, Σt , мин	Примечание
			S1	S2					
22:00	0	549,0	0,213	0,207	0,210	0,005	0,215	0	
22:15	15		0,215	0,208	0,212			15	
22:30	15		0,216	0,210	0,213			30	
22:45	15		0,217	0,211	0,214			45	
23:00	15		0,217	0,211	0,214			60	
23:15	15		0,218	0,212	0,215			75	
23:30	15		0,218	0,212	0,215			90	
Разгрузка									
23:30	0	549,0	0,218	0,212	0,215	0,000	0,215	0	
23:30	0	392,2	0,210	0,204	0,207	0,000	0,207	0	
23:45	15		0,210	0,204	0,207			15	
23:45	0	261,5	0,173	0,169	0,171	0,000	0,171	0	
00:00	15		0,173	0,169	0,171			15	
00:00	0	130,7	0,127	0,123	0,125	0,000	0,125	0	
00:15	15		0,127	0,123	0,125			15	
00:15	0	0	0,081	0,079	0,080	0,002	0,078	0	
00:30	15		0,078	0,076	0,077			15	
00:45	15		0,127	0,123	0,125			30	

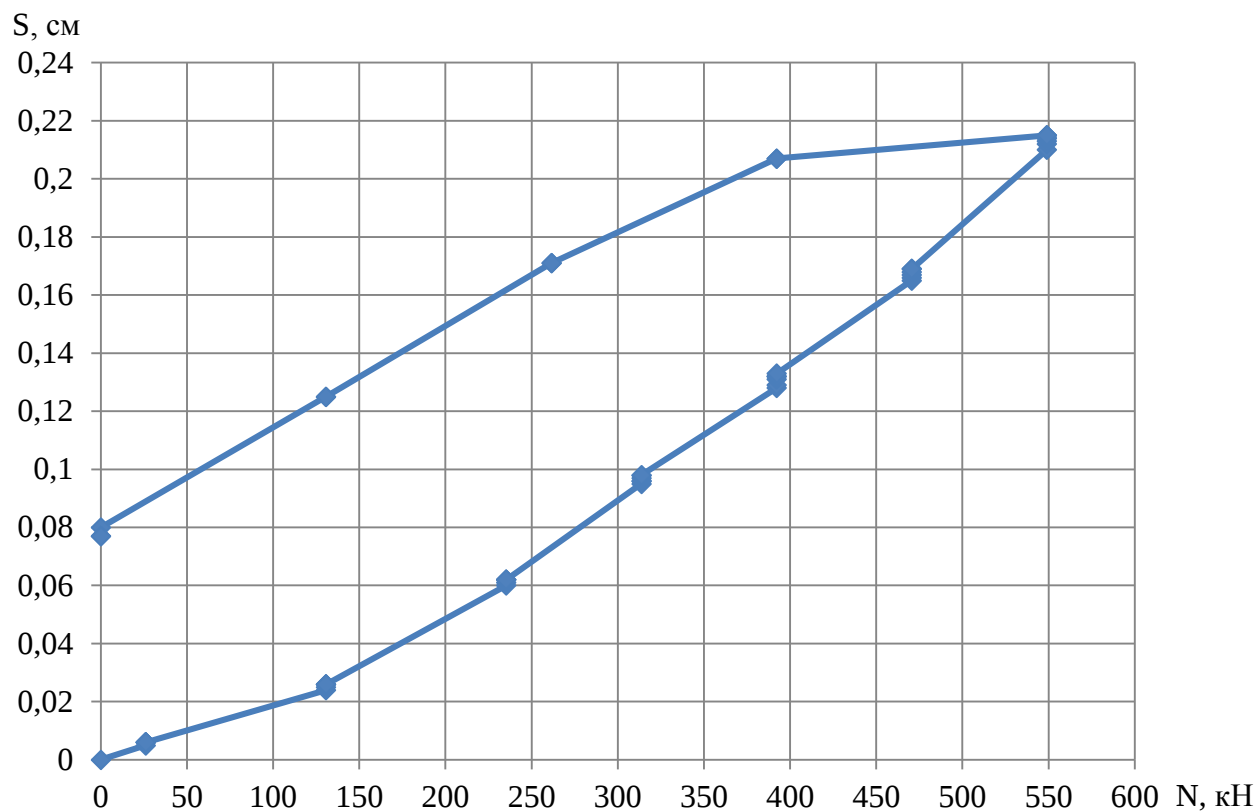


Рисунок 3.16 — Зависимость вертикального перемещения сваи № 5 от выдергивающей нагрузки

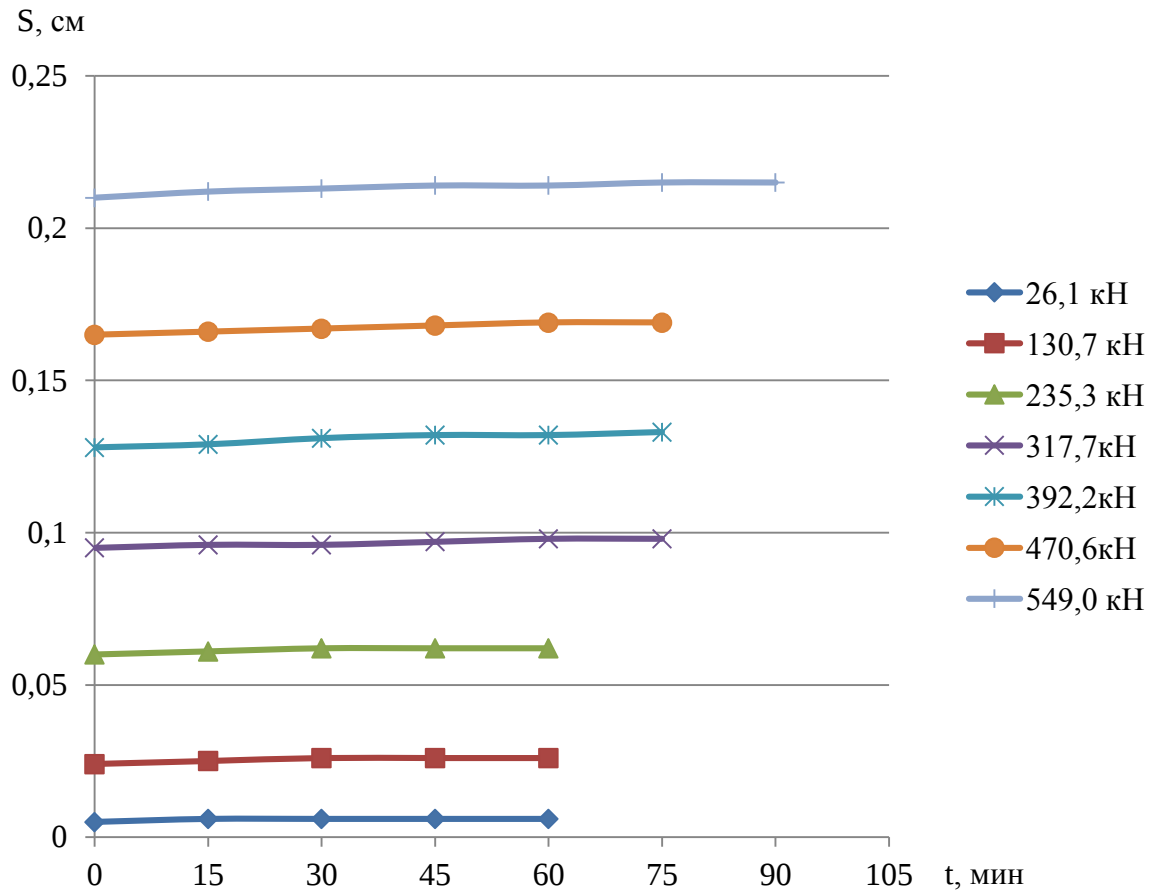


Рисунок 3.17 — Зависимость вертикального перемещения сваи № 5 от времени

Таблица 3.7 — Журнал полевого статического испытания на вертикальное выдергивание свай № 9

Время, часы/мин	Промежуток времени между от- счетами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по при- борам, см		Осадка свай, S=(S1+S2)/2, см	Увели- чение осадки свай, ΔS, см	Сумма осадки свай, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
Нагрузка									
12:30	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	
12:30	0	26,1	0,005	0,005	0,005	0,000	0,005	0	
12:45	15		0,005	0,005	0,005			15	
13:00	15		0,005	0,005	0,005			30	
13:15	15		0,005	0,005	0,005			45	
13:15	0	130,7	0,027	0,027	0,024	0,003	0,030	0	
13:30	15		0,029	0,029	0,025			15	
13:45	15		0,030	0,030	0,026			30	
14:00	15		0,030	0,030	0,026			45	
14:15	15		0,030	0,030	0,026			60	
14:15	0	235,3	0,051	0,051	0,051	0,003	0,054	0	
14:30	15		0,054	0,054	0,054			15	
14:45	15		0,054	0,054	0,054			30	
15:00	15		0,054	0,054	0,054			45	
15:15	15		0,054	0,054	0,054			60	
15:15	0	313,7	0,074	0,074	0,074	0,003	0,077	0	
15:30	15		0,077	0,077	0,077			15	
15:45	15		0,077	0,077	0,077			30	
16:00	15		0,077	0,077	0,077			45	
16:15	15		0,077	0,077	0,077			60	

Продолжение таблицы 3.7

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между от- счетами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Отсчет по приборам, см		Осадка сваи, S=(S1+S2)/2, см	Увеличе- ние осадки сваи, ΔS, см	Сумма осадки сваи, ΣS, см	Сум- марное время, Σt, мин	Примечание
			S1	S2					
16:15	0	392,2	0,108	0,106	0,107	0,004	0,111	0	
16:30	15		0,111	0,109	0,110			15	
16:45	15		0,111	0,109	0,110			30	
17:00	15		0,112	0,110	0,111			45	
17:15	15		0,112	0,110	0,111			60	
17:15	0	470,6	0,143	0,139	0,141	0,003	0,144	0	
17:30	15		0,146	0,142	0,144			15	
17:45	15		0,146	0,142	0,144			30	
18:00	15		0,146	0,142	0,144			45	
18:15	15		0,146	0,142	0,144			60	
18:15	0	549,0	0,178	0,174	0,176	0,005	0,181	0	
18:30	15		0,182	0,178	0,180			15	
18:45	15		0,183	0,179	0,181			30	
19:00	15		0,183	0,179	0,181			45	
19:15	15		0,183	0,179	0,181			60	
Разгрузка									
19:15	0	549,0	0,183	0,179	0,181	0,000	0,181	0	
19:15	0	392,2	0,172	0,168	0,170	0,000	0,170	0	
19:30	15		0,172	0,168	0,170			15	
19:30	0	261,5	0,136	0,132	0,134	0,001	0,133	0	
19:45	15		0,135	0,131	0,133			15	
19:45	0	130,7	0,096	0,094	0,095	0,001	0,094	0	
20:00	15		0,095	0,093	0,094			15	

Продолжение таблицы 3.7

Время, часы/ мин.	Промежуток времени между от- счетами, Δt , мин	Общая нагрузка, N , кН	Отсчет по приборам, см		Осадка сваи, $S=(S1+S2)/2$, см	Увеличе- ние осадки сваи, ΔS , см	Сумма осадки сваи, ΣS , см	Сум- марное время, Σt , мин	Примечание
			S1	S2					
20:00	0	0	0,024	0,024	0,024	0,002	0,022	0	
20:15	15		0,022	0,022	0,022			15	
20:30	15		0,022	0,022	0,022			30	

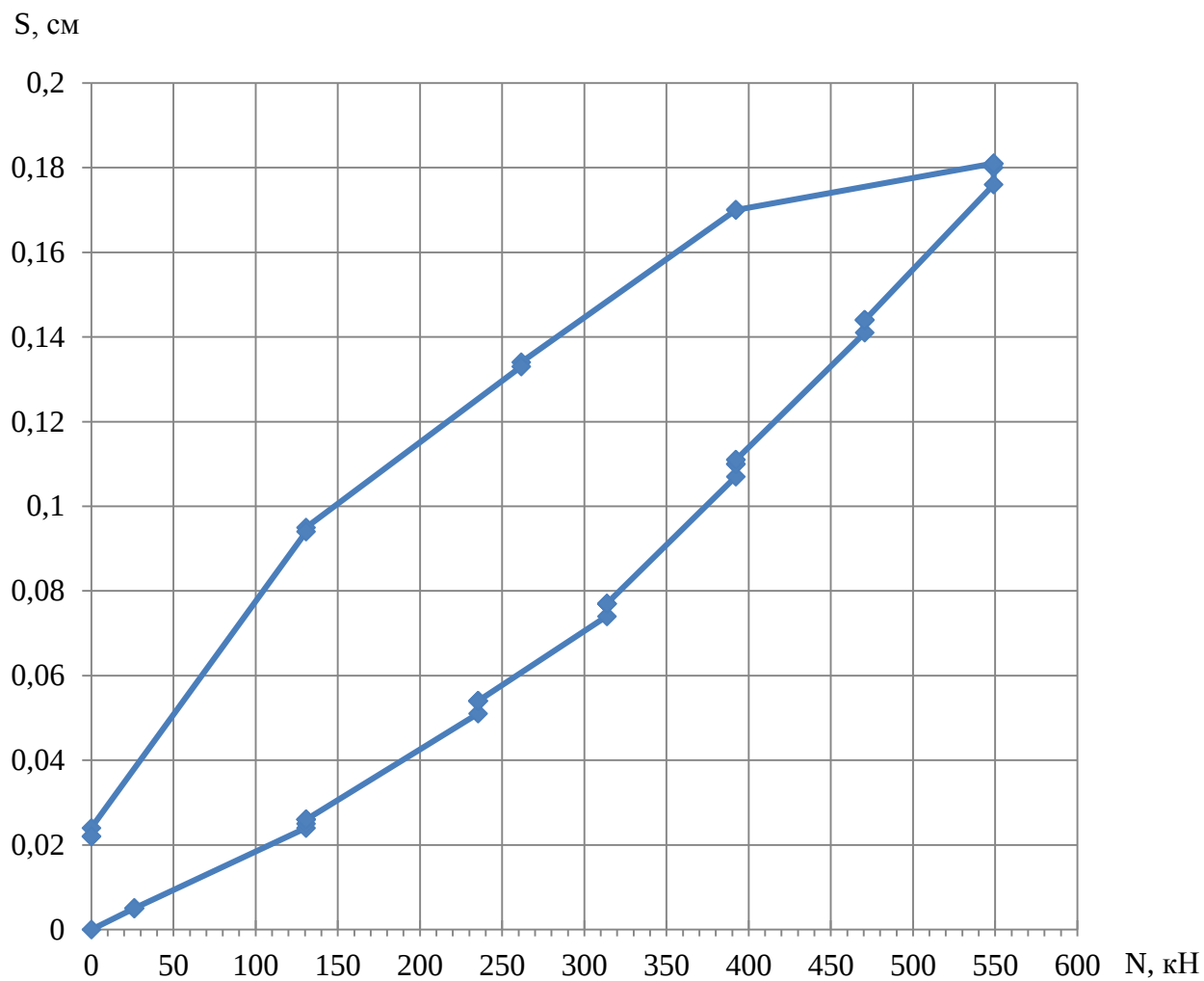


Рисунок 3.18 — Зависимость вертикального перемещения сваи № 9 от выдергивающей нагрузки

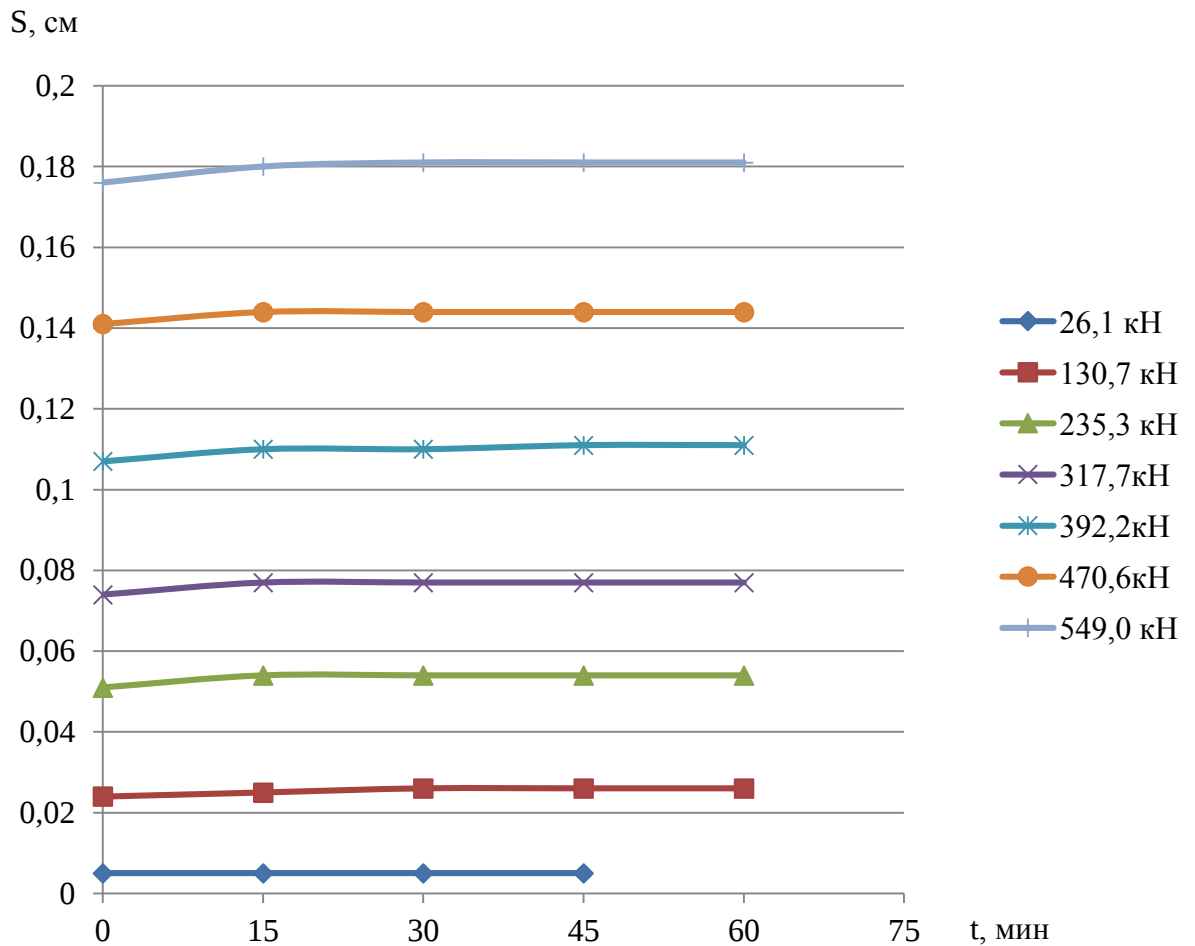


Рисунок 3.19 — Зависимость вертикального перемещения сваи № 9 от времени

Испытания сваи на горизонтальную статическую нагрузку

Так как при проведении испытаний на вертикальную нагрузку не было достигнуто предельного состояния ни грунтового основания, ни испытываемых свай, то было принято решение испытать сваю № 2 на горизонтальную нагрузку. Схема испытания приведена на рисунке 3.10.

До уровня нагружения 155 кН горизонтальные перемещения оголовка сваи носили практически линейный характер. Последующее увеличение нагрузки привело к заметному росту пластических деформаций грунта. Испытания были прекращены при величине горизонтальной нагрузки 232,5 кН, когда горизонтальные перемещения оголовка сваи в уровне грунта превысили 4 см. Графики изменения горизонтальных перемещений оголовка сваи № 2 от нагрузки и времени представлены на рисунках 3.20 и 3.21, а журнал испытаний в таблице 3.8.

Таблица 3.8 — Журнал полевого статического испытания на горизонтальную нагрузку сваи № 2

Время, часы/мин.	Промежуток времени между отсчетами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Уровень грунта			Уровень приложения нагрузки			Суммарное время, Σt, мин	Примечание
			Перемещение сваи, см	Увеличение перемещения, ΔS, см	Сумма перемещения, ΣS, см	Перемещение сваи, см	Увеличение перемещения, ΔS, см	Сумма перемещения, ΣS, см		
Нагрузка										
11:45	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	
11:45	0	15,5	0,067	0,016	0,083	0,090	0,014	0,104	0	
12:00	15		0,080			0,099			15	
12:15	15		0,082			0,101			30	
12:30	15		0,083			0,103			45	
12:45	15		0,083			0,104			60	
12:45	0	62,0	0,263	0,024	0,287	0,396	0,041	0,437	0	
13:00	15		0,281			0,422			15	
13:15	15		0,287			0,434			30	
13:30	15		0,287			0,436			45	
13:45	15		0,287			0,437			60	
13:45	0	108,5	0,490	0,031	0,521	0,793	0,067	0,960	0	
14:00	15		0,519			0,845			15	
14:15	15		0,525			0,855			30	
14:30	15		0,525			0,858			45	
14:45	15		0,522			0,858			60	
15:00	15		0,521			0,860			75	

Продолжение таблицы 3.8

Время, часы/мин.	Промежуток времени между отсчетами, Δt , мин	Общая нагрузка, N, кН	Уровень грунта			Уровень приложения нагрузки			Суммарное время, Σt , мин	Примечание
			Перемещение свай, см	Увеличение перемещения, ΔS , см	Сумма перемещения, ΣS , см	Перемещение свай, см	Увеличение перемещения, ΔS , см	Сумма перемещения, ΣS , см		
15:00	0	155,0	0,736	0,023	0,759	1,324	0,106	1,430	0	
15:15	15		0,747			1,387			15	
15:30	15		0,753			1,400			30	
15:45	15		0,762			1,413			45	
16:00	15		0,756			1,425			60	
16:15	15		0,759			1,430			75	
16:15	0	201,5	1,650	0,437	2,087	2,809	0,662	3,471	0	
16:30	15		1,887			3,152			15	
16:45	15		1,954			3,246			30	
17:00	15		2,016			3,337			45	
17:15	15		2,062			3,403			60	
17:30	15		2,093			3,461			75	
17:45	15		2,088			3,468			90	
18:00	15		2,087			3,469			105	
18:15	15		2,087			3,470			120	
18:30	15		2,087			3,471			135	
18:30	0	232,5	3,811	0,534	4,354	6,127	0,935	7,062	0	
18:45	15		4,062			6,547			15	
19:00	15		4,151			6,665			30	
19:15	15		4,171			6,725			45	

Продолжение таблицы 3.8

Время, часы/мин.	Промежуток времени между отсчетами, Δt, мин	Общая нагрузка, N, кН	Уровень грунта			Уровень приложения нагрузки			Суммарное время, Σt, мин	Примечание
			Перемещение свай, см	Увеличение перемещения, ΔS, см	Сумма перемещения, ΣS, см	Перемещение свай, см	Увеличение перемещения, ΔS, см	Сумма перемещения, ΣS, см		
19:30	15		4,173			6,777			60	
19:45	15		4,203			6,867			75	
20:00	15		4,250			6,920			90	
20:15	15		4,290			6,961			105	
20:30	15		4,306			7,003			120	
20:45	15		4,329			7,030			135	
21:00	15		4,343			7,047			150	
21:15	15		4,345			7,056			165	
21:30	15		4,345			7,062			180	
21:45	15		4,345			7,062			195	
Разгрузка										
21:45	0	232,5	4,345	0,000	4,345	7,062	0,000	7,062	0	
21:45	0	155,0	4,134	0,005	4,345	6,712	0,009	6,703	0	
22:00	15		4,129			6,703			15	
22:00	0	77,5	3,337	0,011	3,326	5,503	0,021	5,482	0	
22:15	15		3,326			5,482			15	
22:15	0	0	1,912	0,018	1,894	3,647	0,033	3,614	0	
22:30	15		1,894			3,614			15	

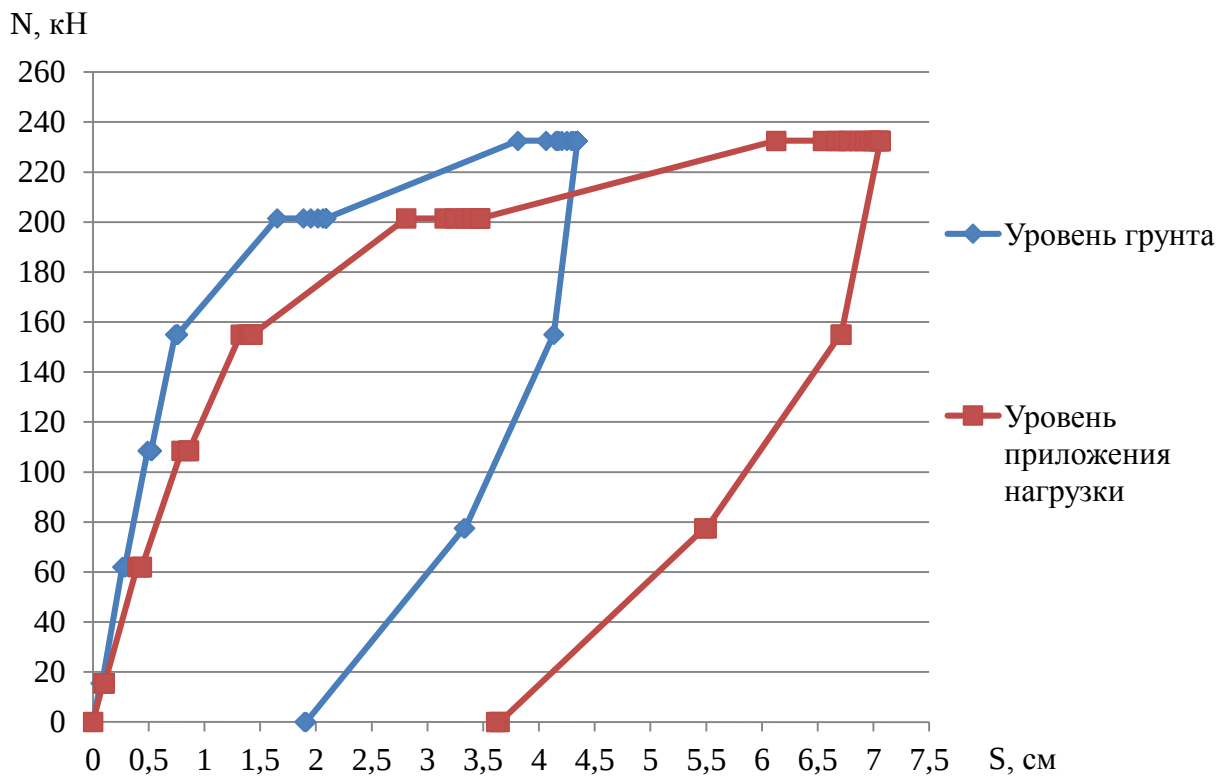


Рисунок 3.20 — Зависимость перемещения сваи № 2 от горизонтальной нагрузки

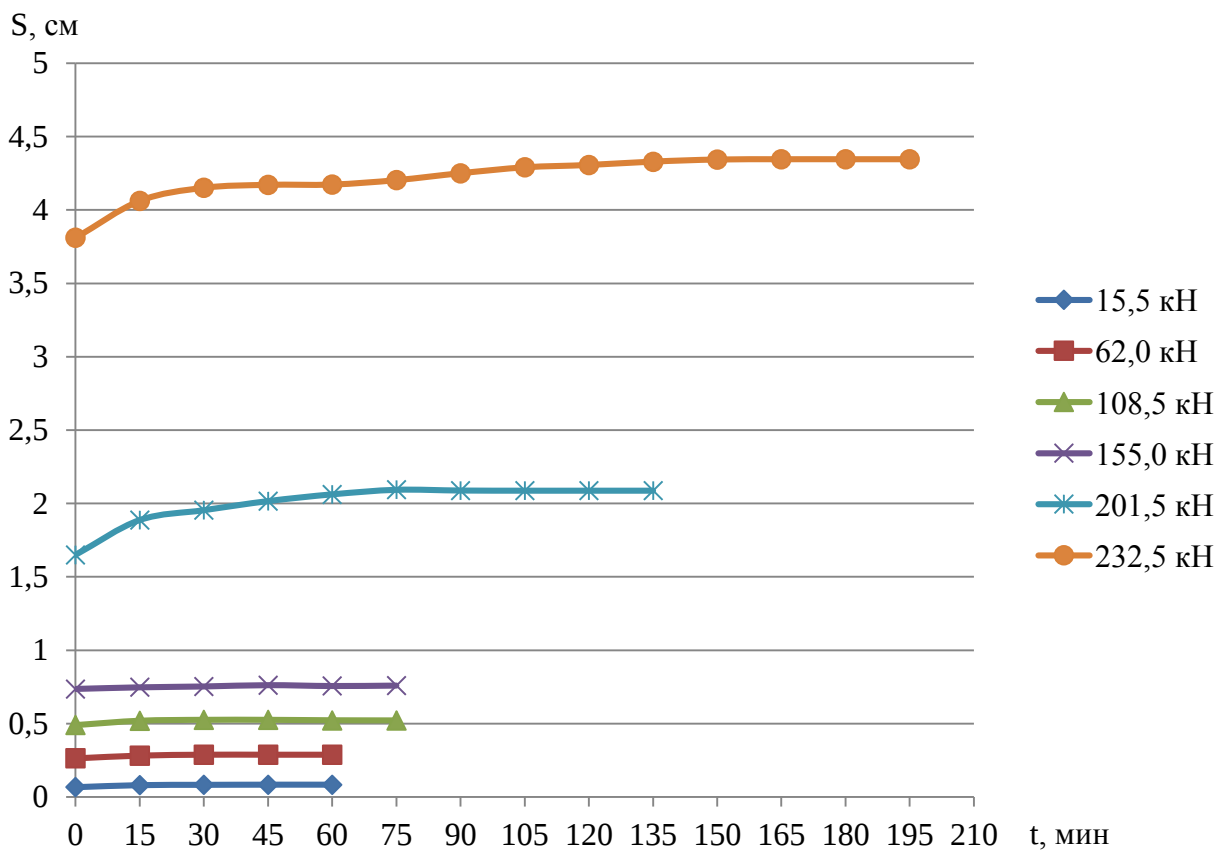


Рисунок 3.21 — Зависимость нарастания горизонтального перемещения сваи № 2
во времени

При испытаниях на центральное вдавливание потери несущей способности сваями и грунтовым основанием не произошло. Была достигнута испытательная нагрузка 2196 кН. В соответствии с нормативными документами [106] несущая способность свай определяется из выражения (3.14). В случае определения предельной нагрузки по результатам полевых испытаний коэффициент $\gamma_k = 1,2$. Таким образом, несущая способность свай на вдавливание составит $N \leq 2196 / 1,2 = 1830$ кН.

Вертикальные перемещения свай при вдавливающей нагрузке незначительны и не превысили при нагрузке 2196 кН для первой свай 7,04 мм. Зависимость вертикальных перемещений от вдавливающей нагрузки носит практически линейный характер.

При испытании на вертикальную выдергивающую нагрузку достигнутая расчетная величина нагрузки составила 549 кН. При этом признаков потери несущей способности ни у одной из испытанных свай не наблюдали. Максимальные перемещения в испытанных сваях составили 2,15 мм. Несущая способность свай на выдергивание составит $N \leq 549 / 1,2 = 458$ кН.

Зависимость между вертикальной выдергивающей нагрузкой и перемещением носит практически линейный характер. После снятия нагрузки остаточные перемещения составляли 0,78 мм.

При испытании на горизонтальную нагрузку достигнутая величина нагрузки составила 232,5 кН. При этом достигнуто предельное состояние конструкции второй группы (горизонтальные перемещения оголовка свай превысили 4 см). За условную предельную можно принять величину нагрузки предыдущей ступени — 201,5 кН. При этом несущая способность свай на горизонтальную нагрузку $N \leq 201,5 / 1,2 = 167,9$ кН.

В случае применения свай данного конструктивного решения на других объектах следует проводить их испытания для каждого конкретного типа свай и грунтовых напластований площадки строительства. Методика исследований и оборудование для испытания буринъекционных свай могут применяться в работе.

3.4 Анализ результатов по несущей способности буроинъекционных свай

Любые проведенные исследования не дают идеально точных результатов. Существуют некоторые погрешности, допущенные в ходе, как самих исследований, так и при проведении экспериментов.

Оценка погрешностей результатов аналитических исследований

Проведенные аналитические исследования показали, что несущая способность буроинъекционных свай состоит из четырех составляющих (п. 2.3)

$$F_d = \gamma_c \cdot (R_c + R_u + f_z + f_u),$$

где R_c — сила сопротивления под нижним концом свай;

R_u — сила сопротивления под цементным уширением;

f_z — сила сопротивления грунта на боковой поверхности свай;

f_u — сила сопротивления цемента на боковой поверхности свай.

$$R_c = \gamma_{cR} \cdot R \cdot \pi \cdot r_c^2;$$

$$R_u = \gamma_{cR} \cdot R \cdot \pi \cdot (R_{\text{э}} - r_c)^2 \cdot k_n;$$

$$f_z = u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_{z_i} \cdot h_{z_i} \cdot k_{k_i};$$

$$f_u = u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_{u_i} \cdot h_{\text{э}_i}.$$

При расчете каждой из этих сил были допущены некоторые ошибки, так как в состав формул входят значения, имеющие погрешность за счет измерительных инструментов. Так, например, радиус инъекционной трубы r_c , измеренный с помощью штангенциркуля, был определен с ошибкой в 1%, так как погрешность самого измерительного инструмента (штангенциркуля) составляет 1%.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи R определялось по таблицам и формулам нормативных документов [105] и погрешность величины составит не более 1%.

Эффективный радиус R_e определялся, как усредненное значение, зависящее от максимального радиуса распространения раствора и эффективного давления раствора на стенки канала разрыва, в связи с этим погрешность измерения может достигать 10%.

Внешний периметр поперечного сечения сваи u , так же, как и радиус инъекционной трубы r_c , измерялся с помощью штангенциркуля. Погрешность измерения не превышает 1%.

Расчетные сопротивления i -го слоя грунта f_{2i} и цементного раствора f_{u_i} на боковой поверхности сваи определялось по таблицам нормативных документов [105], а погрешность этих величин не превышает 2%.

Толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи h_{2i} , была определена исходя из данных геологического разреза грунтового основания. Относительная погрешность этой величины достигает 2%.

Эквивалентная полость раскрытия трещин гидроразрыва в i -том слое грунта h_{3i} , зависит от коэффициентов пористости i -го слоя грунта e , взятых в соответствии с нормативными документами [105], достигает относительной погрешности в 2%.

Составим таблицу 3.9 расчетных величин и относительных погрешностей их измерения.

В соответствии с правилами подсчета номинальных погрешностей [30] и данными таблицы 3.9, приведенные силы были косвенно измерены со следующими погрешностями

$$\begin{aligned}\varepsilon_{R_c} &= \varepsilon_R + \varepsilon_{r_c}, \\ \varepsilon_{R_c} &= 1 + 2 \cdot 1 = 3\%,\end{aligned}\tag{3.15}$$

Таблица 3.9 — Погрешности расчетных величин

Наименование величины	Обозначение	Ед. изм.	Погрешность ε , %
Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи	R	кПа	1
Радиус инъекционной трубы	r_c	м	1
Эффективный радиус	$R_{\text{э}}$	м	10
Внешний периметр поперечного сечения сваи	u	м	1
Расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности сваи	$f_{\text{э}i}$	кПа	2
Толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи	$h_{\text{э}i}$	м	2
Расчетное сопротивление i -го слоя цементного раствора на боковой поверхности сваи	$f_{\text{у}i}$	кПа	2
Эквивалентна полость раскрытия трещин гидроразрыва	$h_{\text{э}i}$	м	2

$$\varepsilon_{R_{\text{у}}} = \varepsilon_R + 2 \left(\frac{0,01R_{\text{э}} + 0,01r_c}{R_{\text{э}} - r_c} \right), \quad (3.16)$$

$$\varepsilon_{R_{\text{у}}} = 1 + 2 \cdot 1,35 = 3,7\%,$$

$$\varepsilon_{f_{\text{э}}} = \varepsilon_u + \varepsilon_{f_{\text{э}i}} + \varepsilon_{h_{\text{э}i}}, \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{f_{\text{э}}} = 1 + 2 + 2 = 5\%,$$

$$\varepsilon_{f_{\text{у}}} = \varepsilon_u + \varepsilon_{f_{\text{у}i}} + \varepsilon_{h_{\text{у}i}}, \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_{f_{\text{у}}} = 1 + 2 + 2 = 5\%.$$

Определим суммарную относительную погрешность несущей способности буроинъекционных свай

$$\varepsilon_{F_d} = \varepsilon_{R_c} + \varepsilon_{R_u} + \varepsilon_{f_z} + \varepsilon_{f_u}, \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{F_d} = 3 + 3,7 + 5 + 5 = 17,7\%.$$

Таким образом, несущая способность буроинъекционных свай, рассчитанная аналитическим методом, дает нам погрешность не более 17,7%.

Оценка погрешностей результатов лабораторных исследований

Во время лабораторного моделирования буроинъекционных свай и снятия показаний с измерительных приборов, имели место измерительные погрешности из-за неточности, заложенной в приборы. На первый взгляд эти неточности могут показаться незначительными, но в итоге приводят к весомым отклонениям результатов расчетов.

Полученная формула расчета несущей способности буроинъекционных свай, в результате физическое моделирование работы буроинъекционной сваи (п. 3.1), имеет вид

$$F_{\max} = \Delta l \cdot \pi \cdot d \cdot (k_n \cdot (E_u - E_z) + E_z).$$

Относительная погрешность абсолютной деформации сваи Δl в пределах 1%, так как эта величина была измерена с помощью индикатора часового типа, дает относительную погрешность измерений 1%.

Диаметр трубки модели d были измерены с помощью штангенциркуля, поэтому относительная погрешность измерения не превышает 1%.

Модули деформации цементного раствора E_u и грунта E_z определялись по результатам лабораторной обработки материалов, поэтому относительная погрешность данных величин достигает 5%.

Составим таблицу измеряемых величин и их относительных погрешностей (табл. 3.10).

Таблица 3.10 — Расчетные величины и их относительные погрешности

Наименование величины	Обозначение	Ед. изм.	Погрешность ε , %
Абсолютная деформация сваи	Δl	мм	1
Диаметр трубки модели	d	мм	1
Модуль деформации цементного раствора	$E_{\text{ц}}$	МПа	5
Модуль деформации грунта	$E_{\text{г}}$	МПа	5

Пользуясь правилами вычисления погрешности, можем определить погрешность расчета несущей способности буроинъекционных свай методом лабораторного моделирования

$$\varepsilon_F = \varepsilon_{\Delta l} + \varepsilon_d + \left(\frac{0,05E_{\text{ц}} + 0,05E_{\text{г}}}{E_{\text{ц}} - E_{\text{г}}} \right) + \varepsilon_{E_{\text{ц}}}, \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_F = 1 + 1 + 5,02 + 5 = 12,02\%.$$

Таким образом, несущая способность буроинъекционной сваи, рассчитанная методом лабораторного моделирования, имеет погрешность не более 12,02%.

Оценка погрешностей результатов натурных исследований

Проведенные натурные испытания и их обработка (п. 3.3), так же, как и в двух предыдущих методах, дают неточные результаты. Несущая способность в данном методе была определена, как переданная свае сжимающая нагрузка, которая контролировалась с помощью образцового манометра.

Образцовый манометр предназначен для испытаний, поверки и калибровки приборов давления, а также для точных измерений избыточного давления жидкости и газа.

Испытания проводились с помощью образцового манометра МО-250, класс точности которого 0,25%, а цена деления равна 1 МПа.

Погрешность такого манометра составляет $\varepsilon_m = 0,25\%$.

При нагрузке буроинъекционные сваи, согласно методике, проводилось не менее трех измерений вдавливающей силы, которые соответствуют одному и тому же моменту времени.

Исходя из результатов измерений случайная ошибка, которая представляет собой среднее абсолютное отклонение $\varepsilon_{cl} = 5\%$.

Номинальная погрешность измерения несущей способности буроинъекционных свай составляет

$$\varepsilon_F = \varepsilon_m + \varepsilon_{cl} = 0,25 + 5 = 5,25\%. \quad (3.21)$$

Таким образом, несущая способность буроинъекционной сваи, определенная с помощью натуральных испытаний, имеет погрешность не более 5,25%.

В аналитическом методе, методе лабораторного моделирования и натуральных испытаниях несущая способность буроинъекционных свай определялась с систематической ошибкой, которая заключалась в неточности при измерении расчетных величин. Также, при проведении натуральных испытаний имела место случайная ошибка, которая представляет собой среднее абсолютное отклонение.

Основными показателями ошибок несущей способности буроинъекционных свай стали относительная ε и абсолютная Δ погрешности косвенных измерений. Данные погрешности были определены в соответствии с существующей методикой обработки результатов исследований.

Итак, исходя из того, что в технических расчетах и измерениях погрешность не должна превышать 20%, можно утверждать, что все рассмотренные методы дают удовлетворительную погрешность.

Наиболее точным является метод натуральных измерений несущей способности буроинъекционных свай с погрешностью $\varepsilon_F = 5,25\%$.

Однако, разработанный новый лабораторный метод определений несущей способности буроинъекционных свай, дает удовлетворительную погрешность

$\varepsilon_F = 12,02\%$. Поэтому, результаты лабораторного моделирования буроинъекционные сваи с высокой достоверностью могут быть перенесены в расчет несущей способности буроинъекционных свай для выполнения практических работ.

Так же, впервые предложенное выражение для расчета несущей способности буроинъекционных свай, позволяет с достаточной степенью точности выполнять их проектирование при укреплении грунтов оснований сооружений.

Выводы

1. Разработана новая методика определения несущей способности буроинъекционных свай с помощью лабораторных испытаний модели методом выдергивания. Коэффициент перехода от модели к натурным условиям — 156,25.

2. Установлена нелинейная зависимость несущей способности сваи от коэффициента постели цементного раствора. При увеличении коэффициента постели цементного раствора с 0,122 до 0,212 и 0,383 несущая способность сваи увеличивается в 2,2 и 6,6 раза соответственно, что соответствует строительным требованиям.

3. Разработана методика проведения натуральных испытаний буроинъекционных свай.

4. Натурными испытаниями доказано, что несущая способность буроинъекционной сваи при вдавливающей нагрузки составляет 1830 кН, а деформации не превысили 7 мм. При выдергивающей нагрузке несущая способность сваи составила 458 кН, а перемещение не более 1 мм. При испытаниях на горизонтальную нагрузку несущая способность сваи составила 168 кН.

5. Анализ результатов по несущей способности буроинъекционных свай показал, что каждый из использованных методов определения несущей способности не является абсолютно точным. Относительные погрешности методов натуральных, лабораторных и аналитических испытаний буроинъекционных свай составляют

$\varepsilon_F = 5,25\%$, $\varepsilon_F = 12,02\%$ и $\varepsilon_F = 17,7\%$ соответственно, что удовлетворяет требованиям технических расчетов и измерений и не превышают относительной погрешности в 20%.

Результаты научных исследований по главе 3 опубликованы в печатных работах [23, 31, 35, 39].

ГЛАВА 4 МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ОПЫТНО-ПРОМЫШЛЕННЫЕ РАБОТЫ ПО УПРОЧНЕНИЮ ГРУНТОВ БУРОИНЪЕКЦИОННЫМИ СВАЯМИ

4.1 Методика проектирования параметров буроинъекционных свай

Для практической реализации предложенного способа укрепления основания фундамента важным вопросом является инженерное обоснование их параметров. На сегодняшний день в соответствии с нормативной документацией известны методы расчета ленточных и свайных фундаментов, которые в данной работе принимаются за основу [48, 49, 74, 87, 105].

Для расчета буроинъекционных свай разработана методика проектирования, включающая следующие этапы:

1. Геологические и инженерно-геологические исследования грунтов;
2. Определение технологических и геометрических параметров;
3. Определение несущей способности буроинъекционных свай.

При расчете определяют:

1. Коэффициент пористости грунтов

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (4.1)$$

где ρ_s — плотность минеральных частиц грунта, кг/м³;

ρ_d — плотность сухого грунта, кг/м³;

2. Предельное сопротивление грунта сдвигу при давлении, соответствующем глубине залегания просадочного слоя h , МПа

$$\tau_{hkp} = c_h + P_h \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.2)$$

где c_h — сцепление грунта на глубине h , МПа;

φ — угол внутреннего трения, град;

P_h — горное давление, соответствующее глубине h , определяется его весом в естественном сложении, МПа

$$P_h = g \sum_{i=1}^h \rho_i m_i, \quad (4.3)$$

где g — ускорение свободного падения, м/с²;

ρ_i — плотность i -ого слоя грунта, кг/м³;

m_i — мощность i -ого слоя грунта, м;

3. Модуль общей деформации, МПа

$$E = \beta \frac{1+e}{m_v}, \quad (4.4)$$

где β — безразмерный коэффициент, зависит от вида грунта, и принимают для: песков — 0,26, супеси — 0,72, суглинков — 0,57, глины — 0,43;

m_v — коэффициент сжимаемости, который определяется отношением относительной вертикальной деформации (изменения коэффициента пористости) к давлению, вызвавшему эту деформацию, м²/кН

$$m_v = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}, \quad (4.5)$$

где e_1 и e_2 — коэффициенты пористости после воздействия давления P_1 и P_2 ;

4. Относительная деформация грунта при давлениях, соответствующих горному и нагнетанию раствора,

$$\varepsilon = \frac{h_h - h_p}{h_h}, \quad (4.6)$$

где h_h — высота образца при давлении, соответствующем горному, м;

h_p — высота образца при давлении нагнетания, м;

5. Необходимая степень уплотнения грунта определяется исходя из сравнения нормативных и фактических показателей коэффициента пористости и модуля общей деформации. Целью инъекционного уплотнения является достижение проектной плотности грунта, для этого используется соотношение

$$\varepsilon = \frac{\Delta h_{\text{пр}}}{m}; \quad \varepsilon = \frac{e_{\text{пр}} - e_h}{1 + e_h}, \quad (4.7)$$

где $\Delta h_{\text{пр}}$ — проектная толщина слоя закрепляющего раствора, м;

m — мощность укрепляемого слоя, м;

$e_{\text{пр}}$ — проектный коэффициент пористости;

e_h — коэффициент пористости;

6. Давление, при котором следует проводить нагнетание, МПа

$$P_3 = E\varepsilon; \quad (4.8)$$

7. Максимальное распространение закрепляющего инъекционного раствора, м

$$R_0 = \frac{(P_3 - \tau_{\text{кр}})\Delta h_{\text{пр}}}{12\tau_0}, \quad (4.9)$$

где τ_0 — динамическое напряжение сдвига закрепляющего раствора, МПа;

8. Расстояние между скважинами зависит от радиуса распространения закрепляющего инъекционного раствора с учетом коэффициента запаса, м

$$L = \frac{1}{\xi} R_0, \quad (4.10)$$

где ξ — коэффициент запаса,

9. Объем инъекционного закрепляющего раствора из одной скважины, м³

$$V = \frac{1}{3} \pi \Delta h_{\text{пр}} R_0^2; \quad (4.11)$$

10. Максимально допустимое давление нагнетания раствора определяется соотношением

$$P_{\text{доп}} \leq \frac{P_h + \tau_{\text{нкр}}}{\xi}; \quad (4.12)$$

11. Давление, регистрируемое манометром насоса, в общем случае, МПа

$$P_{\text{н}} = P_{\text{т}} + P_{\text{з}}, \quad (4.13)$$

где P_m — давления на линии нагнетания, определяется экспериментально для каждой скважины перед началом инъецирования МПа;

12. Несущая способность буроинъекционной сваи рассчитывается по формуле [22], кН

$$F_d = \gamma_c (R_c + R_{\text{ц}} + f_{\text{г}} + f_{\text{ц}}) = \gamma_c \cdot \gamma_{\text{ср}} \cdot R \cdot \pi (r_c^2 + k_{\text{п}} \cdot (R_{\text{э}} - r_c)^2) + \\ + \gamma_c \cdot u \cdot \left(\sum \gamma_{\text{сф}} \cdot f_{\text{г}i} \cdot h_{\text{г}i} \cdot k_{k_i} + \sum \gamma_{\text{сф}} \cdot f_{\text{ц}i} \cdot h_{\text{э}i} \right), \quad (4.14)$$

Разработанная методика предусматривает поэтапное определения следующих параметров: давление нагнетания раствора; расстояние между скважинами; объем нагнетающего раствора; максимально допустимое давление нагнетания; несущая способность буроинъекционной сваи по новой формуле.

Методика проектирования также сгруппирована по этапам и приведена в виде таблицы (табл. 4.1).

Таблица 4.1 — Методика расчета параметров буроинъекционных свай

Наименование параметра	Формула вычисления
1 Коэффициент пористости	$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$
2 Предельное сопротивление грунта сдвигу, МПа	$\tau_{hkp} = c_h + P_h \cdot tg\varphi$
3 Давление грунта, МПа	$P_h = g \sum_{i=1}^h \rho_i m_i$
4 Модуль общей деформации, МПа	$E = \frac{1 + e}{m_v} \beta$
5 Коэффициент сжимаемости, м ² /кН	$m_v = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}$
6 Относительная деформация грунта	$\varepsilon = \frac{h_h - h_p}{h_h}$
7 Необходимая степень уплотнения	$\varepsilon = \frac{\Delta h_{np}}{m}; \quad \varepsilon = \frac{e_{np} - e_h}{1 + e_h},$
8 Давление нагнетания, МПа	$P_3 = E \varepsilon$
9 Максимальное распространение уплотняющего раствора, м	$R_0 = \frac{(P_3 - \tau_{np}) \Delta h_{np}}{12 \tau_0}$
10 Расстояние между скважинами, м	$L = \frac{1}{\xi} R_0$
11 Объем закрепляющего раствора из одной скважины, м ³	$V = \frac{1}{3} \pi \Delta h_{np} R_0^2$
12 Максимально допустимое давление нагнетания, МПа	$P_{доп} \leq \frac{P_h + \tau_{hkp}}{\xi}$
13 Давление, регистрируемое манометром насоса, МПа	$P_H = P_T + P_3$
14 Несущая способность буроинъекционной сваи, кН	$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{cR} \cdot R \cdot \pi \times \\ \times (r_c^2 + k_{\pi} \cdot (R_3 - r_c)^2) + \\ + \gamma_c \cdot u \cdot (\sum \gamma_{cf} \cdot f_{\Gamma_i} \cdot h_{\Gamma_i} \cdot k_{k_i} + \\ + \sum \gamma_{cf} \cdot f_{\text{ц}_i} \cdot h_{\text{э}_i})$

4.2 Технологическая схема упрочнения оснований буроинъекционными сваями

Исходя из конструкции буроинъекционных свай, технологическая последовательность работ по укреплению грунтов следующая:

- бурение скважин вращательным способом с отбором керна, с целью уточнения глубины залегания слабоустойчивых грунтов;
- установка в каждую скважину иньектора;
- цементация затрубного пространства или постановка пакера; обвязка гидросистемы;
- приготовление и нагнетание инъекционного раствора заходками «снизу-вверх»; контроль качества.

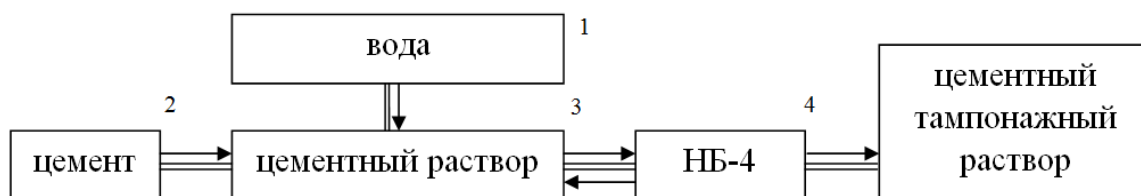
Бурение скважин выполняется вращательным способом мобильной буровой установкой, например, УРБ-2А2 на базе автомобиля ЗИЛ-131. В качестве иньекторов используются металлические перфорированные трубы диаметром 89 мм с шагом перфорации 0,5 м.

Нагнетание тампонажного раствора производится через двойной механический пакер заходками «снизу-вверх». В качестве инъекционного раствора наиболее часто используется цементный раствор плотностью 1,8 т/м³ (цемент М400 — 1200 кг; вода — 500 л).

Приготовление и нагнетание цементного раствора осуществляется миксером и насосом НБ-4 в соответствии с разработанной технологической схемой, обеспечивающей непрерывный контроль нагнетания (рис. 4.1).

Приготовление цементного раствора предусматривается путем последовательного введения составляющих компонентов по следующей технологической схеме: подача воды и цемента в миксер, после достижения цементным раствором требуемой плотности 1800 кг/м³ производится нагнетание готового раствора цементировочным насосом НБ-4 в скважину.

Принципиальная технологическая схема приготовления и нагнетания цементного раствора показана на рисунке 4.1. После нагнетания расчетных объемов раствора труба иньектора заполняется цементным раствором [28, 90].



- 1 — емкость с водой;
- 2 — сухой цемент;
- 3 — амбар-накопитель цементного раствора;
- 4 — насос для подачи раствора

Рисунок 4.1 — Технологическая схема приготовления и нагнетания цементного раствора

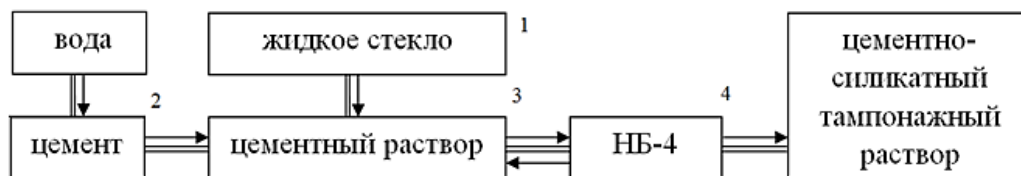
В соответствии с инженерно-геологическими условиями, когда необходимо быстрое твердение раствора, возможно применение цементно-силикатной рецептуры. На 1 м³ раствора вводится 870 кг цемента М400 и затем дозатором добавляется 37 кг силиката натрия (жидкого стекла). При этом силикат натрия работает как ускоритель схватывания, сокращая время твердения раствора до 20–30 мин.

Общая технологическая схема приготовления цементно-силикатного раствора приведена на рисунке 4.2.

В ряде случаев инженерно-геологических условий, когда не требуется высокая прочность закрепленных грунтов, а главная цель — водоизоляция грунтов при больших объемах нагнетания, целесообразно применение глиноцементных растворов [34, 47]. Наиболее часто глинистый раствор плотностью 1,20–1,22 г/см³ готовится на основе каолиновых глин или сходных по свойствам. В глинистый раствор смеситель подает 100 кг сухого цемента М400, а затем в промежуточную емкость вводится 10 кг силиката натрия. Готовый глиноцементный раствор непрерывно

циркуляционно прокачивается насосом НБ-4 и нагнетается в скважину под заданным давлением.

Технологическая схема приготовления и нагнетания глиноцементного тампонажного раствора приведена на рисунке 4.3.



- 1 — емкость с жидким стеклом;
- 2 — сухой цемент;
- 3 — амбар-накопитель цементного раствора;
- 4 — насос для подачи раствора

Рисунок 4.2 — Технологическая схема приготовления и нагнетания цементно-силикатного раствора



- 1 — емкость с жидким стеклом;
- 2 — сухой цемент;
- 3 — накопитель глинистого раствора;
- 4 — насос для подачи раствора;
- 5 — промежуточная емкость

Рисунок 4.3 — Технологическая схема приготовления и нагнетания глиноцементного тампонажного раствора

4.3 Расчет параметров и технология укрепления основания фундамента при строительстве климатопавильона

Общая характеристика грунтов и условий строительства климатопавильона

Участок работ расположен в республике Крым. Предусматривалось выполнение работ по укреплению грунтов в основании климатопавильона в г. Ялта, с целью предупреждения развития деформационных процессов. Исследуемый участок находится в прибрежной зоне югобережного макросклона на территории санатория «Пальмира-Палас», в пределах абсолютных отметок 21–22 м. Выкопировка с плана поверхности участка работ и схема расположения здания показана на рисунке 4.4.

В основании фундамента залегают два инженерно-геологических элемента:

- насыпной грунт из древесно-щебенистый грунт известняка без заполнителя и с бурокоричневым заполнителем (до 40%), с глыбами известняка серого, прочного (до 30%);
- щебенистый грунт известняка с красно-коричневым суглинистым заполнителем (40–50%) в полутвердом состоянии, с включением глыб известняка (до 20%) и линзами суглинка дресвяного.

На основании архивных данных, по результатам анализов водных вытяжек грунты и подземные воды зоны аэрации не агрессивны при воздействии на бетонные и железобетонные конструкции. По своим сейсмическим свойствам они относятся ко II категории.

В морфологическом отношении участок представляет собой спланированную площадку в верхней части берегового уступа с крутизной поверхности 0–1°. С юга она ограничена строящимся зданием, с севера — подпорной бетонной стеной высотой 3 м.

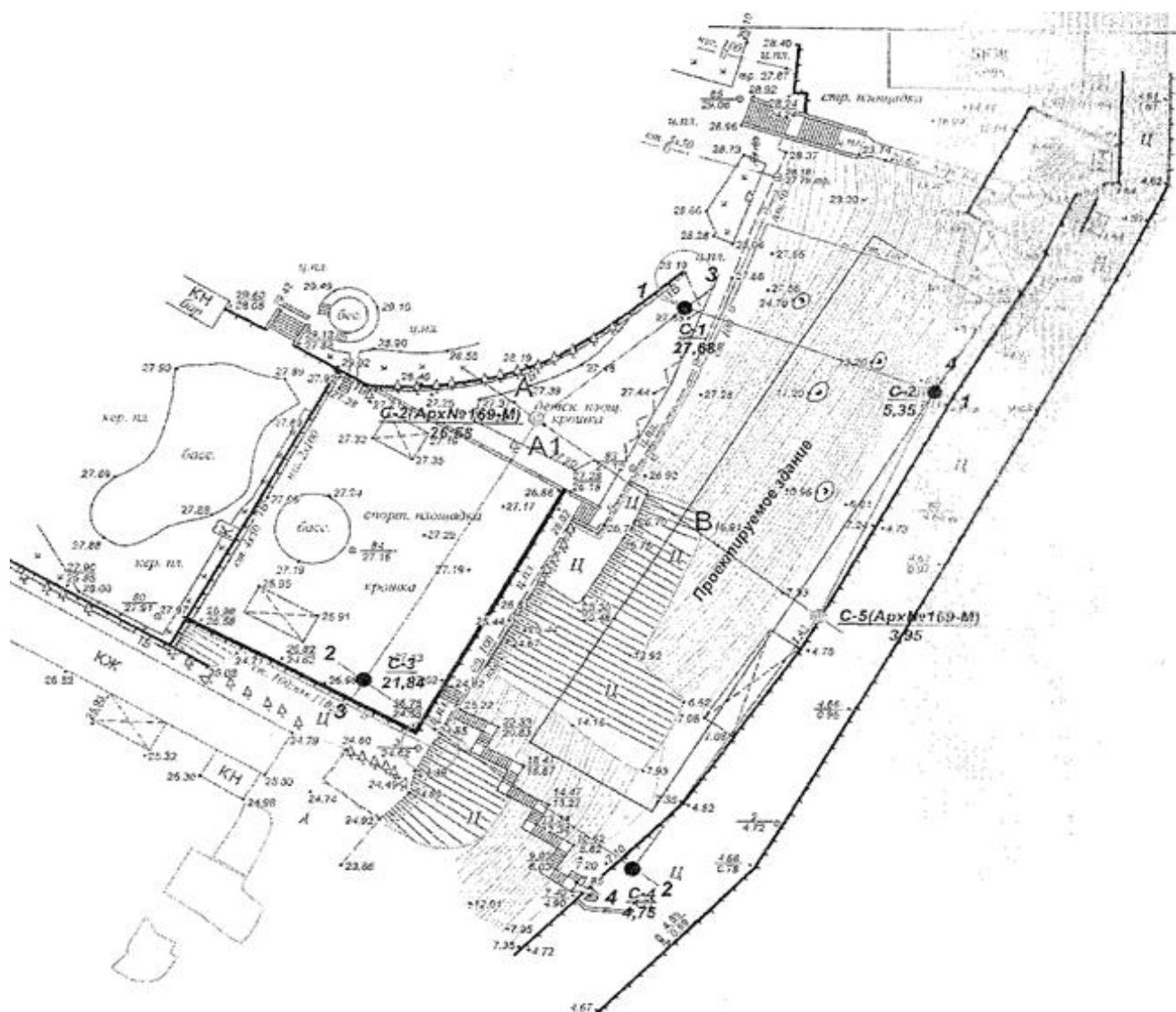


Рисунок 4.4 — План поверхности и схема расположения здания
климатопавильона

На площадке выполнено бурение разведочных скважин. Непосредственно на территории изысканий согласно данным института «КрымГИИНТИЗ» современные оползневые процессы не зафиксированы. Отсутствуют также выходы подземных вод на дневную поверхность (рис. 4.5).

Подземные воды на территории Южного берега Крыма носят поточно-струйчатый характер, зачастую не имея единого водоносного горизонта, и приурочены к локальным, расположенным на различных глубинах, ослабленным зонам в виде линз и прослоев крупнообломочного материала. Кроме того, следует отметить, что исследуемая территория относится к выраженному в рельефе береговому уступу.

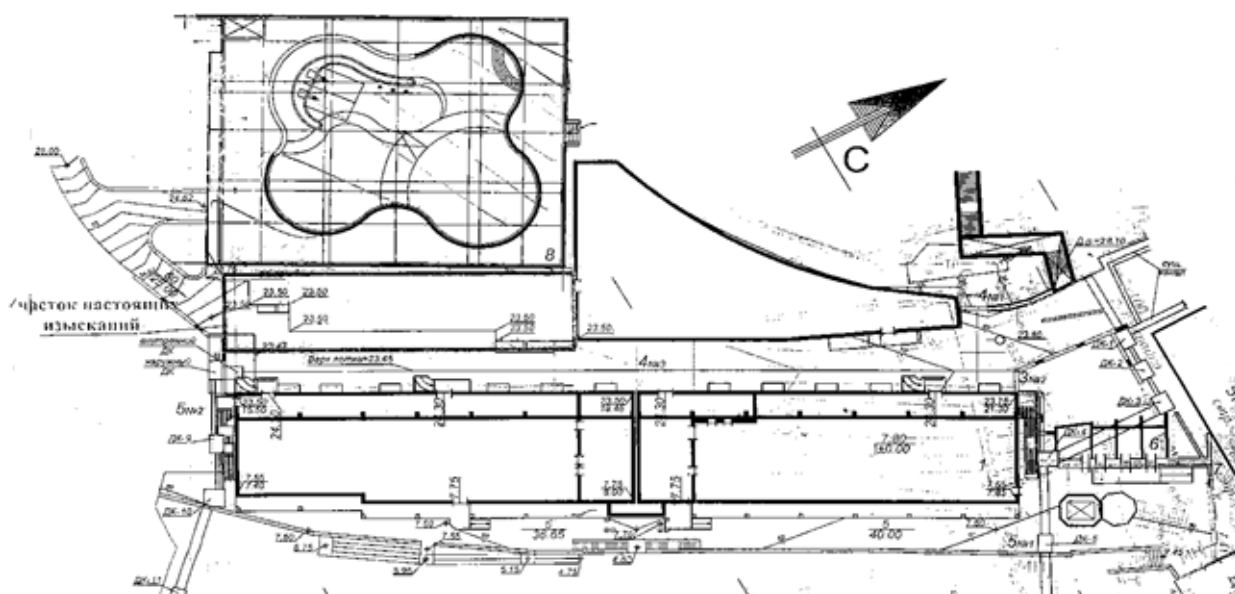


Рисунок 4.5 — Схема расположения изыскательских скважин

Таким образом, геологический разрез рассматриваемой территории сложен техногенными образованиями и верхнечетвертично-современными оползневыми отложениями.

На основании геологического описания пробуренных скважин и архивных данных лабораторных определений свойств грунтов, выполненных институтом «КрымГИИНТИЗ», выделены следующие стратиграфо-генетические комплексы (СГК) и инженерно-геологические элементы (ИГЭ) грунтов:

- СГК I — современные техногенные образования;
- ИГЭ 1 — насыпной грунт: древесно-щебенистый грунт известняка без заполнителя и с бурокоричневым заполнителем (до 40%), с глыбами известняка серого, прочного (до 30%). Грунт неслежавшийся, выход керна составляет 50—80%. Максимальная мощность данного грунта составляет 4,8 м;
- СГК II — верхнечетвертично-современные оползневые отложения;
- ИГЭ 2 — щебенистый грунт известняка с красно-коричневым суглинистым заполнителем (40–50%) в полутвердом состоянии, с включением глыб известняка (до 20%) и линзами суглинка дресвяного. Максимальная вскрытая мощность данного грунта составляет 5,0 м.

Инженерно-геологическая колонка и свойства грунтов приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 — Сводная инженерно-геологическая колонка с нормативными и расчетными значениями показателей свойств грунтов и их классификацией по разработке

Геологический индекс	Литологический разрез		Наименование грунта	Нормативные значения										Расчетные значения							
				Плотность грунта, г/см³	Природная влажность, %	Степень влажности	Число пластичности	Показатель текучести	Коэффициент пористости	Модуль деформаций, МПа /		Угол внутреннего трения, град.	Удельное сцепление, кПа	Предел прочности на одноосное сжатие, МПа	Удельный вес, г/см³		Удельное сцепление, кПа		Угол внутреннего трения, град.		Предел прочности на одноосное сжатие, МПа
	при естественной влажности	в водонас. состоянии																			
	№ СГК	№ ИГЭ		ρ _n	W	S _r	I _p	I _L	e	E _c	E _b	φ	c	R _c	ρ ₁	ρ ₂	c ₁	c ₂	φ ₁	φ ₂	R _c
tQ ₄	1	1	Насыпной грунт	Не нормируется																	
dpQ ₁₋	2	2	Дресвяно-щебнистый грунт известняка с глыбами	2,14	0,179	0,769	0,153	0,255	0,633	47	45	$\frac{39}{39}$	$\frac{14}{8}$	51	19,91	20,40	$\frac{10}{5}$	$\frac{14}{8}$	$\frac{34}{34}$	$\frac{39}{39}$	44

Примечание:

При указании значений в виде дроби: в числителе — показатель при естественном состоянии грунта, а знаменателе — в замоченном состоянии.

Расчет параметров укрепления основания фундамента буроинъекционными сваями

Принятыми техническими решениями предусматривалось укрепление насыпных грунтов в основании проектируемых фундаментов зданий методом инъекционного гидроразрыва и уплотнения грунтов. Сущность способа заключается в том, что консистентный тампонажный раствор, при нагнетании под давлением в закрепляемый слой грунта, не проникает в поры, а производит уплотнение и радиальное расклинивание массива грунта, окружающего скважину (рис. 4.6) [28, 35].

Данный способ разработан авторами в ООО «ГЕОТЕХНИКА», опубликован в статьях и приведен в учебном пособии «Комплексный метод тампонажа при строительстве шахт», в главе 6.6 «Укрепление просадочных и неустойчивых грунтов в основании фундаментов зданий и сооружений методом инъекционного уплотнения» [48].

Раствор, закачанный вокруг скважины, совместно с инъектором представляет собой буроинъекционную сваю. Проникновение цементного раствора по радиальным трещинам приводит к армированию грунта твердеющим раствором.

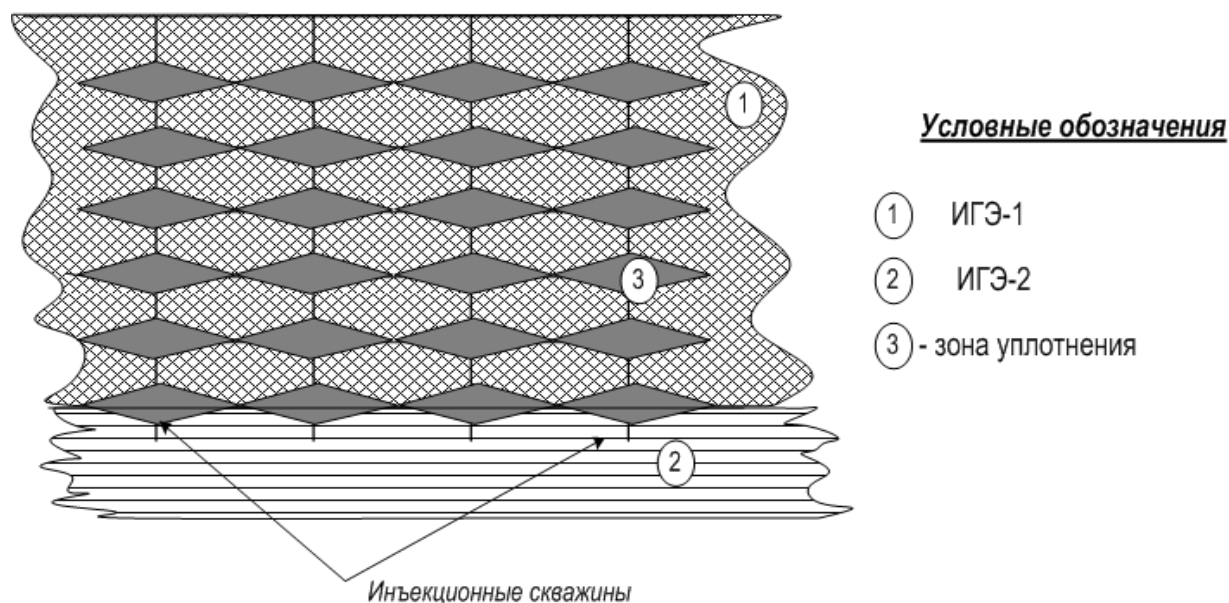


Рисунок 4.6 — Схема распространения цементного раствора в режиме гидрорасчленения грунта

Качественное выполнение работ по инъекционному уплотнению грунтов позволяет применение «манжетного иньектора». По этой технологии в скважину устанавливается иньектор — металлическая перфорированная труба диаметром 89 мм, отверстия которой защищены резиновыми манжетами. Пространство между стенками скважины и иньектором заполняется цементным «обойменным» раствором. Нагнетание цементного раствора происходит отдельно в каждый горизонт перфорации при помощи двойного пакерующего устройства с разрушением «обойменного» раствора.

В процессе проектирования параметров инъекционного упрочнения насыпных грунтов решаются следующие задачи [32, 90]:

- определение необходимой степени уплотнения насыпных грунтов;
- определение давления нагнетания раствора;
- определение радиуса инъекции;
- расчет объемов инъекционного раствора;
- расчет несущей способности буроинъекционной сваи.

Определение необходимой степени уплотнения грунта производится исходя из сравнения нормативных и фактических показателей коэффициента пористости. Целью инъекционного уплотнения является достижение проектной плотности грунта, т. е. расчетного коэффициента пористости.

Поскольку целью инъектирования является доведение прочности характеристик слоя ИГЭ 1 до характеристик слоя ИГЭ 2, принимаем прочностные и деформационные характеристики второго слоя за исходные.

По проектному коэффициенту пористости находим необходимую абсолютную степень уплотнения грунта

$$\Delta h_{\text{пр}} = m \frac{e_{\text{пр}} - e_h}{1 + e_h} = 1 \times \frac{0,63 - 0,75}{1 + 0,75} = 0,07 \text{ м,}$$

где $e_{\text{пр}}$ — проектный коэффициент пористости грунта;

e_h — коэффициент пористости насыпного грунта;

m — мощность укрепляемого слоя, м;

Определяем необходимое давление для достижения требуемой степени уплотнения

$$P = E\Delta h_{\text{пр}} + \tau_{\text{кр}} = 10 \times 0,07 + 0,05 = 0,8 \text{ МПа},$$

где E — модуль деформации грунта;

$\tau_{\text{пр}}$ — предельное сопротивление грунтов сдвигу

$$\tau_{\text{кр}} = c + P_h \times \operatorname{tg} \varphi = 0,022 + 0,08 \times 0,4 = 0,05 \text{ МПа},$$

где c — сцепление — 0,025 МПа;

φ — угол внутреннего трения — 23° ;

P_h — горное давление, определяемое весом грунта

$$P_h = \rho g h = 1700 \times 9.8 \times 5 = 0,08 \text{ МПа}.$$

Нормативные значения сцепления, угла внутреннего трения и модуля деформации приняты для четвертичных глинистых грунтов с коэффициентом пористости 0,75.

Определяем радиус инъекции цементного раствора. Исходя из размеров и конфигурации подошвы фундамента принимаем расстояние между скважинами равным 2 м. Тогда радиус распространения закрепляющего раствора с учетом коэффициента запаса

$$R = L \times \xi = 2 \times 1 = 2 \text{ м},$$

где L — расстояние между скважинами, м;

ξ — коэффициент запаса/

Выполняем определение необходимого объема нагнетания на один уровень перфорации. Расчет объема тампонажного раствора на один погонный метр закрепляемого массива

$$V = \frac{1}{3} \pi \times \Delta h_{\text{пр}} \times R^2 = \frac{1}{3} \times 3,14 \times 0,07 \times 22 = 0,3 \text{ м}^3.$$

Поскольку шаг перфорации составляет 0,5м, объем нагнетания на каждый уровень перфорации составит 0,15 м³. Расчетные объемы нагнетания цементного раствора в скважины приведены в таблице 4.3. Таким образом, общий объем нагнетания раствора в скважины равен 40,8 м³.

Таблица 4.3 — Расчетные объемы нагнетания цементного раствора в скважины

№ скв.	Глубина скважин, м	Интервал нагнетания, м	Объем нагнетания на одну перфорацию м ³	Объем раствора	
				На 1 скв, м ³	На все скв, м ³
10,11,12,13	2,5	0,5–2,5	0,15	0,6	2,4
8,9,14,15,29,30,31,32	3,5	0,5–3,5	0,15	0,9	7,2
2,7,16,23,28,33	4	0,5–4	0,15	1,05	6,3
6,17,27,34	5	0,5–5	0,15	1,35	5,4
3,4,5,18,19,20,21,25, 22,26,35,36	5,5	0,5–5,5	0,15	1,5	18
1,24	3	0,5–3	0,15	0,75	1,5
					40,8 м ³

Расчет объема цементного раствора на цементацию затрубного пространства

$$V = \frac{\pi(D_c^2 - D_H^2)}{4} \times H,$$

где V — объем цементного раствора, м^3 ;

D_c — диаметр скважины, м;

D_n — наружный диаметр инъектора, м;

H — общая глубина скважин;

Объем цементного раствора на цементацию затрубного пространства приведен в таблице 4.4.

Таблица 4.4 — Объем цементного раствора на цементацию затрубного пространства

№ скважин	Глубина скважин, м	Объем раствора на 1 скв, м^3	Объем раствора на все скв, м^3
10,11,12,13	2,5	0,018	0,07
1,24	3	0,021	0,04
8,9,14,15,29,31,32	3,5	0,025	0,2
2,7,16,23,28,33	4	0,028	0,17
6,17,27,34	5	0,035	0,14
3,4,5,18,19,20,21,22,25,26,35,36	5,5	0,039	0,47
			1,1 м^3

Общие объемы расходных материалов приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 — Общие объемы расходных материалов

Наименование материала	Единица измерения	Удельный расход, т/м^3	Всего
1 Цемент	т	1,2	50 т
2 Вода	м^3	5	21
3 Трубы металлические d 89 мм	м	—	160
4 Резиновые манжеты	шт	—	272
5 Пакер двойной механический	шт		2

Рассчитаем несущую способность буроинъекционных свай по новой формуле. Данные для расчета приведены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 — Данные для расчета несущей способности буроинъекционной сваи

№ слоя	γ_c	γ_{cR}	R , кПа	r_c , м	R_3 , м	k_n	$f_{гi}$, кПа	$h_{гi}$, м	k_{ki}	$f_{ци}$, кПа	$h_{эi}$
1	1	1	3700	0,075	0,6	0,25	39	4,1	1,15	160	1,4

$$F_d = 1 \cdot 1 \cdot 3700 \cdot 3,14 \times (0,075^2 + 0,25(0,6 - 0,075)^2) + \\ + 1 \cdot 0,47 \cdot (1 \cdot 39 \cdot 4,1 \cdot 1,15 + 1 \cdot 160 \cdot 1,4) = 959,24 \text{ кН.}$$

Расчет показывает, что несущая способность этих свай равна 960 кН.

Технология упрочнения основания

Схема расположения скважин (рис. 4.7–4.9) выполнена таким образом, чтобы область инъектирования находилась в основании проектируемых фундаментов в области насыпных грунтов и равномерно распределялась по всему закрепляемому массиву грунта.

Работы выполняются последовательно по скважинам в соответствии с их нумерацией.

В первую очередь бурились скважины по периметру закрепляемого массива для создания упорной стены из уплотненного грунта и предотвращению выхода тампонажного раствора за пределы фундамента при выполнении инъекционных работ внутри периметра.

В качестве инъекционного раствора используется цементный раствор плотностью 1,8 т/м³ (цемент М 400 — 1200 кг; вода — 500 л).

После нагнетания расчетных объемов раствора труба иньектора заполнялась цементным раствором.

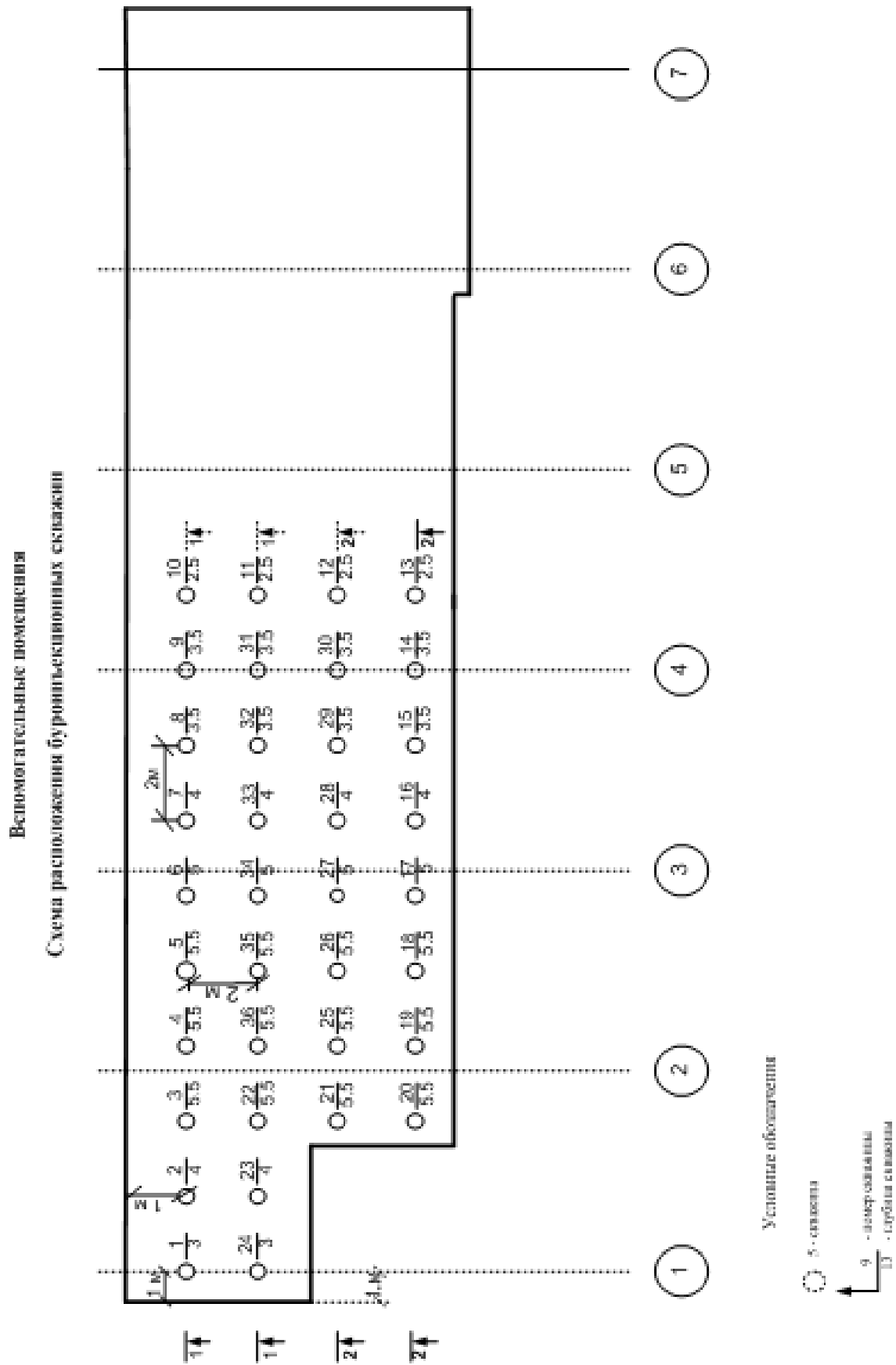
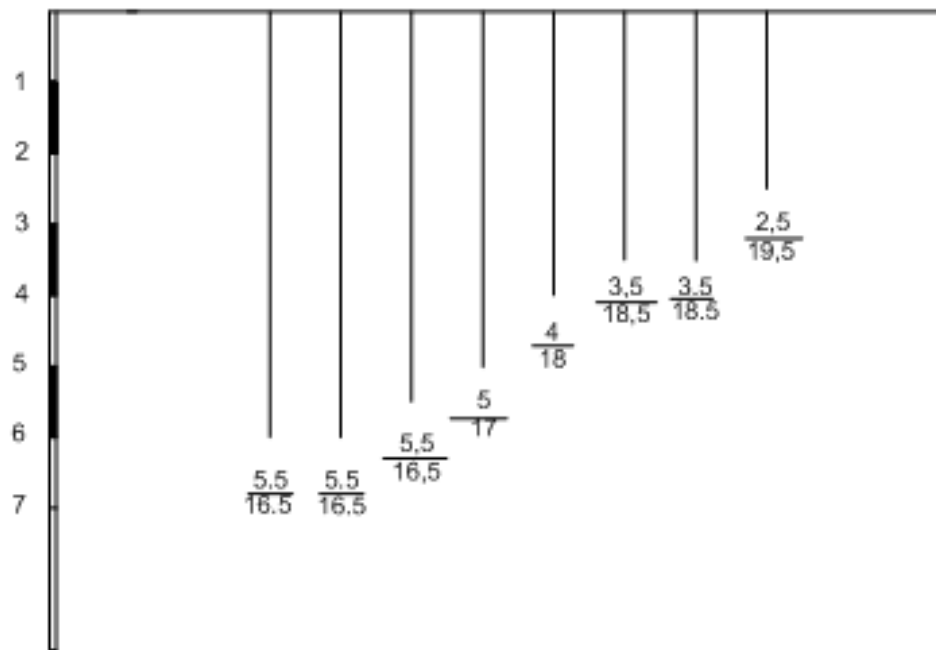


Рисунок 4.7 — Схема расположения буринъекционных скважин



Условные обозначения

$\frac{4}{18}$ - глубина
18 - отметка

Рисунок 4.8 — Глубина скважин на разрезе по линии 2–2

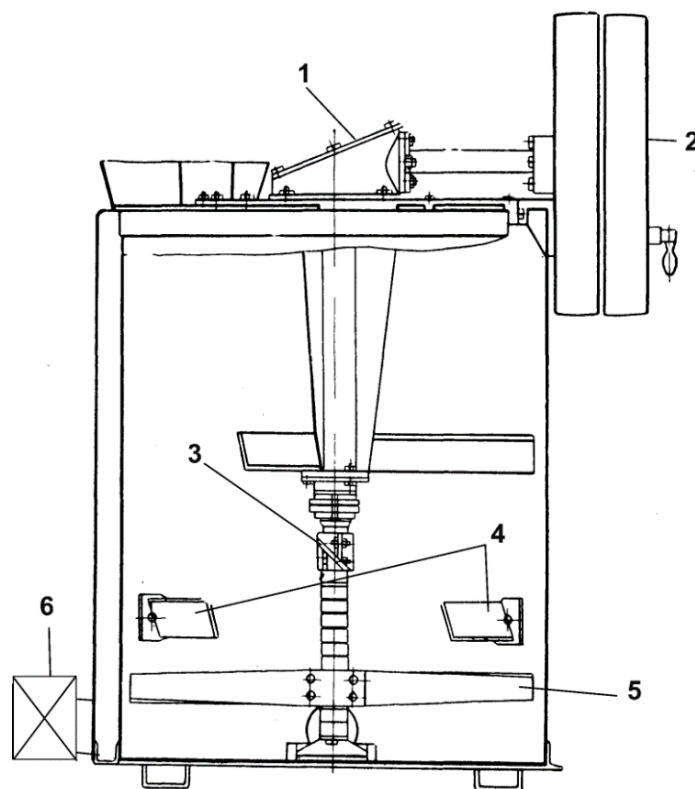


Условные обозначения

$\frac{4}{18}$ - глубина
18 - отметка

Рисунок 4.9 — Глубина скважин на разрезе по линии 1–1

Бурение скважин выполнялось буровой установкой УРБ-2А2 на базе автомобиля ЗИЛ-131. Приготовление и нагнетание цементного раствора осуществлялось миксером (рис. 4.10) и насосом НБ-4 в соответствии с разработанной технологической схемой, обеспечивающей непрерывный контроль нагнетания.



- 1 — редуктор;
- 2 — привод;
- 3 — вал;
- 4 — отбойки;
- 5 — лопасти;
- 6 — кран

Рисунок 4.10 — Вертикальный одновальный миксер

Для выполнения инъекционных работ по увеличению несущей способности грунтов в основании проектируемых фундаментов предусматривается бурение вертикальных скважин в соответствии с разработанной технологией. В соответствии с

расположением слоя ИГЭ 1, согласно данным инженерно-геологических изысканий и технологической схемой нагнетания цементного раствора, принимается следующая конструкция скважин:

- диаметр бурения 132 мм;
- диаметр иньектора 89 мм, шаг перфорации 0,5 м.

Проектом предусматривалось использовать следующий инструмент:

- трубы бурильные 50 мм с замковым соединением;
- трубы колонковые 127 мм;
- коронки твердосплавные 132 мм;
- шарошечные долота 132 мм;
- трубы металлические (иньекторы) 89 мм.

Рекомендуемые параметры режимов бурения скважин приведены в таблице 4.7.

Таблица 4.7 — Рекомендуемые параметры режимов бурения скважин

Тип породоразрушающего инструмента	Нагрузка на породоразрушающий инструмент, МПа	Число оборотов бурового снаряда об/мин.	Проектный профиль скважины
Твердосплавная коронка СМ 5	1–2	150–200	вертикальные

Распределение объемов буровых работ приведены в таблице 4.8.

Таблица 4.8 — Объемы буровых работ

№ скважин	Глубина скважины, м	Категория пород по буримости	Объем бурения, п. м.
10,11,12,13	2,5	5	10
1,24	3	5	6
8,9,14,15,29,30,31,32	3,5	5	28

Продолжение таблицы 4.8

№ скважин	Глубина скважины, м	Категория пород по буримости	Объем бурения, п. м.
2,7,16,23,28,33	4	5	24
6,17,27,34	5	5	20
3,4,5,18,19,20,21,22,25,26,35,36	5,5	5	66
			154

Расход труб (для иньектора) приведен в таблице 4.9.

Таблица 4.9 — Расход труб (для иньекторов)

№ скв.	Диаметр труб, мм	Кол-во колонн, шт	Норма расхода труб	Расход труб п.м.	Расход труб на оборудование оголовка	Общий расход труб, м
10,11,12,13	89	4	1,02	10,2	0,1×4	10,6
1,24	89	2	1,02	6,1	0,1×2	6,3
8,9,14,15,29, 30,31,32	89	8	1,02	28,5	0,1×8	29,4
2,7,16,23,28,33	89	6	1,02	24,5	0,1×6	25,1
6,17,27,34	89	4	1,02	20,4	0,1×4	20,8
3,4,5,18,19,20,21 22,25,26,35,36	89	12	1,02	67,3	0,1×12	68,5
						160

В процессе производства работ было пробурено 36 скважин, в которые установлены иньекторы, и выполнено нагнетание цементного раствора в объеме 42 м³.

На буроиньекционные сваи установлен железобетонный плитный фундамент и выполнено строительство здания климатопавильона.

4.4 Укрепление разуплотненных грунтов основания свайных фундаментов больницы

Постановка задачи

В январе 2010 года в здании Луганской городской больницы № 7 произошел взрыв баллона с кислородом, повлекший за собой разрушение участка внутренней несущей стены и обрушение плит перекрытия 3, 4 этажей. После происшедшей аварии строительные конструкции здания в месте взрыва нуждались в усилении и восстановлении. В процессе выполнения работ по восстановлению и обследованию строительных конструкций здания после взрыва был поставлен вопрос о возможности надстройки здания двумя дополнительными этажами после ликвидации последствий аварии. По результатам изучения проекта на строительство здания была установлена принципиальная возможность осуществления планируемых мероприятий по надстройке дополнительных этажей.

Особенностью выполнения работы по оценке возможности надстройки пятиэтажного здания больницы 6-ым и 7-ым этажами является не только выполнение надстройки после ликвидации последствий взрыва здания, но и реконструкцию здания в сложных инженерно-геологических условиях, включая усиление оснований и фундаментов при помощи буроинъекционных свай [19, 108].

Исследование инженерно-геологических условий

Участок работ расположен в центральной части г. Луганск. В геоморфологическом отношении участок приурочен к первой надпойменной террасе р. Лугань, абсолютные отметки поверхности 42,5–42,7 м. Территория в ходе строительства спланирована насыпными грунтами мощностью до 4,2 м. Геологический разрез вскрываемой толщи представлен четвертичными и верхнемеловыми отложениями, в которых по номенклатурному виду и физико-механическим свойствам в соответствии с ГОСТ 20522-2012 [14] выделены шесть инженерно-геологических элементов (рис. 4.11):

– ИГЭ 1 — насыпные грунты;

Проектная глубина - 17,0м

Количество скважин - 24

МАСШТАБ 1: 50

М А С Ш Т А Б	ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ							ТЕХНИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ				
	НАИМЕНОВАНИЕ ИГЭ	ГЛУБИНА ПОЧВЫ, М	ЛИТОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ	МОЩНОСТЬ, М	КАТЕГОРИЯ ПОРОД	УГОЛ ПАДЕНИЯ, ГРАД.	ОЖИДАЕМЫЕ ОСЛОЖНЕНИЯ	НАКРЕЩЕИКИ	ЧИСЛО ОБ/МИН	ДАВЛЕНИЕ НА ЗАБОЙ	ЦИКЛЫ ЗАКАЧЕК	КОНСТРУКЦИЯ СКВАЖИНЫ
— 2м	ИГЭ-1	2,2		2,2	II	0	оплывание стенок скважины	Ш -151 -Г,	200 - 400	20 М Па		
— 4м	ИГЭ-2			5,4	II	0						
— 6м		7,6		2,5	II	0						
— 8м	ИГЭ-3											
— 10м		10,2		2,4	II	0						
— 12м	ИГЭ-4	12,6		0,9	II	0						
— 14м	ИГЭ-5	13,5		3,5	II	0						
— 16м		ИГЭ-6										
		17,0										
17,0м												
0-3,0м - d бур. - 151мм; d обс. - 108мм, шаг перфорации - 1м												

Условные обозначения

	Насыпной грунт суглинок		Глина зеленовато-серая		Песок глинистый, зеленовато-серый
	Суглинок серо-бурый		Супесь светло-бурая		Мергель

Рисунок 4.11 — Геолого-технический разрез для инъекционных скважин

– ИГЭ 2 — суглинки голубовато-серые, голубовато-серо-бурые, желто-серые с включением песка мелкого, с включением дресвы мергеля до 20% тугопластичной консистенции;

– ИГЭ 3 — глины серые, голубовато-серые, зеленовато-серые, темно-зеленые с включением гравия мергеля светло-серого до 40% полутвердой консистенции;

– ИГЭ 4 — супесь светло-бурая, мягкопластичная, заиленная;

– ИГЭ 5 — пески желто-коричневые, желто-бурые, зеленовато-серые мелкие средней плотности водонасыщенные с включением гравия мергеля до 20%;

– ИГЭ 6 — щебенистые грунты: щебень, дресва мергеля желто серого оже-лезненного с глинистым заполнителем до 50%.

При выделении инженерно-геологических элементов установлено, что характеристика грунтов по площади и в разрезе изменяется без определенных закономерностей. В процессе бурения тампонажных скважин будет уточнен геологический разрез.

По данным инженерно-геологических изысканий, грунты характеризуются следующими показателями, приведенными в таблице 4.10.

Таблица 4.10 — Физико-механические свойства грунтов

Показатели	Насыпные грунты	Суглинки	Глины	Супесь	Пески	Щебенистые грунты
	ИГЭ 1	ИГЭ 2	ИГЭ 3	ИГЭ 4	ИГЭ 5	ИГЭ 6
Влажность на границе текучести, д. ед.	–	0,34–0,37	0,40–0,42	–	–	–
Влажность на границе пластичности, д. ед.	–	0,20–0,21	0,20–0,22	–	–	–
Число пластичности, доли ед.	–	0,13–0,16	0,19–0,21	–	–	–
Влажность природная, д. ед.	–	0,21–0,30	0,24–0,25	–	–	–
Влажность водонас., д. ед.	–	0,26–0,29	0,22–0,24	–	–	–
Показатель текучести, д. ед.	–	0,38–0,56	0,10–0,20	–	–	–

Продолжение таблицы 4.10

Показатели	Насыпные грунты	Суглинки	Глины	Супесь	Пески	Щебнистые грунты
	ИГЭ 1	ИГЭ 2	ИГЭ 3	ИГЭ 4	ИГЭ 5	ИГЭ 6
Плотность частиц грунта, г/см ³	–	2,66–2,69	2,72	–	–	–
Плотность грунтов, г/см ³	–	1,87–1,95	2,02–2,04	–	–	–
Плотность сухого грунта, г/см ³	–	1,48–1,55	1,62–1,66	–	–	–
Плотность водонасыщен- ного грунта, г/см ³	–	1,90–1,94	2,01–2,03	–	–	–
Пористость, д. ед.	–	0,42–0,45	0,39–0,40	–	–	–
Коэффициент пористости, д. ед.	–	0,72–0,81	0,67–0,68	–	–	–
Степень влажности, д. ед.	–	0,77–1,0	0,97–1,0	–	–	–
Полная влагоемкость, д. ед.	–	0,27–0,30	0,24–0,25	–	–	–
Модуль деф. без коэфф. обр. задан. сост. в инт-ле 0,100–0,200 МПа	–	3,89–8,46	8,46–9,81	–	–	–
Сопротивление срезу об- разца при давлениях: 0,1 МПа, мм 0,2 МПа, мм 0,3 МПа, мм	–	0,05–0,06 0,08–0,10 0,12–0,14	0,06–0,07 0,11–0,12 0,14–0,15	–	–	–
Удельное сцепление, МПа	–	0,01–0,03	0,02–0,03	–	–	–
Угол внутреннего трения, град.	–	17–23	21–22	–	–	–
Коэффициент фильтрации, м/сут.	–	0,30	0,09	–	1,0	0,2

Уровень грунтовых вод зафиксирован на глубинах 2,2–2,7 м. Питание водоносного горизонта осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков и утечек из водонесущих коммуникаций. Территория по потенциальной подтопляемости отнесена к подтопленной.

По химическому составу грунтовые воды сульфатно-гидрокарбонатно-кальциевые, кислые, очень жесткие, обладают агрессивными свойствами к арматуре железобетонных конструкций и высокой коррозионной активностью к алюминию и свинцу, к железу — корродирующие.

Расчет технологических параметров инъекции цементного раствора

Предусматривалось выполнение работ по сооружению дополнительных буроинъекционных свай с целью усиления строительных конструкций фундамента здания Луганской городской больницы № 7 для выполнения надстройки дополнительных этажей. Для этого через вертикальные скважины заходками «снизу-вверх» осуществляется инъектирование цементного раствора.

Работы выполнялись поочередно по скважинам в соответствии с их нумерацией. Технические решения по усилению несущей способности существующих ростверков следующие:

- бурение 24 скважин вращательным способом без отбора керна диаметром 151 мм, глубиной 17 м каждая;
- установка в скважины инъекторов — металлических труб диаметром 108 мм на всю глубину, трубы перфорированы по всей длине;
- нагнетание цементного раствора заходками «снизу-вверх», область инъектирования определяется зоной перфорации инъектора: в интервале 1–16 м (16 уровней перфорации через 1 м).

Пространство между обсадной трубой и стенками скважины заполнялось «обойменным» цементным раствором, что предотвращает перетекание цементирующего раствора в зоне перфорации и обеспечивает погоризонтное укрепление массива. После выполнения нагнетаний расчетного количества цементного раствора,

инъектор остается в скважине, таким образом, инъектор продолжает работать в качестве дополнительной сваи в основании ростверка. Схема конструкции буроинъекционной сваи показана на рисунке 4.12.

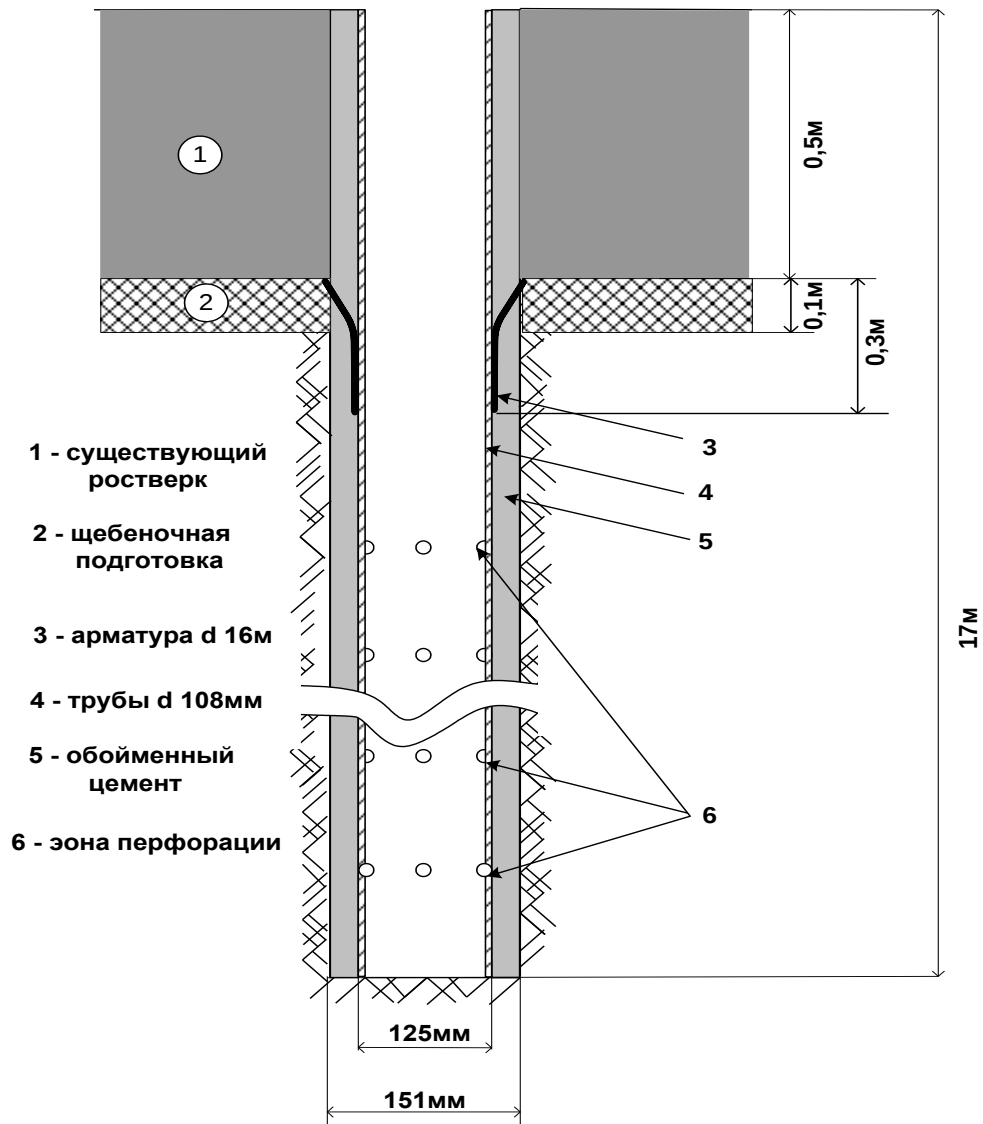


Рисунок 4.12 — Схема буроинъекционной сваи

Для повышения устойчивости свай и их несущей способности предусматривалось укрепление грунта в нижней части свай и уплотнение грунта с созданием уширения по телу верхней части сваи методом инъекционного уплотнения цементным раствором. Схема распространения цементного раствора в грунтах приведена на рисунке 4.13.

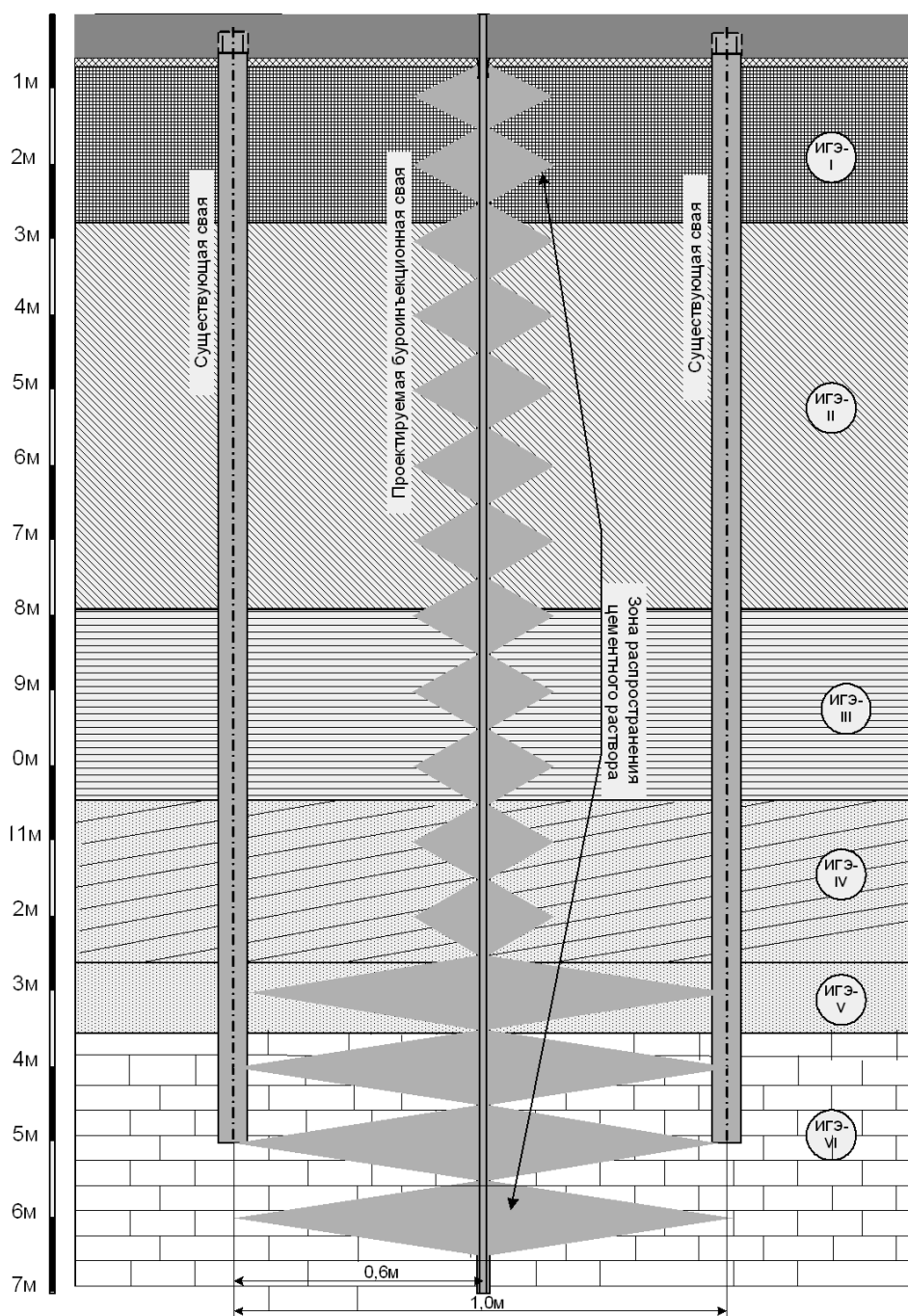


Рисунок 4.13 — Схема распространения цементного раствора в грунтах

Бурение скважин выполнялось буровым станком БСК 2М2-100.

Приготовление и нагнетание раствора, а также весь технологический регламент работ выполняется в строгом соответствии с проектом.

При проектировании инъекционных работ производился расчёт следующих основных параметров:

- несущей способности буроинъекционной сваи по прочности материала сваи;

- расчет буроинъекционной сваи по несущей способности грунта.
- определение состава и свойств цементного раствора;
- радиуса распространения раствора из отдельной скважины;
- объём нагнетания раствора в одну скважину;
- общего объёма цементного раствора;
- расхода материалов.

Расчет несущей способности буроинъекционной сваи по прочности материала сваи

$$F_{св} = \gamma_{св} \times R_b \times A_b + R_{sc} \times A_s,$$

где $F_{св}$ — несущая способность буроинъекционной сваи по прочности материала сваи, т;

$\gamma_{св}$ — коэффициент условий работы, учитывающий способ устройства и продольный изгиб сваи;

R_b — расчетное сопротивление цементного камня по прочности на сжатие, тс/м²;

A_b — площадь сечения сжимаемого цементного камня, м²;

R_{sc} — расчетное сопротивление трубы сжатию, тс/м²;

A_s — площадь сечения трубы, м².

Исходные данные для расчета несущей способности буроинъекционной сваи по прочности материала сваи приведены в таблице 4.11.

Таблица 4.11 — Исходные данные для расчета несущей способности буроинъекционной сваи по прочности материала сваи

$\gamma_{св}$	R_b , тс/м ²	A_b , м ²	R_{sc} , тс/м ²	A_s , м ²
0,8	2000	0,007	27000	0,002

Следовательно, несущую способность по прочности материала сваи

$$F_{\text{св}} = 0,8 \times 2000 \times 0,007 + 27000 \times 0,002 = 65,2 \text{ т} \approx 640 \text{ кН.}$$

Расчет буроинъекционной сваи по несущей способности грунта определим по формуле из нормативов (формула (1.1), п. 1.3) и по предложенной (формула (2.21), п. 2.3).

Исходные данные для расчета буроинъекционной сваи по несущей способности грунта приведены в таблице 4.12.

Таблица 4.12 — Исходные данные для расчета буроинъекционной сваи по несущей способности грунта

№ слоя	γ_c	γ_{cR}	R , кПа	r_c , м	R_9 , м	k_n	f_{ci} , кПа	h_{ci} , м	k_{ki}	f_{ci} , кПа	h_{9i}
1	1	1	2900	0,075	0,5	0,25	38	2,95	1,15	160	0,7
2							34	0,70	1,10		0,2
3							34	1,90	1,50		0,5
4							65	2,20	1,50		0,4
5							31	4,30	1,25		1,1

Расчет буроинъекционной сваи по несущей способности грунта по формуле из нормативов

$$F = 1 \times (1 \cdot 290 \cdot 0,018 + 0,47 \times (0,8 \cdot 3,65 \cdot 3,8 + 0,8 \cdot 0,9 \cdot 3,4 + + 0,8 \cdot 2,4 \cdot 3,4 + 0,9 \cdot 2,6 \cdot 6,5 + 0,9 \cdot 5,4 \cdot 3,1)) = 31 \text{ т} = 310 \text{ кН.}$$

Расчет буроинъекционной сваи по несущей способности грунта по предложенной новой формуле

$$F = 1 \times 1 \cdot 2900 \cdot 3,14 \times (0,075^2 + 0,25(0,5 - 0,075)^2) + 1 \cdot 0,47 \times \times (0,8 \cdot 38 \cdot 2,95 \cdot 1,15 + 0,8 \cdot 34 \cdot 0,70 \cdot 1,10 + 0,8 \cdot 34 \cdot 1,90 \cdot 1,50 + + 0,9 \cdot 65 \cdot 2,20 \cdot 1,50 + 0,9 \cdot 31 \cdot 4,30 \cdot 1,25 + 0,8 \cdot 160 \cdot 0,7 + 0,8 \cdot 160 \cdot 0,2 + + 0,8 \cdot 160 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 160 \cdot 0,4 + 0,9 \cdot 160 \cdot 1,1) = 910 \text{ кН.}$$

В связи с работой в разуплотненных грунтах вокруг существующих свай инъекционный процесс имел специфические особенности. Радиус инъекции для нижних четырех уровней перфорации (13–17 м) задавался равным 0,5 м, что позволяло увеличить несущую способность грунта не только в основании создаваемой сваи, но и двух ближайших существующих свай (рис. 4.14).

Объем нагнетания цементного раствора в нижние четыре уровня

$$V = \pi \times R^2 \times H \times m,$$

где V — объем цементного раствора на один уровень перфорации, м³;

R — радиус инъекции, м;

H — мощность заходки, м;

m — пористость, %.

$$V = 3,14 \times 0,5^2 \times 1 \times 0,4 = 0,3 \text{ м}^3.$$

Объем нагнетания цементного раствора в верхней части сваи составляет 0,08 м³ на один погонный метр сваи. Общий расчет объема цементного раствора приведен в таблице 4.13.

Таблица 4.13 — Объемы цементного раствора

Количество скважин	Интервал нагнетания,	Объем на 1 п. м., м ³	Объем раствора, м ³	
			на 1 скв.	на 24 скв.
24	12 (12–1)	0,08	0,96	23,04
24	4 (16–13)	0,3	1,2	28,8
Всего:			2,16	51,84

Таким образом, в скважины необходимо пронагнетать 51,84 м³ цементного раствора.

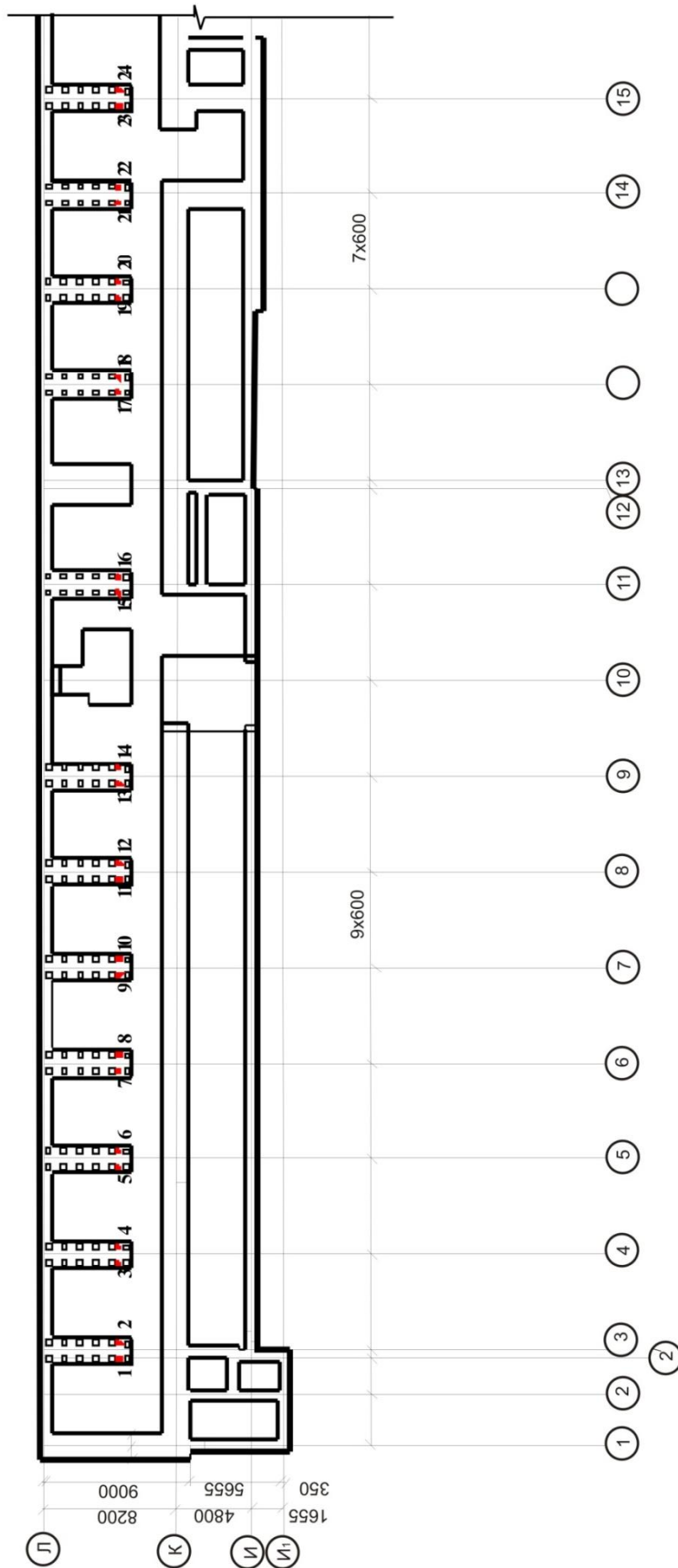


Рисунок 4.14 — Схема расположения инъекционных скважин

Расчет объема цементного раствора на цементацию затрубного пространства и заполнение иньектора цементным раствором

$$V = 1/4 \pi (D_c^2 - (D_n^2 - d_{dy}^2)) \times H \times n,$$

где V — объем цементного раствора, м³;

D_c — диаметр скважины, м;

D_n — наружный диаметр иньектора, м;

d_{dy} — внутренний диаметр иньектора, м;

H — глубина скважины, м;

n — количество скважин.

$$V = 1/4 \times 3,14 \times (0,151^2 - (0,108^2 - 0,096^2)) \times 17 \times 24 = 6,48 \text{ м}^3,$$

Расчет расхода цемента выполнен в таблице 4.14.

Таблица 4.14 — Расчет расхода цемента

Объем цементного раствора, м ³	Уд. расход цемента М 400 СС, т/м ³	Всего цемента М 400 СС, м ³
Для иньекций в грунты — 51,8	1,2	62,2
Для цементации затрубного пространства и заполнения иньектора — 6,48	1,2	7,8
Итого: 58,28		70,0

Технологические параметры

Для выполнения иньекционных работ по увеличению несущей способности существующих ростверков в основании здания Луганской городской больницы № 7 предусматривалось бурение 24 вертикальных скважин глубиной 17 м каждая в соответствии с разработанной технологической схемой.

Фактические объемы иньекционных работ приведены в таблице 4.15.

Таблица 4.15 — Объемы работ по скважинам в проектных точках 1–24

Интервал, м 0–17,0 м. Диаметр бурения 151 мм	Глубина скважины	Категория по буримости	Объем закачанного раствора, м ³		Расход цемента, т
			для цементации затруб- ного пространства и за- полнения инъектора	для це- ментации грунтов	
Проектная точка 1	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 2	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 3	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 4	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 5	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 6	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 7	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 8	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 9	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 10	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 11	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 12	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 13	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 14	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 15	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 16	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 17	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 18	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 19	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 20	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 21	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 22	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 23	17	II	0,27	2,16	2,92
Проектная точка 24	17	II	0,27	2,16	2,92
Всего	408	408	6,48	51,84	70,0

После окончания работ (через 28 суток) испытания свай статической нагрузкой производились, соблюдая требования ГОСТ 5686-2020 [16], а испытания грунтов статическим зондированием) [82, 93].

Для определения несущей способности свай по результатам исследований было проведено:

- статическое испытание свай.....2;
- испытание грунтов.....6;
- испытание статическим зондированием.....6.

Несущая способность свай по результатам их испытаний выдергивающей статической нагрузкой

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u,p}}{\gamma_g},$$

где γ_c — коэффициент условий работы;

$F_{u,p}$ — нормативное значение предельного сопротивления свай, кН;

γ_g — коэффициент надежности по грунту.

Результаты статических испытаний свай на нагрузки могут быть использованы для непосредственного определения расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, если условия испытаний соответствуют действительным условиям работы свай в фундаменте здания или сооружения.

Результаты статических испытаний свай на выдергивающие нагрузки использованы для непосредственного определения расчетных параметров системы «свая-грунт».

Испытания показали, что средняя несущая способность свай укрепленной цементным раствором составляет 70–82 т. Это позволило успешно выполнить ремонт здания и дополнительно надстроить два этажа.

Общий вид разрушенной больницы и реконструированной приведен на рисунке 4.15.



Рисунок 4.15 — Общий вид разрушенного и реконструированного здания больницы

Сравнив результаты расчетов несущей способности буроинъекционной сваи по формуле из нормативов и по предложенной формуле, можем сделать вывод, что старая формула дает заниженный результат в 3–4 раза.

Погрешность результатов по предложенной новой формуле в сравнении с результатами натурных испытаний не превышает 10%.

4.5 Упрочнение грунтов при реконструкции основания фундамента аварийного дома

Инженерно-геологические условия

Участок работ расположен в центральной части г. Луганск. Территория в ходе строительства спланирована насыпными грунтами мощностью до 3 м. Геологический разрез вскрываемой толщи представлен четвертичными и верхнемеловыми отложениями, в которых по номенклатурному виду и физико-механическим свойствам в соответствии с ГОСТ 20522-2012 [14] выделены пять инженерно-геологических элементов:

- ИГЭ 1 — насыпные грунты;
- ИГЭ 2 — суглинки желто-бурые, желто-коричневые, с редкой плесенью и прожилками карбонатов, лессовидные, макропористые, просадочные, твердой консистенции;

– ИГЭ 3 — суглинки желто-бурые, желто-коричневые, лессовидные, макропористые, просадочные, твердой консистенции, с прожилками и гнездами карбонатов;

– ИГЭ 4 — пески средней крупности, желто-коричневые, с включением гальки, гравия кремней, мергелей до 30%, средней плотности;

– ИГЭ 5 — дресвяные грунты-дресва, щебень мергеля желто-серого с тонкодисперсным заполнителем до 30%

При выделении инженерно-геологических элементов установлено, что характеристики грунтов по площади и в разрезе изменяются без определенных закономерностей. В процессе бурения тампонажных скважин уточнен геологический разрез.

Общий вид жилого дома по ул. Шевченко, 29 в г. Луганск приведен на рисунке 4.16.

По данным инженерно-геологических изысканий, выполненных Луганским филиалом «УКРНИИНТИЗ», грунты характеризуются следующими показателями, приведенными в таблице 4.16.



Рисунок 4.16 — Общий вид жилого дома по ул. Шевченко, 29 в г. Луганск

Таблица 4.16 — Результаты инженерно-геологических изысканий

Показатели	Насыпные грунты	Суглинки	Суглинки	Пески	Дресвяные грунты
	ИГЭ 1	ИГЭ2	ИГЭ 3	ИГЭ 4	ИГЭ 5
Влажность на границе текучести, д. ед.	—	0,34–0,37	0,40–0,42	—	—
Влажность на границе пластичности, д. ед.	—	0,20–0,21	0,20–0,22	—	—
Число пластичности, д. ед.	—	0,13–0,16	0,19–0,21	—	—
Влажность природная, д. ед.	—	0,21–0,30	0,24–0,25	—	—
Влажность водонасыщ., д. ед.	—	0,26–0,29	0,22–0,24	—	—
Показатель текучести, д. ед.	—	0,38–0,56	0,10–0,20	—	—
Плотность частиц грунта, г/см ³	—	2,66–2,69	2,72	—	—
Плотность грунтов, г/см ³	—	1,87–1,95	2,02–2,04	—	—
Плотность сухого грунта, г/см ³	—	1,48–1,55	1,62–1,66	—	—
Плотность водонасыщенного грунта, г/см ³	—	1,90–1,94	2,01–2,03	—	—
Пористость, д. ед.	—	0,42–0,45	0,39–0,40	—	—
Коэффициент пористости, д. ед.	—	0,72–0,81	0,67–0,68	—	—
Степень влажности, д. ед.	—	0,77–1,0	0,97–1,0	—	—
Полная влагоемкость, д. ед.	—	0,27–0,30	0,24–0,25	—	—
Модуль деф. без коэфф. обр. задан. сост. в инт-ле 0,100–0,200 МПа	—	3,89–8,46	8,46–9,81	—	—
Удельное сцепление, МПа	—	0,01–0,03	0,02–0,03	—	—
Угол внутреннего трения, град.	—	17–23	21–22	—	—

Продолжение таблицы 4.16

Показатели	Насыпные грунты	Суглинки	Суглинки	Пески	Дресвяные грунты
	ИГЭ 1	ИГЭ2	ИГЭ 3	ИГЭ 4	ИГЭ 5
Соппротивление сдвигу образца при давлениях:					
0,1 МПа, мм		0,05–0,06	0,06–0,07		
0,2 МПа, мм		0,08–0,1	0,11–0,12		
0,3 МПа, мм	–	0,12–0,14	0,14–0,15	–	–
Коэффициент фильтрации, м/сут.	–	0,3	0,09	1,0	–

Расчет технологических параметров

При проектировании инъекционных работ производился расчёт следующих основных технологических параметров [48]:

- определение состава и свойств цементного раствора;
- радиуса распространения раствора из отдельной скважины;
- объём нагнетания раствора в одну скважину;
- общего объёма цементного раствора;
- расход материалов.

Тампонажный раствор в грунтах распространяется под давлением за счёт гидрорасчленения массива и его уплотнения. Радиус распространения раствора из отдельной скважины рассчитывается по формуле Каранфилова

$$R = 1,54 \sqrt[3]{\frac{K_{\phi} \cdot t \cdot \frac{v_2}{v_1} \cdot H \cdot r}{\beta \cdot m}},$$

где K_{ϕ} — коэффициент фильтрации грунта;
 t — время инъекции раствора;

β — степень заполнения пустот;

m — скважность (пористость) грунта;

v_2/v_1 — отношение вязкости раствора и воды;

H — напор при инъекции;

r — радиус скважины.

С учётом известных инженерно-геологических данных принимаем следующие значения

$$K_{\phi} = 1 \frac{\text{м}}{\text{сут}}; t = 0,02 \text{ сут.}; \beta = 0,95; \frac{v_2}{v_1} = 25;$$

$$r = 0,07; H = 20 \text{ м}; m = 0,45.$$

Расчётное значение составляет $R \cong 1,8 \text{ м}$.

При коэффициенте запаса 1,3 (степень перекрытия 30%) расстояние между скважинами составляет 1,4 м. Скважины располагали в один ряд по периметру здания под углом 70° к горизонту на расстоянии до 1 м от стены здания, чтобы инъекцию грунта выполнить непосредственно под ленточным фундаментом.

Объём цементного раствора в один уровень перфорации

$$V = \frac{1}{3} \pi \times \Delta h_{\text{пр}} \times R^2 = \frac{1}{3} \times 3,14 \times 0,08 \times 1,8^2 = 0,3 \text{ м}^3,$$

где Δh — необходимая степень уплотнения грунта.

Расчётные объёмы тампонажного раствора для формирования зоны закрепления приведены в таблице 4.17.

Таблица 4.17 — Объёмы цементного раствора

Количество скважин	Интервал нагнетания,	Объём на 1 п. м., м ³	Объём раствора, м ³	
			на 1 скв.	на 25 скв.
25	3–6	0,3	0,9	22,5

Таким образом, в скважины необходимо пронагнетать 22,5 м³ цементного раствора.

Расчет объема раствора на цементацию затрубного пространства и заполнение иньектора цементным раствором

$$V = 1/4 \times 3,14 \times (0,132^2 - (0,089^2 - 0,082^2)) \times 6 \times 25 = 2 \text{ м}^3,$$

Расход цемента на инъекционные работы приведен в таблице 4.18.

Таблица 4.18 — Расчет расхода цемента

Объем цементного раствора, м ³	Уд. расход цемента М-400, т/м ³	Всего цемента М-400, т
Для инъекций в грунты — 22,5	1,2	27
Для цементации затрубного пространства и заполнения иньектора — 2	1,2	2
Итого: 24,5		29,0

Схема распространения цементного раствора в грунтах приведена на рисунке 4.17.

Рассчитаем несущую способность буроинъекционных свай по новой формуле. Данные для расчета приведены в таблице 4.19.

Таблица 4.19 — Исходные данные для расчета буроинъекционной сваи по несущей способности грунта

№ слоя	γ_c	γ_{cR}	R , кПа	r_c , м	$R_{э}$, м	k_n	f_{zi} , кПа	h_{zi} , м	k_{ki}	f_{yi} , кПа	$h_{эi}$
1	1	1	9250	0,075	0,6	0,25	36,65	2,50	1,15	160	0,8
2							57,10	0,35	1,50		0,15

Расчет буроинъекционной сваи по несущей способности грунта по предложенной новой формуле

$$F = 1 \times 1 \cdot 9250 \cdot 3,14 \times (0,075^2 + 0,25(0,5 - 0,075)^2) + 1 \cdot 0,47 \times \\ \times (0,8 \cdot 36,65 \cdot 2,5 \cdot 1,15 + 0,9 \cdot 57,10 \cdot 0,35 \cdot 1,50 + \\ + 0,8 \cdot 160 \cdot 0,8 + 0,9 \cdot 160 \cdot 0,15) = 1575,4 \text{ кН.}$$

Технология производства работ

Для выполнения инъекционных работ по увеличению несущей способности грунтов в основании жилого дома было предусмотрено бурение 25 наклонных скважин глубиной 6 м каждая в соответствии с разработанной технологией (рис. 4.18).

В соответствии с инженерно-геологическими условиями и технологической схемой нагнетания цементного раствора принималась следующая конструкция скважин: диаметр бурения 132 мм; диаметр обсадки 89 мм (рис. 4.19).

1. Существующие здания

2-фундамент

3-насыпной грунт

4-суглинки

5-пески

6-дресвяные грунты

7-цементный раствор

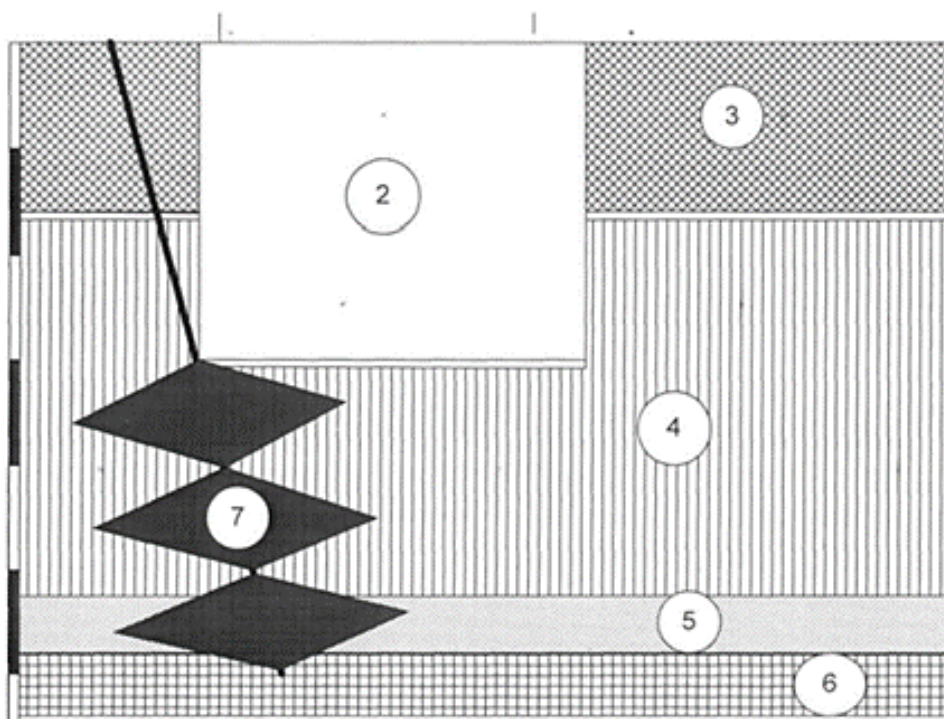


Рисунок 4.17 — Схема распространения цементного раствора в грунтах



Рисунок 4.18 — Исполнительная схема расположения инъекционных скважин

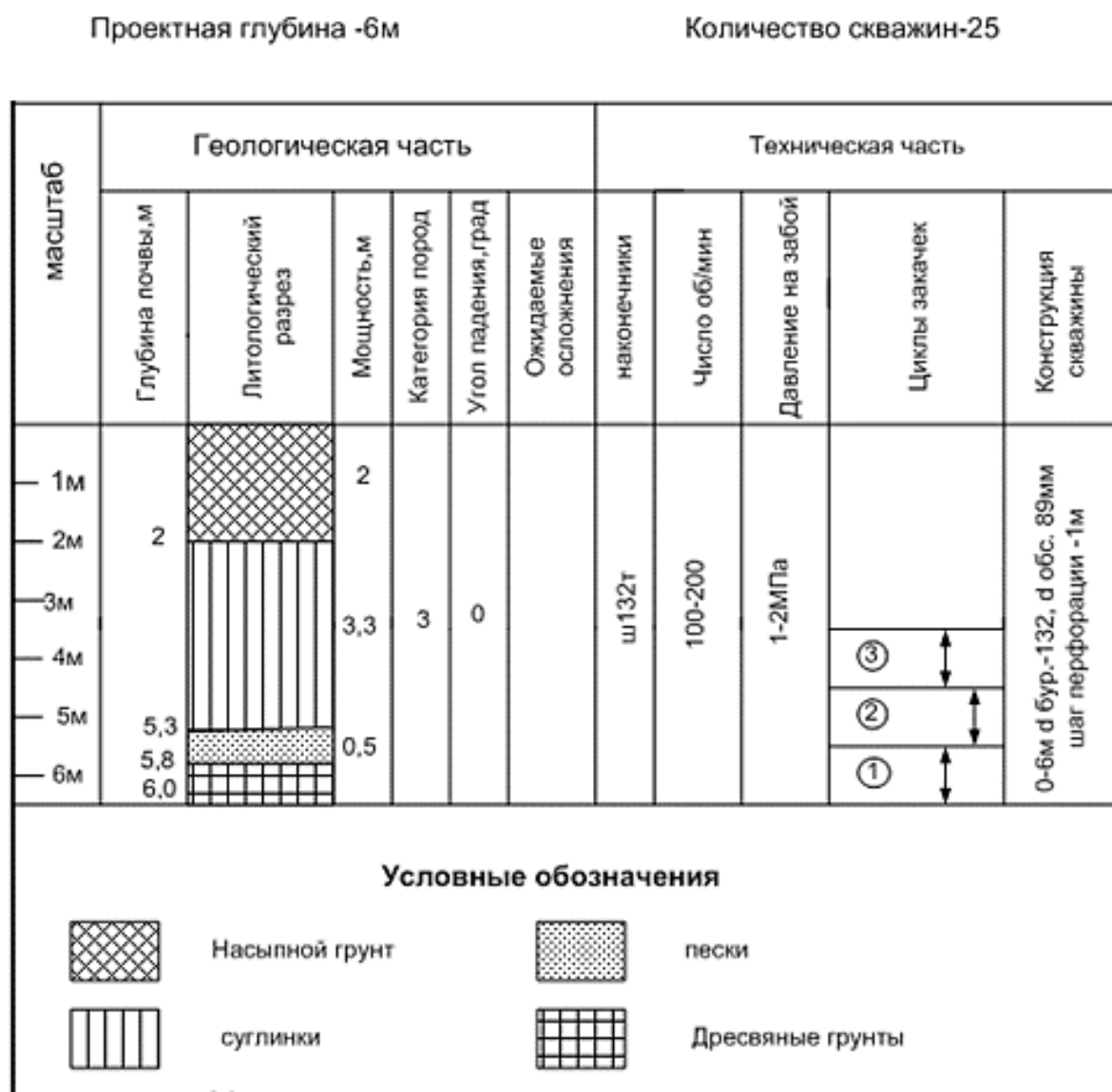


Рисунок 4.19 — Геолого-технический разрез для инъекционных скважин

Для бурения скважин использован буровой станок БСК 2М2-100. Использовался следующий технологический инструмент:

- трубы бурильные — 42 мм с муфто-замковым соединением;
- шарошечные долота Ш-132-Т-ЦВ;
- обсадные металлические трубы (инъекторы) — 89 мм.

Для производства инъекционных работ по увеличению несущей способности разуплотненных грунтов применялся цементный инъекционный раствор.

Приготовление цементного раствора осуществлялось непосредственно в нагнетательной технологической линии, включающей следующий комплекс оборудования:

- миксер, производительностью приготовления цементного раствора 10–20 л/мин. плотностью 1800 кг/ м³;
- плунжерный насос НБ-4 производительностью до 10 л/мин. с максимальным давлением 4МПа.

Перед нагнетанием цементного раствора в скважину нижние два ряда направляющих патрубков снабжают запорными кранами. К кранам присоединяют тройник, манометр и резиновый шланг. Нагнетание раствора в скважину прекращалось после закачивания расчетного количества или в случае прорыва раствора на поверхность.

В результате выполнения инъекций грунта в режиме гидрорасчленения произведено нагнетание 23 м³ цементного раствора. Контрольные испытания буроинъекционных свай и мониторинг деформаций здания показали высокое качество работ.

4.6 Оценка сравнительной экономической эффективности применения способа напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва

Оценка сравнительной экономической эффективности применения способа напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва выполнена для упрочнения грунтов при реконструкции основания фундамента аварийного дома.

Исходные данные для оценки экономической эффективности методом сравнения основных параметров буроинъекционных свай с базовой технологией приведены в таблице 4.20.

Таблица 4.20 — Исходные данные для оценки экономической эффективности применения способа напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва

Параметр	Упрочнение основания с помощью	
	буроинъекционных свай	базовой технологии
Расстояние между скважинами, м	1,4	0,9
Число скважин, шт.	25	39
Глубина бурения, м	6	6
Объем инъекционного раствора на одну заходку, м ³	0,3	0,5
Объем инъекционного раствора на одну скважину, м ³	0,9	1,5
Всего инъекционного раствора, м ³	22,5	58,5

Сравнение двух способов упрочнения основания показало, что применение способа напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва, позволяет достичь экономии на бурении скважин (на 84 п. м. меньше) и на необходимом количестве цементного раствора (на 36 м³ меньше). Следовательно, экономический эффект, руб.

$$\mathcal{E} = 84 \text{ п. м.} \cdot \mathcal{Z}_{\text{бур}} + 36 \text{ м}^3 (\mathcal{Z}_{\text{ц.р.}} + \mathcal{Z}_{\text{нагн.}}), \quad (4.15)$$

где $\mathcal{Z}_{\text{бур}}$ — затраты на бурение 1 п. м. скважины при IV категории пород по буримости, руб. / п. м.;

$\mathcal{Z}_{\text{ц.р.}}$ — стоимость цементного раствора, руб. / м³;

$Z_{\text{нагн.}}$ — затраты на приготовление и нагнетание цементного раствора, руб. / м³.

$$Э = 84 \text{ п. м.} \cdot 300 \text{ руб./ п м.} + 36 \text{ м}^3 \cdot (3500 + 25000) \text{ руб./м}^3 = 1051200 \text{ руб.}$$

Таким образом, экономический эффект от применения способа напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва для упрочнения грунтов основания на данном объекте составил больше 1 млн. руб., при этом экономия на одном погонном метре достигает 7 тыс. руб.

Выводы

1. Обоснованы основные параметры инъекционного укрепления грунтов: давление нагнетания раствора; расстояние между скважинами; объем нагнетающего раствора; максимально допустимое давление нагнетания; несущая способность буроинъекционной сваи по новой формуле. Разработана методика проектирования и технологическая схема, обосновано оборудование для производства укрепления основания буроинъекционными сваями;

2. В основании плитного фундамента климатопавильона залегают слабые известняки с красно-коричневым суглинистым заполнителем в полутвердом состоянии мощностью 5 м. Для упрочнения этого основания принято инъектирование грунта цементным раствором через 36 скважин глубиной 3–5,5 м. Несущая способность этих свай по расчету равна 960 кН. Испытания двух свай показали, что их несущая способность составляет 1000–1050 кН и грунты закреплены до расчетных параметров. На буроинъекционные сваи установлен железобетонный плитный фундамент и выполнено строительство здания климатопавильона.

3. Укрепление разуплотненных грунтов основания свайных фундаментов Луганской городской больницы № 7 выполнено с помощью сооружения буроинъекционных свай. Всего принято 24 скважины, которые бурились через существую-

щий ростверк и располагались между сваями. Несущая способность буроинъекционных свай по расчету равна 910 кН. В результате устройства свай средняя несущая способность каждой составила 700–820 кН. Это позволило успешно выполнить ремонт здания и дополнительно надстроить два этажа.

4. Для выполнения инъекционных работ по упрочнению грунтов при реконструкции основания фундамента аварийного дома № 29 по ул. Шевченко г. Луганск было пробурено 25 наклонных скважин глубиной 6 м каждая. В результате устройства буроинъекционных свай нагрузка от надземной части здания передавалась на установленные сваи и упрочненные грунты; деформационный процесс в основании сооружения и в строительных конструкциях стабилизировался, что позволило выполнить ремонт дома без отселения жильцов. Экономический эффект от применения способа напорной инъекции раствора в режиме гидроразрыва для упрочнения грунтов основания на данном объекте составил больше 1 млн. руб., при этом экономия на одном погонном метре достигает 7 тыс. руб.

5. Положительные результаты опытно-промышленных работ при упрочнении основания плитного фундамента строящегося климатопавильона, укреплении грунтов вокруг свайных фундаментов аварийной больницы, упрочнении грунтов под ленточным фундаментом аварийного дома позволили доказать высокую технико-экономическую эффективность технологии буроинъекционного усиления оснований фундаментов различных конструкций в сложных инженерно-геологических условиях.

Результаты научных исследований по главе 4 опубликованы в печатных работах [23, 32, 88].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Из множества специальных способов упрочнения слабых грунтов наиболее эффективно применение цементации в режиме гидрорасчленения грунта, что позволяет существенно изменить несущую способность грунтов основания фундамента;

2. Переход системы «основание-фундамент» в предаварийное и аварийное состояние наблюдается более чем на 80% обследованных объектах в Луганском регионе, что непосредственно связано с изменением консистенции и свойств грунтов и прогрессирует во времени на стадии инженерно-геологического обоснования и эксплуатации объекта;

3. Предложена конструкция и получено новое выражение для расчета несущей способности буроинъекционных свай с учетом совместной работы трубы, цементных уширений и консолидированного грунта;

4. Расчеты показали, что несущая способность сваи в основном определяется взаимодействием сваи с цементными уширениями. Таким образом, несущая способность буроинъекционной сваи выше в 4–5 раз по сравнению с буронабивной, а радиус действия сваи R_z позволяет сократить количество свай под зданием в 3–4 раза;

5. Разработана новая методика определения несущей способности буроинъекционных свай с помощью лабораторных испытаний модели методом выдергивания;

6. В результате физического моделирования работы буроинъекционной сваи установлена степенная зависимость несущей способности сваи от коэффициента постели цементного раствора. При увеличении коэффициента постели цементного раствора с 0,122 до 0,212 и 0,383 несущая способность сваи увеличивается в 2,2 и 6,6 раза соответственно, что соответствует строительным требованиям;

7. Натурными испытаниями доказано, что несущая способность свай при вдавливающей нагрузке составляет 1830 кН, а деформации не превысили 7 мм. При

выдерживающей нагрузке несущая способность сваи составила 458 кН, а перемещение не более 1 мм. При испытаниях на горизонтальную нагрузку несущая способность сваи составила 168 кН;

8. В соответствии с разработанной методикой проектирования обоснованы параметры грунтового основания фундаментов климатопавильона, аварийных больницы и дома, а также технологические схемы напорного нагнетания цементного раствора в грунт, что обеспечивает надежность строительства и эксплуатации здания, уменьшение количества свай в 3–4 раза и экономию на одном погонном метре упрочнения до 7 тыс. руб. Положительные результаты опытно-промышленных работ доказали высокую эффективность технологии буроинъекционного усиления оснований фундаментов различных конструкций в сложных инженерно-геологических условиях.

Практические рекомендации. Применение разработанной методики расчета параметров сооружения буроинъекционных свай при упрочнении грунтов оснований фундаментов обеспечит эффективность, надежность и безопасность при строительстве и реконструкции зданий.

Перспективы дальнейших исследований. Повышение точности расчета несущей способности буроинъекционной сваи, применение ресурсосберегающих инъекционных растворов, более детальное изучение расчетного сопротивления инъекционного раствора на боковой поверхности сваи.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, М. Ю. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками [Текст] / М. Ю. Абелев., Н. В. Романов, О. В. Коптева. // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — № 4. — С. 16–21.
2. Абелев, М. Ю. Экспериментальные исследования эффективности метода цементации грунтов «геокомпозит» в основании зданий на насыпных песках [Текст] / М. Ю. Абелев, И. В. Аверин, У. А. Кораблева. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2015. — № 2. — С. 13–15.
3. Акопян, В. Ф. Моделирование совместной работы винтовых свай с нелинейно-деформируемым грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 [Текст] / Владимир Феликсович Акопян ; Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Ростовский государственный строительный университет». — Ростов н/Д., 2012. — 154 с.
4. Байбурин, А. Х. Оценка вероятности аварии с учетом ошибок участников строительства [Текст] / А. Х. Байбурин. // Вестник ЮУрГУ. — 2015. — Т. 15, № 1. — С. 10–13.
5. Богов, С. Г. Исследование свойств инъекционных растворов на основе цемента для качественного закрепления грунтов [Текст] / С. Г. Богов, И. А. Запева-лов. // Реконструкция городов и геотехническое строительство. — 2000. — № 2. — С. 229–235.
6. Богов, С. Г. Технологические аспекты закрепления пылеватых грунтов Санкт-Петербурга [Электронный ресурс] / С. Г. Богов. // Реконструкция городов и геотехническое строительство. — 2001. — № 4 — Режим доступа: <http://georec.narod.ru/mag/2001n4/16/16.htm>.
7. Богомоллов, В. А. Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 [Текст] / Владимир Александрович Богомоллов ; Уральский научно-исследовательский институт архитектуры и строительства. — Екатеринбург, 2002. — 120 с.

8. Бровин, С. В. Особенности работы буроинъекционных свай усиления в массиве слабых грунтов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 [Текст] / Сергей Владимирович Бровин ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — СПб., 1994. — 241 с.

9. Бугров, А. К. Механика грунтов: учебн. пособие /А. К. Бугров. — СПб. : Изд-во Политехн. ун-та, 2011. —287 с.

10. Влияние режима опрессовки на несущую способность буроинъекционных свай [Текст] / Н. Н. Баранов , И. М. Клейнер, Н. С. Мирочник, Н. С. Четыркин. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1991. — № 3. — С. 8–11.

11. Волков, Ф. Е. Новый химический способ закрепления водонасыщенных лесовых и глинистых пород – «защелачивание» [Текст] / Ф. Е. Волков, Р. И. Злочевская. // Инженерная геология. — 1988. — №1. — С. 15–29.

12. Волков, Ф. Е. Укрепление водонасыщенных аллювиальных суглинков основания 12-ти этажного жилого дома защелачиванием [Текст] / Ф. Е. Волков, Л. Н. Гера. // Перспективы развития инженерных изысканий строительстве в Российской Федерации : Материалы XI Общероссийской конференции изыскательских организаций. — М. : Академическая наука, 2015. — С. 60–64.

13. Выскребенцев, В. С. Об уплотнении структурно-неустойчивых грунтов тяжёлыми трамбовками [Текст] / В. С. Выскребенцев, А. С. Черныш. // Вестник БГТУ им. В. Г. Шухова. — 2015. — № 3. — С. 26–30.

14. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний [Текст]. — Введ. 2013-07-01 — М. : Стандартиформ, 2013. — 16 с.

15. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету [Текст]. — Введ. 2015-07-01 — М. : Стандартиформ, 2015. — 14 с.

16. ГОСТ 5686-2020. Грунты. Методы полевых испытаний сваями [Текст]. — Введ. 2021-01-01 — М. : Стандартиформ, 2020. — 46 с.

17. Далматов, Б. И. Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники: учебник [Текст] / Б. И. Далматов, В. Н. Бронин, В. Д. Карлов. — М. : Изд-во АСВ, 2002. — 392 с.

18. Далматов, Б. И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов [Текст] / Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин, Ю. В. Рассихин. — Л. : Стройиздат, 1975. — 240 с.
19. Диагностика технического состояния жилых зданий : монография [Текст] / Н. П. Куркин, М. С. Розенфельд, А. Г. Неверов, М. Н. Волошко; под ред. Н. П. Куркина. — Луганск : Янтарь, 2012. — 368 с.
20. Добромыслов, А. Н. Анализ аварий промышленных зданий и инженерных сооружений [Текст] / А. Н. Добромыслов // Промышленное строительство. — 1996. — № 9. — С. 9–10.
21. Должиков, П. Н. Анализ ошибок, влияющих на несущую способность системы «основание-фундамент» [Текст] / П. Н. Должиков, В. В. Збицкая. // Изв. ТулГУ. Науки о Земле. — 2016. — № 2. — С. 134–141.
22. Должиков, П. Н. Аналитическое исследование несущей способности буроинъекционной сваи [Текст] / П. Н. Должиков, В. В. Збицкая. // Сб. науч. трудов ДонГТУ. — Алчевск, 2014. — № 1 (42). — С. 117–121.
23. Должиков, П. Н. Буро-инъекционная технология упрочнения оснований фундаментов: монография [Текст] / П. Н. Должиков, В. В. Збицкая. — Ростов н/Д. : ДГТУ-принт, 2019. — 174 с.
24. Должиков, П. Н. Геомеханическое обоснование устройства подпорных стен методом напорной цементации насыпных грунтов [Текст] / П. Н. Должиков, А. Э. Кипко, К. К. Кирияк. // Сб. науч. трудов ДонГТУ. — Алчевск, 2013. — Вып. 41. — С. 181–189.
25. Должиков, П. Н. Испытания несущей способности буроинъекционных цементных свай [Текст] / П. Н. Должиков, В. М. Талалаева. // Сб. «Физико-математические и технические науки как постиндустриальный фундамент общества». — Уфа : Аэтерна, 2018. — С. 41–43.
26. Должиков, П. Н. Исследование параметров и процесса тампонажа зон разуплотнений горного массива [Текст] / П. Н. Должиков, В. Д. Рябичев, Д. В. Пронский. // Науковий вісник НГУ. — 2004. — № 1. — С. 35–37.

27. Должиков, П. Н. Методика проектирования инъекционной стабилизации оползневых грунтов [Текст] / П. Н. Должиков, А. Э. Кипко, К. К. Кирияк. // Сб. науч. трудов ДонГТУ. — Алчевск, 2013. — Вып. 40. — С. 157–162.

28. Должиков, П. Н. Новые технические решения при строительстве выработок, тампонаже и закреплении горных пород: монография [Текст] / П. Н. Должиков, В. Д. Рябичев. — Донецк : Норд-Пресс, 2006. — 265 с.

29. Должиков, П. Н. Определение эффективной области инъектирования грунтов для стабилизации оползневых процессов [Текст] / П. Н. Должиков, К. К. Кирияк. // Сб. науч. трудов ДонГТУ. — Алчевск, 2011. — Вып. 33. — С. 245–252.

30. Должиков, П. Н. Основы планирования и обработки результатов экспериментальных исследований : учебн. пособие [Текст] / П. Н. Должиков, С. В. Семирягин. — Алчевск : ДонГТУ, 2013. — 191 с.

31. Должиков, П. Н. О несущей способности буроинъекционных свай при реконструкции аварийных зданий [Текст] / П. Н. Должиков, В. В. Збицкая. // Проблемы развития городской среды : Науч.-техн. сб. — К. : НАУ, 2014. — Вып. 2 (12) — С. 135–142.

32. Должиков, П. Н. Совершенствование методики проектирования параметров буроинъекционных свай [Текст] / П. Н. Должиков, В. В. Збицкая. // Мат. конф. «Строительство и архитектура — 2015». — Ростов н/Д. : РГСУ. — С. 366–368.

33. Должиков, П. Н. Способы закрепления нестабильных грунтовых масс [Текст] / П. Н. Должиков, К. К. Кирияк. // Современные проблемы шахтного и подземного строительства. — Донецк : Норд-Пресс, 2009. — Вып. 10–11 — С. 45–48.

34. Должиков, П. Н. Физика движения вязкопластичных тампонажных растворов: монография [Текст] / П. Н. Должиков, А. Э. Кипко. — Донецк : «Вебер» (Донецкое отделение), 2007. — 237 с.

35. Должиков, П. Н. Физическое моделирование работы буроинъекционной сваи в разуплотненных грунтах [Текст] / П. Н. Должиков, В. В. Збицкая. // Сб. науч. трудов ДонГТУ. — Алчевск, 2013. — № 41. — С. 190–195.

36. Должиков, П. Н. Электрохимический тампонаж обводненных неустойчивых горных пород при строительстве устьев шахтных стволов : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.15.04 [Текст] / Должиков Петр Николаевич. — Днепропетровск : ДГИ им. Артема, 1989. — 16 с.

37. Дыба, В. П. Оценки несущей способности фундаментов [Текст] / В. П. Дыба. — Новочеркасск : Южно-Российский гос. технический ун-т, 2008. — 201 с.

38. Ермолаев, В. А. Научно-практическое обоснование применения метода высоконапорной инъекции (манжетной технологии) на объектах Санкт-Петербурга [Текст] / В. А. Ермолаев, Р. А. Мангушев. // Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: мат. междунар. науч.-практ. конф. — СПб., 2014. — Ч.—2. — С. 9–19.

39. Збицкая, В. В. Анализ показателей несущей способности буро-инъекционных свай, полученных различными методами [Текст] / В. В. Збицкая, В. В. Псюк. // Сб. науч. трудов ДонГТИ. — Алчевск : ГОУ ВО ЛНР «ДонГТИ», 2021. — № 22 (65). — С. 66–73.

40. Збицкая, В. В. Обоснование применения буроинъекционной технологии при упрочнении грунтов оснований эксплуатируемых строительных объектов / В. В. Збицкая, В. В. Псюк. // Сб. науч. тр. ДонГТИ. Вып. 28 (71) — Алчевск : ГОУ ВО ЛНР «ДонГТИ», 2022. — С. 113–118.

41. Ибрагимов, М. Н. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов [Текст] / М. Н. Ибрагимов, В. В. Семкин. — М. : АСВ, 2012. — 256 с.

42. Ибрагимов, М. Н. Опыт применения методов инъекционного укрепления грунтов основания [Текст] / М. Н. Ибрагимов. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2009. — № 1. — С. 15–19.

43. Игошева, Л. А. Обзор основных методов укрепления грунтов основания [Текст] / Л. А. Игошева, А. С. Гришина. // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. — 2016. — Т. 7, № 2. — С. 5–21.

44. Инъекционная стабилизация оползневых грунтов : монография [Текст] / П. Н. Должиков, П. Г. Фурдей, К. К. Кириак, О. А. Рыжикова. — Донецк : Світ книги, 2012. — 212 с.
45. Инъекционное упрочнение горных пород [Текст] / Ю. З. Заславский [и др.]. — М. : Недра, 1984. — 177 с.
46. Камбефор, А. Инъекция грунтов [Текст] / А. Камбефор. — М. : Энергия, 1971. — 333 с.
47. Кириак, К. К. Обоснование технологических параметров инъекционного закрепления оползнеопасных грунтовых структур дис. ... канд. техн. наук: 05.15.09 [Текст] / Кириак Константин Константинович ; Донбасский государственный технический университет. — Алчевск., 2012. — 195 с.
48. Комплексный метод тампонажа при строительстве шахт: учеб. пособие [Текст] / Э. Я. Кипко [и др.]. — Днепропетровск : Национальный горный университет, 2004. — 415 с.
49. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий [Текст] / П. А. Коновалов. — М. : Стройиздат, 2000. — 320 с.
50. Крицкий, М. Я. Об использовании метода напорной инъекции для уплотнения грунтового основания деформируемых зданий [Текст] / М. Я. Крицкий, П. С. Ваганов, А. Л. Ланис, В. Ф. Скоркин. // Фундаментостроение в сложных инженерно-геологических условиях: тр. междунар. геотехн. симп. — СПб. : КГА, 2003. — С. 146–148.
51. Крутов, В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах [Текст] / В. И. Крутов. — К. : Будівельник, 1982. — 224 с.
52. Крутов, В. И. Учет новых результатов по просадочности грунта при изысканиях, проектировании и строительстве [Текст] / В. И. Крутов. // Основания фундамента и механика грунтов. — 1995. — № 1. — С. 15–19.
53. Кузнецов, М. В. Проектирование и устройство оснований, армированных структурными элементами из цементогрунта через направленные гидроразрывы : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 [Текст] / Кузнецов Максим Викторович. — Волгоград, 2011. — 24 с.

54. Ланис, А. Л. Геотехническое обоснование упрочнения грунтовых оснований методом высоконапорной инъекции : научное издание [Текст] / А. Л. Ланис, М. Я. Крицкий. // Материалы Международной конференции «Город и геологические опасности», Санкт-Петербург, 17–21 апр., 2006. — СПб. : Экон. стр-во. трансп., 2006. — Ч. 2. — С. 78–86.

55. Лебеда, О. Ф. Оцінка результатів розрахунку несучої здатності та статичних випробувань бурових ін'єкційних паль великого діаметру [Текст] / О. Ф. Лебеда, В. О. Мовчан. // Основи і фундаменти. — 2006. — № 30. — С. 59–67.

56. Леденев, В. В. Предупреждение аварий [Текст] / В. В. Леденев, В. И. Скрылев. — Тамбов : ТГТУ, 2000. — 278 с.

57. Лубягин, А. В. Модификация грунтовых оснований методом компенсационного нагнетания [Текст] / А. В. Лубягин, В. К. Федоров. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2015. — № 2. — С. 28–31.

58. Лушников, В. В. Высоконапорная инъекция грунтов как способ создания геотехногенных систем в строительстве [Текст] / В. В. Лушников, В. А. Богомолов. // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: мат. междунар. симп. — Екатеринбург : АКВА-ПРЕСС, 2001. — Т. 2. — С. 732–740.

59. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов в городском строительстве [Текст] / А. Г. Малинин, П. А. Малинин. // Строй клуб. Информационно технический журнал. — 2004. — № 4. — С. 5–7.

60. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] / С. Б. Ухов [и др.]. — М. : Высшая школа, 1994. — 527 с.

61. Милюков, Д. А. Строительство и защита жилых и гражданских зданий на подрабатываемых территориях [Текст] / Д. А. Милюков, А. А. Петраков. — К. : Будівельник, 1981. — 104 с.

62. Мирсаяпов, И. Т. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания армированного вертикальными и горизонтальными элементами [Текст] / И. Т. Мирсаяпов, Р. А. Шарафутдинов. // Известия КГАСУ. — 2017. — № 1 (39). — С. 153–158.

63. Муртазаев, С-А. Ю. Инъекционное закрепление лессовых грунтов г. Грозный особо тонкодисперсными веществами типа «Микродур» [Текст] / С-А. Ю. Муртазаев, М. Р. Нахаев, И. Я. Харченко. // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. — 2004. — № 4 (35). — С. 123–129.

64. Мустафаев, А. А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах [Текст] / А. А. Мустафаев. — М. : Высшая школа, 1985. — 540 с.

65. Неклюдов, В. С. Многофункциональные комбинированные фундаменты на вечномёрзлых грунтах [Текст] / В. С. Неклюдов, Ю. О. Таргулян, А. Б. Лолаев. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1992. — № 5. — С. 26–28.

66. Нуждин, Л. В. Применение метода высоконапорного инъецирования для усиления грунтового основания при реконструкции зданий и сооружений [Текст] / Л. В. Нуждин, П. А. Гензе, В. П. Писаненко. // Геотехнические проблемы строительства и архитектуры и геоэкологии на рубеже 21 века: тр. I Центрально-Азиатского геотехн. симп. — Темиртау : КГА, 2000. — Т. 1. — С. 432–435.

67. Нуждин, М. Л. Применение метода высоконапорного инъецирования при усилении основания аварийного здания [Текст] / М. Л. Нуждин. // Труды Каспийской международной конференции по геоэкологии и геотехнике. — Баку (Азербайджан), 2003. — С. 183–187.

68. Нуждин, М. Л. Использование цементно-песчаных смесей для уплотнения грунтового основания высоконапорной направленной инъекцией [Текст] / М. Л. Нуждин. // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) «Будівельні конструкції». — 2003. — № 59. — Книга 1 — С. 430–433.

69. Нуждин, М. Л. Расчетное обоснование усиления грунтового основания многоэтажного жилого дома в г. Новосибирске пакетным высоконапорным инъецированием [Текст] / М. Л. Нуждин, А. Б. Пономарев. // Проблемы строительного производства и управления недвижимостью : Мат. VI Междунар. науч.-практ. конф. — Кемерово : КузГТУ, 2020. — С. 261–266.

70. Нуждин, М. Л. Усиление грунтового основания исторических памятников Средней Азии инъецированием подвижных цементно-песчаных смесей

[Текст] / М. Л. Нуждин, Л. В. Нуждин, А. З. Хасанов, З. А. Хасанов. // Геотехника Беларуси: наука и практика: мат. междунар. конф. — Минск : БНТУ, 2018. — С. 313–320.

71. О правилах по регулированию риска аварии зданий и сооружений на стадиях возведения и эксплуатации [Текст] / А. П. Мельчаков [и др.]. // Вестник ЮУрГУ. — 2008. — № 25. — С. 4–8.

72. Осипов, В. И. Уплотнение и армирование слабых грунтов методом «Геокомпозит» [Текст] / В. И. Осипов, С. Д. Филимонов. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2002. — № 5. — С. 15–21.

73. Основания и фундаменты: справочник [Текст] / под ред. Г. И. Швецова. — М. : Высшая школа, 1991. — 383 с.

74. Основания, фундаменты и подземные сооружения: справ. проектировщика [Текст] / под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. — М. : Стройиздат, 1985. — 480 с.

75. Пат. 2238366. Российская Федерация, МПК7 Е 02 D 5/34. Способ устройства инъекционной сваи [Текст] / А. И. Полищук., О. В. Герасимов., А. А. Петухов, Ю. Б. Андриенко, С. С. Нуйкин ; заявитель и патентообладатель Закрытое акционерное общество Научно-производственное объединение «Геореконструкция». — № 2003106150/03 ; заявл. 04.03.03 ; опубл. 20.10.04, Бюл. № 29. — 8 с.

76. Пат. 22454428. Российская Федерация, МПК7 Е 02 D 31/8. Способ возведения подземных сооружений в зоне городской застройки [Текст] / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева ; заявитель и патентообладатель ГФУП «Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсевича». — № 2002121806/03 ; заявл. 15.08.02 ; опубл. 27.01.05, Бюл. № 3. — 7 с.

77. Пат. 2263745 Российская Федерация, МПК7 Е 02 D 5/34. Способ возведения инъекционной сваи (варианты) [Текст] / А. И. Полищук., А. А. Петухов, С. С. Нуйкин ; заявитель и патентообладатель Закрытое акционерное общество Научно-производственное объединение «Геореконструкция». — № 2004105094/03 ; заявл. 20.02.04 ; опубл. 10.11.05, Бюл. № 31. — 19 с.

78. Петухов, А. А. Исследование работы инъекционных свай в слабых глинистых грунтах [Текст] / А. А. Петухов. // Тез. докл. 62-й науч.-техн. конф. / Новосибирский гос. арх.-стр-й ун-т (СИБСТРИН). — Новосибирск, 2005. — С. 113.

79. Петухов, А. А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 [Текст] / Петухов Аркадий Александрович. — Томск, 2006. — 192 с.

80. Полищук, А. И. Экспериментальные исследования работы инъекционных свай в глинистых грунтах, устроенных методом высоконапорной инъекции [Текст] / А. И. Полищук, А. А. Петухов, О. В. Герасимов. // Проблемы проектирования, строительства и эксплуатации фундаментов, мостов и автомобильных дорог. Механизация строительства. Охрана окружающей среды: материалы Российской науч.-техн. конф. / Пермский гос. техн. ун-т. — Пермь, 2004. — С. 43–47.

81. Полозов, Ю. А. Закрепление грунтов методом напорной инъекции с использованием технологии направленного гидроразрыва [Текст] / Ю. А. Полозов, Е. Е. Бизянов, А. Ю. Лазебник. // Сб. науч. тр. ДонГТИ. Вып. 26 (69) — Алчевск : ГОУ ВО ЛНР «ДонГТИ», 2022. — С. 16–26.

82. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.02-83) [Текст] / НИИОСП им. Герсевича. — М. : Стройиздат, 1986. — 415 с.

83. Проблемы горного дела и экологии горного производства : монография [Текст] / П. Н. Должиков, В. Д. Рябичев, А. Ю. Прокопов и др. — Донецк : Вебер, 2007. — 257 с.

84. Пронский, Д. В. Актуальность и проблемы тампонирования аномальных зон при развитии техногенных процессов [Текст] / Д. В. Пронский. // Материалы международной научно-практической конференции «Уголь-MINING TECHNOLOGIES 2003», посвященной 60-летию ГОАО «Луганскипрошахт». — 2003. — С. 222–226.

85. Простов, С. М. Комплексный мониторинг процессов высоконапорной инъекции грунтов [Текст] / С. М. Простов, В. А. Хямяляйнен, О. В. Герасимов — Кемерово : КузГТУ, РАЕН, 2006. — 94 с

86. Простов, С. М. Основные тенденции и направления развития технических решений для закрепления неустойчивых грунтовых оснований сооружений [Текст] / С. М. Простов. // Проблемы строительного производства и управления недвижимостью: Мат. VI Междунар. науч.-практ. конф. — Кемерово : КузГТУ, 2020. — С. 274–286.

87. Пьянков, С. А. Механика грунтов : учебное пособие [Текст] / С. А. Пьянков, З. К. Азизов. — Ульяновск : УлГТУ, 2014 — 169 с.

88. Рекомендации по ликвидации аварий жилых зданий и объектов социального назначения [Текст] / Куркин Н. П. [и др.]. — Донецк : Норд-пресс, 2014. — 52 с.

89. Рекомендации по применению буроинъекционных свай [Текст] / Х. А. Джантимиров [и др.]. — М. : НИИОСП им. Н. М. Герсевича, 1984. — 28 с.

90. Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов из буроинъекционных свай [Текст] / Б. В. Бахолдин [и др.]. — М. : НИИОСП, 1982. — 48 с.

91. Решение задачи о расширении полости в грунте для расчета инъекционной сваи [Текст] / А.И. Полищук, А.А. Петухов, С.П. Осипов, Р.В. Шалгинов. // Тез. докл. 62-й науч.-техн. конф. / Новосибирский гос. арх.-стр.-й ун-т (СИБСТРИН). — Новосибирск, 2005. — С. 114.

92. Ржаницын, Б. А. Химическое закрепление грунтов в строительстве [Текст] / Б. А. Ржаницын. — М.: Стройиздат, 1986. — 264 с.

93. Руководство по проектированию свайных фундаментов [Текст] / НИИОСП. М. : Стройиздат, 1980. — 151 с.

94. Рытов, С. А. Эффективные современные технологии устройства буроинъекционных свай и грунтовых инъекционных анкеров [Текст] / С. А. Рытов. // Журнал гос. Учрежд. Московской области «Мособлгосэкспертиза» «Информационный вестник». — 2007. — № 1 (16). — С. 38–45.

95. Рябичев, В. Д. Исследование водно-физических свойств разуплотненных пород при их консолидации вязкопластичными растворами [Текст] / В. Д. Рябичев, Д. В. Пронский, В. П. Сбитнев. // Прогрессивные технологии строительства, безопасности и реструктуризации горных предприятий : материалы региональной

научно-практической школы-семинара 24–26 ноября 2005 г. — Донецк, 2006. — С. 135–139.

96. Самедов, М. А. Укрепление переувлажненных глинистых грунтов молотой негашеной известью или жженой магнезией [Текст] / М. А. Самедов, Д. В. Ткач. // Известия ТулГУ. Науки о Земле. — 2012. — Вып. 2. — С. 162–170.

97. Самохвалов, М. А. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 [Текст] / Самохвалов Михаил Александрович. — Тюмень, 2016. — 210 с.

98. Сахаров, И. И. Гидроразрывной метод закрепления оснований эксплуатируемых зданий и сооружений [Текст] / И. И. Сахаров, М. А. Аббуд. // Геотехника. Наука и практика : сб. науч. тр. СПб.: СПбГАСУ, 2000. — С. 72–76.

99. Скибин, Г. М. Информационное моделирование изменения несущей способности и деформаций оснований фундаментов эксплуатируемых зданий при подтоплении [Текст] / Г. М. Скибин // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. — 2004. — №3. — С.92–97.

100. Смолин, Б. С. Буроинъекционные сваи для усиления фундаментов реконструируемых зданий и сооружений [Текст] / Б. С. Смолин. — М : ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1985. — 31 с.

101. Соколов, В. Е. Химическое закрепление грунтов [Текст] / В. Е. Соколов. — М. : Стройиздат, 1980. — 119 с.

102. Сорочан, Е. А. Усиление грунтов основания, фундаментов и несущих конструкций аварийных зданий инъекционными методами [Текст] / Е. А. Сорочан, В. И. Быков, А. И. Егоров. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2001. — № 1. — С. 20 – 22.

103. Спичак, Ю. Н. Предварительный тампонаж обводненных трещиноватых пород при сооружении горизонтальных горных выработок : дисс. ... канд. техн. наук : 05.15.04. [Текст] / Юрий Николаевич Спичак. — Антрацит, 1980. — 193 с.

104. Способ создания в грунтовом массиве пространственных структур из твердеющего материала [Текст] / Б. Н. Исаев [и др.]. // Геотехника. — 2012. — № 5. — С. 4–12.

105. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [Текст]. — Введ. 2017-07-01 — М. : ФГУП «ЦПП», 2016. — 220 с.

106. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 [Текст]. — Введ. 2011-05-20 — М. : ОАО «ЦПП», 2011. — 152 с.

107. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий, сооружений [Текст]. — Введ. 2004-03-09 — М., 2005. — 138 с.

108. Усиление оснований фундаментов Луганской городской больницы № 7 после взрыва [Текст] / Куркин Н. П. [и др.]. // Сб. науч. трудов ДонГТУ. — Алчевск, 2012. — № 38. — С. 232–239.

109. Федоров, Б. С. Усиление оснований буроинъекционными сваями [Текст] / Б. С. Федоров, Х. А. Джантимиров. // На стройках России. — 1978. — № 5. — С. 21–26.

110. Хямяляйнен, В. А. Физико-химическое укрепление пород при сооружении выработок [Текст] / В. А. Хямяляйнен, В. И. Митраков, П. С. Сыркин. — М. : Недра, 1996. — 352 с.

111. Экспериментальные исследования деформирования грунтовых оснований, армированных стержневыми элементами [Текст] / А. Л. Исаков, В. А. Григорашенко, В. Д. Плавских, А. Е. Земцова. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1998. — № 2. — С. 14–16.

112. Brandl, H. Sophisticated continuous compaction control of soils and granular materials [Текст] / H. Brandl, H., D. Adam. // Proc. 14th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. — Hamburg, 1997. — P. 31–36.

113. Cambefort H. Injection des sols. Tome I: Principes et methods [Текст] / H. Cambefort. — Editions Eyrolles, 1967. — 394 p.

114. Galay, B. F. Disadvantages of standards for construction on collapsible soils [Текст] / B. F. Galay, V. V. Serbin, O. B. Galay. // Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations — Proceedings of the International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations, GFAC 2019. — 2019. — P. 69–73/

115. Mitchell, J. K. Soil improvement. [Текст] / J. K. Mitchell. // State of the Art Report. — Stockholm, Sweden, 1981. — P. 509–565.

116. Nuzhdin, M. L. Application high-pressure directional injection method for strengthen soil base [Текст] / M. L. Nuzhdin, L. V. Nuzhdin. // Geo-Engineering for Construction and Conservation of Cultural Heritage and Historical Sites. Challenges and Solutions: Proc. of the IVth CAGS. — 2012. — P. 201–205.

117. Paul, A. The bearing behavior of geogrid reinforced, crushed stone columns in comparison to non-reinforced concrete pile foundations [Текст] / A. Paul, A. B. Ponomaryov. // Proc. of the Eurogeo. — Munich, 2004. — Vol. II. — P. 285–289.