

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»

На правах рукописи



САБРИ Моханад Муаяд Сабри

**УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И РЕГУЛИРОВАНИЕ ОСАДОК ЗДАНИЙ
РАСШИРЯЕМОЙ ПОЛИУРЕТАНОВОЙ СМОЛОЙ**

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:

д.т.н., профессор Ватин Н.И.

Санкт-Петербург-2020

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ.....	5
ГЛАВА 1. ОБЗОР МЕТОДОВ УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ И КОМПЕНСАЦИИ ОСАДОК ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.....	12
1.1 Основные причины деформаций, развития осадок и потери несущей способности оснований и фундаментов зданий и сооружений.....	12
1.2 Классификация методов укрепления грунтов оснований и компенсации осадок фундаментов зданий и сооружений	20
1.3 Инъекционные методы.....	29
1.4 Способ нагнетания грунта с использованием расширяющейся полиуретановой смолы.....	43
1.5 Факторы, влияющие на выбор методов укрепления грунтов оснований, и компенсации осадок существующих фундаментов	51
1.6 Выводы по первой главе	54
ГЛАВА 2. ПОЛЕВЫЕ ИСПЫТАНИЯ	57
2.1 Цель полевых испытаний.....	57
2.2 Месторасположение площадки и её инженерно-геологические свойства	58
2.3 Общее описание полевого эксперимента и опытной площадки	59
2.4 Исследование свойств грунта ударным динамическим зондированием предварительно процессу инъектирования.....	60
2.5 Процесс инъектирования	69
2.6 Исследования характеристик грунта после нагнетания смолы под подошву плиты.....	76
2.6.1 Исследование свойств грунта ударным динамическим зондированием после инъектирования	76
2.6.2 Процесс откопки инъектированного грунта и определение геометрических параметров нагнетания	82
2.6.3 Проникновение смолы в грунт основания	84

2.6.4	Расход смолы	85
2.7	Штамповое испытание	86
2.7.1	Конфигурация испытания:	87
2.7.2	Результаты испытаний грунта штампом	90
2.8	Выводы по главе 2	93
ГЛАВА 3. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ.....		95
3.1	Цели лабораторных испытаний.....	95
3.2	Общее описание лабораторных испытаний.....	95
3.3	Лабораторные исследования смолы.	96
3.3.1	Определение плотности нагнетаемой смолы, инъецированной в массив исследуемого грунта основания	96
3.3.2	Определение механических параметров образцов смолы различной плотности на основе объёмного расширения смолы.	99
3.4	Лабораторные испытания исследуемого грунта перед его инъецированием вспениваемой расширяющейся смолой	109
3.4.1	Испытания образцов на трёхосное сжатие.....	109
3.4.2	Расчёт прочностных характеристик исследуемого грунта.....	110
3.4.3	Расчёт деформационных характеристик исследованного грунта.....	111
3.4.4	Расчёт углов дилатансии и коэффициента переуплотнения	112
3.4.5	Результаты испытаний исследуемого грунта.....	113
3.5	Выводы по главе 3	114
ГЛАВА 4. МОДЕЛИРОВАНИЕ И РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ОСАДОК, УСИЛЕННЫХ РАСШИРЯЕМОЙ СМОЛОЙ ОСНОВАНИЙ.....		115
4.1	Подбор параметров исходного грунта для моделирования.....	116
4.2	Моделирования трехосного испытания и определение напряжения в исследуемом грунте без включения смолы	118
4.3	Моделирования трехосного испытания смолы и подбор параметров инъецируемой смолы.....	119

4.4	Определение параметров грунта с включением инъецируемой смолы	121
4.5	Определение приведенных параметров однородной среды эквивалентной грунту с включением инъецируемой смолы	125
4.6	Проверка достоверности разработанного метода расчета путём сопоставления его с результатами полевых испытаний.....	126
4.6.1	Моделирование полевого испытания грунтовым штампом до инъецирования на глубине 0,4 м	127
4.6.2	Моделирование полевого испытания грунтов штампом до инъецирования на глубине 1,2 м	129
4.6.3	Моделирования результатов испытания грунтов штампом после инъецирования на глубине 0,4 м.....	131
4.6.4	Моделирования результатов испытания грунтов штампом после инъецирования на глубине 1,1 м.....	133
4.7	Выводы по главе 4	135
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	137
	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	140
	ПРИЛОЖЕНИЯ.....	160

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы: Укрепление грунтовых оснований и регулирование получивших нерасчетные осадки фундаментов мелкого заложения является актуальной технической задачей. Для решения этой задачи производителями расширяемой полиуретановой смолы, состоящей из двух компонентов, предложено ее инъецирование в режиме «гидроразрывов». Научно-техническое обоснование такого метода усиления оснований отсутствует.

Степень разработанности темы исследования:

В разное время развитию способов усиления фундаментов, искусственному улучшению характеристик и повышению несущей способности грунтовых оснований при нагружении посвящены научно-исследовательские работы: А. Б. Пономарева, А. В. Есипова, А. Г. Шашкина, А.И. Мальганова, Б.В. Бахолдина, В.А. Богомолова, В.А. Ермолаева, В.А. Зурнаджи, В.М. Улицкого, В.Н. Парамонова, З.Г. Тер-Мартirosяна, И.И. Сахрова, И.Т. Мирсаяпова, М. Н. Ибрагимова, М.Ю. Абелева, Н. Н. Баранова, Р.А. Мангушева, Х. Брандля, Э.И. Мулюкова, Э.М. Генделя, А. Evangelista, В. Černák, E. Valeri, F. Lizzi, G.W. Jaworski, H. Muhra, H. Wiechers, H.G. Poulos, K. Fört, M.M. Bustamante, P. Marinos, T. Cielenkiewicz, W. Cambefort, Wittke W.

В последние годы для быстрого подъема оснований и фундаментов существующих зданий и сооружений предложена технология инъецирования грунтов расширяемой смолой. Анализ данного процесса можно найти в работах авторов: O. Buzzi, M. Popik, P. Hellmeier, T. Apuani, Benjamin J. Warren, Norbaya Sidek, Jeremy Hess, Iman Golpazir.

Однако, применение этой технологии для усиления оснований сдерживалось отсутствием теоретического и экспериментального ее обоснования и отсутствием

метода расчета несущей способности и оценки осадок оснований после инъектирования их смолой.

Объект исследования: грунтовое основание, сложенное преимущественно песчаными грунтами, укрепляемое расширяющейся двухкомпонентной полиуретановой смолой, инъектируемой в режиме «контролируемого гидроразрыва».

Предмет исследования: физико-механические характеристики усиленных расширяемой полиуретановой смолой грунтовых оснований, формы распространения смолы в грунтовом массиве и их напряженно-деформированное состояние.

Цель исследования: разработка нового экспериментально подтвержденного метода расчета несущей способности и оценки осадок усиленных расширяемой полиуретановой смолой оснований.

Данные разработки имеют существенное значение для развития страны.

Задачи исследования:

1. Экспериментальная оценка эффективности инъектирования несвязных грунтов расширяемой смолой в режиме «гидроразрывов» для компенсации осадок зданий и быстрого выравнивания оснований.

2. Выполнение полевых исследований по определению степени изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песчаного грунта основания, инъектируемого расширяемой смолой.

3. Определение геометрических параметров и формы распространения расширяемой смолы в массиве инъектируемого песчаного грунта основания, а также определение ее объемного расхода, необходимого для укрепления грунта основания и подъема фундамента до заданного уровня.

4. Выявление соотношения между плотностью и механическими свойствами расширяемой смолы в соответствии со степенью ее объемного расширения в массиве укрепленных грунтов оснований.

5. Разработка метода расчета несущей способности и оценки осадок усиленных расширяемой смолой оснований.

6. Внедрение результатов диссертационной работы.

Научная новизна исследования заключается в следующем:

1. Разработан метод расчёта несущей способности и оценки осадок усиленных расширяемой смолой оснований.

2. Экспериментально подтверждена эффективность и научно обоснована технология инъектирования грунтов расширяемой смолой в режиме «гидроразрывов», ранее применявшаяся без возможности расчетного обоснования, для компенсации осадок зданий и быстрого выравнивания оснований.

3. Экспериментально определена степень изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песчаного грунта основания, инъектируемого расширяемой смолой, что позволило создать расчетное обоснование технологии инъектирования грунтов расширяемой смолой для усиления грунтовых оснований.

4. Определены геометрические параметры, формы распространения и плотность смолы, сформированной в массиве песчаного грунта основания после инъектирования и набора прочности.

5. Выявлено соотношение между плотностью и механическими свойствами расширяемой смолы в соответствии со степенью ее объемного расширения в массиве укрепленных грунтов оснований.

Практическая значимость работы заключается:

1. В возможности практического использования метода расчета несущей способности и оценки осадок на усиленных расширяемой полиуретановой смолой грунтовых основаниях.

2. В обосновании способа инъектирования грунтовых оснований расширяемой смолой в режиме «контролируемых гидроразрывов» для их усиления, компенсации осадок зданий и быстрого выравнивания оснований.

3. В выявлении степени изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песчаного грунтового основания после инъектирования его смолой.

4. В определении геометрических параметров и формы распространения инъектируемой смолы в массиве песчаного грунтового основания.

5. В определении объёма расхода смолы, необходимого для подъема фундамента до заданного уровня и укрепления песчаного грунта основания.

6. В выявлении соотношения между плотностью и механическими свойствами расширяемой смолы в соответствии со степенью ее объемного расширения в массиве укрепленных грунтов оснований.

Личный вклад автора

1. Полевые исследования по подъему опытного фундамента и компенсации его осадок путем инъектирования грунтов расширяемой смолой в режиме «гидро-разрывов».

2. Полевые исследования песчаного грунтового основания для выявления степени изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления укрепленного песчаного грунта основания.

3. Полевые исследования геометрических параметров и формы распространения инъектируемой смолы в массиве песчаного грунта основания.

4. Лабораторные исследования механических характеристик расширяемой смолы разной плотности в зависимости от объёма ее расширения и механических характеристик грунта основания.

5. Интерпретация и обобщение полученных результатов.

6. Разработка метода расчёта несущей способности и оценки осадок усиленных расширяемой смолой оснований.

Положения, выносимые на защиту:

1. Метод расчёта несущей способности и оценки осадок усиленных расширяемой смолой оснований.

2. Результаты полевых исследований выравнивания оснований и компенсации осадок зданий и сооружений с помощью расширяемой полиуретановой смолы, инъектируемой в массиве грунтов в режиме «гидроразрывов».

3. Результаты полевых исследований степени изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песчаного грунта основания, инъецируемого расширяемой смолой.

4. Результаты полевых исследований геометрических параметров и формы распространения смолы, сформированной в массиве песчаных грунтов оснований и ее расхода, необходимого для укрепления грунта основания и подъема опытного фундамента до заданного уровня.

5. Результаты лабораторных исследований по определению механических характеристик расширяемой смолы разной плотности в зависимости от объема ее расширения в массиве укрепленных грунтов оснований.

Методы исследования включают:

1. Полевые исследования подъема опытного фундамента до заданного уровня и укрепления песчаного грунта основания, с определением геометрических параметров и формы распространения расширяемой смолы в массиве исследуемого грунта, а также по определению объема ее расхода.

2. Полевые исследования изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления грунта основания, инъецируемого расширяемой смолой в пределах активной зоны влияния смолы.

3. Экспериментальные лабораторные исследования:

- механических характеристик смолы в зависимости от ее плотности и объема ее расширения;

- механических характеристик грунта до инъецирования его смолой.

4. Сопоставление результатов численного моделирования с результатами натуральных исследований с целью проверки достоверности предлагаемого метода расчета несущей способности и осадок усиленных расширяемой смолой оснований.

Степень достоверности и апробация результатов подтверждается:

1. Использованием методов исследования, основанных на современных представлениях о механике деформирования грунтов.

2. Использованием поверенных средств измерения, лабораторного и полевого оборудования.

3. Анализом погрешности лабораторных и полевых экспериментальных исследований.

4. Сопоставлением результатов численного моделирования с результатами полевых и лабораторных исследований.

Апробация результатов исследования. Основные положения диссертационной работы докладывались и положительно оценены на следующих конференциях:

– Международный МС-Форум «Инъекционные технологии в строительстве», Санкт-Петербург 22-23 марта 2018 г.

– Международная научно-практическая конференция «Композитные системы на объектах подземного и гражданского строительства», Санкт-Петербург 27-28 сентября 2018 г.

– Международная научная конференция «Энергетика, экология и строительство ЕЕСЕ», Санкт-Петербург 19-20 ноября 2018 г.

– «XI Петербургский Международный Инновационный Форум», Санкт-Петербург 28-30 ноября 2018 г.

– III Международный строительный форум «Строительство и архитектура», г. Макеевка, Украина, ДонНАСА 18-20 апреля 2019 г.

Публикации.

По теме диссертации опубликовано 5 научных работ, из которых 4 работ – индексированы Scopus, 4 работы – опубликованы в источниках по перечню ВАК.

Структура и объем работы состоит из введения, четырех глав, общих выводов и списка использованной литературы из 208 наименований и трех приложений, содержит 164 страницы печатного текста, 83 иллюстрации, 21 таблицу.

Область исследования соответствует пунктам 7 и 11 паспорта научной специальности 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения.

Автор искренне признателен заместителю генерального директора ООО «ПИ Геореконструкция» к.т.н. К. Г. Шашкину за постоянные консультации, интерес и содействие в выполнении работ, особенно за помощь в численном моделировании. Автор также выражает благодарность генеральному директору ООО «ОЗИС Венчур» к.т.н. А. В. Улыбину за помощь в проведении серии полевых испытаний и предоставления необходимого оборудования для проведения исследований; ООО "ЭМ-СИ БАУХЕМИ" за предоставление необходимых инъекционных материалов для проведения лабораторных и полевых экспериментов и за предоставление оборудования и места для проведения инъектирования, особенно к.т.н. Е.Н. Захарьину за его сотрудничество.

ГЛАВА 1. ОБЗОР МЕТОДОВ УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ И КОМПЕНСАЦИИ ОСАДОК ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1 Основные причины деформаций, развития осадок и потери несущей способности оснований и фундаментов зданий и сооружений

В данной работе усиление оснований определяется в целом как искусственное изменение свойств грунтов на строительной площадке, или грунтовых сооружений в рамках строительного проекта, осуществляемое в целях улучшения прочностных характеристик и повышения несущей способности оснований при нагружении. Установленные проектом параметры укрепления грунтов достигаются сегодня с помощью широкого диапазона методов и технологий геотехнического строительства, способствующих существенному изменению физико-механических или химических свойств грунтов основания, в результате чего становится возможным улучшить неудовлетворительные грунтовые условия, главным образом в ситуациях наличия существующей застройки, где замещение грунта не представляется возможным по причинам экологического, технического или экономического характера. Усиления оснований определяется также как изменение свойств естественного грунта под подошвой фундамента физическим, химическим или механическим способом с целью обеспечения лучших условий проектирования и эксплуатации конструкций, зданий или сооружений, а также для решения конкретных проблем с основаниями и фундаментами [1–6].

Множественные аспекты способны влиять на состояние оснований и фундаментов, включая природные геологические и техногенные факторы, которые по мере своего присутствия проявляют необходимость выбора и использования различных методов и приёмов укрепления грунта и компенсации осадок фундаментов согласно с их доступностью в строительной практике той или иной страны, исходя при этом из специфики технологии, к которой необходимо

прибегнуть для решения конкретных проблем с основанием, а также из объёма работ, состояния фундаментов, скорости выполнения и желаемых результатов.

Согласно многим, и в первую очередь указанным в скобках источникам [2,4,7–14], основные факторы, вызывающие осадки, деформации и потери несущей способности оснований и фундаментов, могут быть классифицированы следующим образом:

1- Геологические (природные) факторы: сводятся к набору факторов касающихся состояния и прочности грунтов основания в свете различных их особенностей, таких как классификация, генезис и наличие органических включений, погодные условия и другие природные особенности, влияющие на качество грунта под подошвой фундамента. Как следствие, фундаменты зданий и сооружений, таких, например, как дороги или аэродромы, построенные на рыхлых типах грунтов, претерпевают влияние возникающих в грунте основания проблем, что, в свою очередь, ведёт к развитию осадок уже в конструкциях самих фундаментов и может повлиять на состояние всего здания или проекта строительства в целом. Такие связанные с естественным состоянием грунтов проблемы варьируют в достаточно широком диапазоне - от незначительных дефектов в конструкциях здания до его полного обрушения, вызванного потерей фундаментом несущей способности. Согласно, среди прочих, следующим авторам [15–40], природные проблемы грунтов оснований можно далее классифицировать в следующем виде:

I. Сминаемые/квазиустойчивые грунты: Представляют собой разновидность неводонасыщенных грунтов способных воспринимать относительно высокие рабочие нагрузки, не выказывая значительные изменения объёма в сухом состоянии, однако при водонасыщении такие грунты подвержены стремительному и непредсказуемому уменьшению объёма, ведущему к их деформациям и, как следствие, к осадкам фундаментов. Сминаемые грунты достаточно широко распространены по всему миру [15,16,27,34–37].

II. Разжижающиеся грунты: Разжижение происходит главным образом в несвязных типах грунтов, которые подвержены значительной и внезапной потере жёсткости и устойчивости в силу понижения прочности на сдвиг в процессе отклика на генерируемые извне напряжения, такие как землетрясения или иные внезапные изменения напряжённых условий грунтового массива. Этот феномен имеет достаточно широкое распространение, однако инженерная мысль сумела постигнуть его механическую природу лишь в начале 1960-х годов. Было обнаружено, что при воздействии землетрясений на водонасыщенные рыхлые грунты, последние выказывают тенденцию к осадочности и уплотняемости; более того, в массиве грунта были отмечены изменения угла внутреннего трения, понижающие его прочность на сдвиг в силу увеличения порового давления, вызываемого прохождением поперечных волн, генерируемых коренной породой. Длительность циклических напряжений чрезвычайно мала по сравнению со временем, необходимым для дренирования поровой воды, следовательно сжатие объёма грунта не может произойти немедленно; таким образом постепенно накапливается избыточное поровое давление. Первичное разжижение начинается в момент, когда возросшее поровое давление становится равно тотальному напряжению, что сводит эффективное напряжение к нулю. В начальной стадии первичного разжижения рыхлые пески претерпевают неограниченные деформации, в результате чего наблюдаются значительные осадки и интенсивные повреждения фундаментов зданий и сооружений, построенных на таких основаниях [17–19,33,38–40].

III. Набухающие грунты: Проблема набухания встречается главным образом в разновидностях глинистых грунтов, содержащих расширяющиеся минеральные частицы, такие как смектит, нонтронит, монтмориллонит или другие виды минералов, имеющие тенденцию к расширению. Сезонное колебание уровня влажности таких типов грунтов ведёт к значительным изменениям их объёма. Поглощение влаги данным грунтом вызывает его расширение, что, в свою очередь, оказывает избыточное давление на конструкции фундамента, воздействующее на всю надземную часть здания или сооружения и могущее привести к серьёзным

последствиям. Более того, в сухом состоянии данные типы грунтов сжимаются, в результате чего появляется зазор между низом подошвы фундамента и непосредственно подстилающим её грунтом, снижающий способность грунта основания поддерживать надземную часть здания, и являющийся причиной осадок фундаментов. Ущерб, возникающий в результате наличия под подошвой фундаментов набухающих грунтов, обычно не удаётся минимизировать экономически эффективными способами, что в ещё большей степени требует использования различных превентивных мер для компенсации возникающих осадок и предотвращения возникновения дефектов в надземной части зданий и сооружений, в основании которых находятся набухающие грунты [41–45].

IV. Проблема устойчивости откосов и грунтового рельефа: Гористые участки земной поверхности занимают приблизительно одну четвёртую часть всего грунтового рельефа нашей планеты. Проектирование фундаментов на таких участках должно по необходимости учитывать степень уклона земной поверхности, разновидность грунта основания, а также другие обстоятельства таким образом, чтобы обеспечить восприятие адекватных нагрузок надземными частями зданий и сооружений, фундируемых на подобном рельефе. Несмотря на то, что существует несколько способов снижения рисков, связанных с наличием уклона земной поверхности, проблемы, ассоциируемые с устойчивостью откосов, продолжают постоянно возникать и сводятся обычно к неравномерности осадок, нестабильности напряжённого состояния грунта основания и построенных на нём зданий и сооружений. Данные риски приобретают значительно более серьёзный характер на холмистом и гористом рельефах, расположенных в сейсмоопасных зонах. Практика показывает, что даже при учёте необходимых критериев проектирования и проведении качественных исследований инженерно-геологических условий площадки строительства, вероятность возникновения проблем, связанных с неравномерностью осадок конструкций фундаментов более высока в проектах застраиваемых на холмистом и гористом рельефах в сравнении с равнинным. Такие проблемы варьируют от незначительных дефектов в конструкциях до полной потери фундаментами несущей способности при сейсмическом воздействии [20–24].

V. Остальные проблемы природного или геологического характера, способные повлиять на различные механические или химические свойства грунтов оснований, и снижать таким образом их несущую способность. Эта разновидность проблем связана главным образом с составом грунтов, грунтовыми формациями, наличием органических включений, наличием в грунте бытовых или промышленных отходов, карстовых отложений, помимо различных аспектов исключительно природного характера, таких, например, как сезонные колебания уровня грунтовых вод и тому подобных. Ясно, что влияние уровня грунтовых вод на характеристики грунта является весьма значительным в силу того, что его повышение понижает угол внутреннего трения и связность между частицами грунта, что в свою очередь ведёт к снижению несущей способности естественных оснований. Как следствие, быстрое падение уровня грунтовых вод повышает эффективное напряжение от давления вышележащей толщи, что приводит к таким негативным последствиям, как образование провалов и оседание фундаментов. Такие проблемы подвергнуты подробному рассмотрению в следующих работах [28–32], а также многих других авторов.

2- Проблемы технического характера можно суммировать как комплекс факторов, порождённых ошибками инженерного свойства, такими как ошибки в расчётах при проектировании, недостаточные или некорректные инженерно-геологические изыскания, низкое качество строительных работ, нарушение строительных норм, в частности недостижение необходимых параметров уплотнения грунтов основания во время проведения строительных работ. Кроме того, существуют аспекты, связанные с изменением объёмов и нагрузок во время эксплуатации, относящиеся к изменению человеческих потребностей в отношении конкретного проекта, такие как необходимость увеличения несущей способности оснований существующих зданий и сооружений с целью восприятия дополнительных нагрузок, а также аспекты, связанные с качеством строительных материалов, реорганизацией объектов инфраструктуры и других конструкций, изменения аспектов городского планирования, застройки и другие факторы. Такие проблемы подвергнуты подробному рассмотрению в работах следующих, а также многих других авторов [4,

7–10,11,13,14,30,34,35,39,46–53, 54–69] и могут быть далее классифицированы как:

I. Реконструкция и развитие городов: Развитие инфраструктуры городов, реконструкция существующих автомагистралей, аэропортов, исторических зданий и сооружений, а также застройка пригородов и городских кварталов, в результате которой появляются новые жилые строения, парковки автотранспорта, школы, поликлиники и другие объекты социального строительства, являющиеся важными факторами в свете роста населения, жизненного цикла зданий и сооружений или в силу внешних факторов, таких как землетрясения значительной магнитуды, вихри, ураганы и подобные ситуации. Такие процессы должны осуществляться согласно подробным планам и в соответствии с надлежащими проектами производства работ, включающими применение современных и безопасных технологий усиления оснований и фундаментов, способных воспринять как статические, так и динамические эксплуатационные нагрузки от надземных частей зданий для обеспечения безопасности и качества проектов. Например, автомагистрали, мосты, станции метро, аэродромы и аэропорты подвергаются динамическим нагрузкам и вероятность развития осадок на таких проектах всегда выше, особенно если в основании соответствующих зданий и сооружений залегают слабые грунты. Традиционные методы мониторинга и реконструкции во многих случаях являются дорогостоящими, требующими значительных временных затрат или могут применяться только с определёнными ограничениями. Таким образом, для соблюдения требований проекта насущной необходимостью становится использование адекватных технологий усиления оснований и восстановления фундаментов [4,7,10,11,25,26,46–49,50–53].

II. Ошибки при проектировании являются широко распространённой и часто отмечаемой причиной деформации, развития осадок и потери фундаментами несущей способности в результате неадекватных действий проектировщиков и человеческих ошибок в случаях нехватки опыта и завышенных ожиданий в плане эксплуатационных параметров проекта или в результате использования для нужд проектирования недостаточно разработанных, неспособных обеспечить желаемый результат, программных модулей. Более того, сказывается невнимательность

проектировщиков по отношению к инженерным требованиям и техническим регламентам благодаря нехватке у них опыта, ограничениям изначальной стоимости проекта и недостатку надлежащей предварительной информации – факторам, в дополнение к необходимости адекватной экспертизы проектной деятельности, обеспечивающим успешное осуществление и эксплуатацию любого проекта строительства. В практике проектирования встречаются разнообразные и весьма широко распространённые упущения, такие как невыполнение расчётов максимально допустимых напряжений для каждого элемента конструкций, ошибки в расчётах рабочих нагрузок, необоснованное уменьшение количества армирующих элементов в конструкциях железобетонных фундаментов, снижение числа или уменьшение размерности некоторых необходимых конструктивных элементов, таких, например, как несущие колонны, опоры или распределительные балки, и тому подобные упущения, направленные на снижение стоимости проекта при попытке сохранить его безопасность. Все эти и другие связанные с проектированием упущения ведут к увеличению рабочих нагрузок на фундаменты, в то время как конструкция самих фундаментов в рамках проекта остаётся неизменной. Таким образом, фундаменты оказываются не в состоянии воспринять повышенные нагрузки без ущерба для своей несущей способности. Вследствие этого появляются различные проблемы, связанные с неадекватностью конструкций фундамента и могущие повлечь потерю его несущей способности [7,8,34,50,54–58].

III. Низкое качество выполнения строительных работ: Производство строительных работ на низком уровне является одной из основополагающих причин возникновения деформации, развития осадок и потери фундаментами несущей способности, что увеличивает вероятность разрушения/обрушения зданий и сооружений. Некачественное исполнение работ по возведению объектов связано обычно с комплексом ошибок, допускаемых строителями в процессе производства работ, включающим как ошибки технического характера, так и вопросы некомпетентности подрядных организаций. Различные аспекты технического свойства часто ведут к выполнению строительных работ на весьма низком уровне и сводятся обычно к недостатку инженерного опыта, ненадлежащему

техническому надзору, профессиональной несостоятельности подрядчиков, отсутствию полевых испытаний, неоконченности строительных процессов, нарушению процедур контроля качества и несоблюдению технических регламентов, ускорению строительных процессов с целью исполнения сроков строительства невзирая на неизбежное в таких случаях низкое качество работ. Более того, существуют и другие причины, ведущие к низкому качеству выполнения строительных работ, связанные с недобросовестностью подрядчиков и желанием сэкономить на стоимости проекта, такие как использование строительных материалов ненадлежащего качества и в недостаточном количестве, по сравнению с заявленными в проекте, снижение числа рабочих на площадке с целью добиться снижения стоимости работ и прочие факторы. Ненадлежащее исполнение технических регламентов, а также применение некачественных строительных материалов, или их экономия, значительно снижает качество и срок службы зданий и сооружений. Ошибки в инженерных расчётах, в результате которых, например, количество армирующих элементов в железобетонных конструкциях фундамента получается недостаточным, или соотношение компонентов в бетонных смесях оказывается несообразным с требованиями строительных норм или критериями проектирования, а также многие другие ошибки, снижают результирующую несущую способность фундаментов, повышая риск аварийных ситуаций [4,10,49,51,56–62].

IV. Некачественные инженерно-геологические исследования: сообразно с той или иной геотехнической ситуации существуют различные методы и стандарты, выбор которых обуславливается геологическим профилем, типом грунта, глубиной заложения фундаментов, а также требуемыми техническими нормами, которые имеют различную специфику в зависимости от государства и региона. Выполнение исследований и испытаний грунта сообразно с требуемыми критериями и техническими нормами необходимо для обеспечения качества дальнейшей эксплуатации зданий и сооружений после строительства или реконструкции. Основными причинами некачественного выполнения геотехнических исследований и испытаний являются нехватка соответствующего

опыта у сотрудников, ответственных за проведение работ и нарушение норм, регламентирующих проведение испытаний. Например, бурение скважин на недостаточную глубину ведёт к ошибкам в определении слоёв геологического профиля и свойств слагающих его грунтов, что является одним из ведущих критериев в выборе типа фундамента, определения уровня и сезонных колебаний грунтовых вод и других аспектов. Более того, такие факторы как проведение одних испытаний и пренебрежение другими, вероятно более релевантными, непроведение надёжного геотехнического мониторинга в силу неблагоприятных погодных условий, лабораторные испытания количества образцов недостаточного для адекватного представления свойств грунтов на площадке и прочие недочёты ведут к бедности необходимых данных исследования инженерного-геологических условий грунтов на площадке. Геотехнические исследования, выполненные на ненадлежащем уровне, сказываются в дальнейшем на качестве как оснований, так и надземной части здания, вызывая неравномерность осадок, ведущую в свою очередь к разнообразным проблемам в конструкциях фундаментов: от возникновения незначительных трещин до всецелого обрушения надземной части зданий и сооружений [4,7,10,11,13,63–66].

Прочие причины технического характера: существуют многие другие причины, снижающие несущую способность оснований, такие например как недостаточное расстояние между фундаментами различных зданий находящихся в непосредственной близости друг у другу, воздействие вибрации от строительных машин и оборудования ведущих работы вблизи существующих фундаментов. Эти причины хорошо изучены в работах следующих авторов [8,9,68,69,10,11,14,53,57,67], а также во многих других.

1.2 Классификация методов укрепления грунтов оснований и компенсации осадок фундаментов зданий и сооружений

Существуют различные методы, используемые для усиления оснований, и компенсации осадок фундаментов зданий и сооружений, созданные для решения широкого спектра геотехнических проблем. Различные виды классификации

методов укрепления грунта приведены в работах следующих авторов [1,2,3–6,9,12,13,70–73] и многих других.

I. Классификация методов укрепления грунтов оснований и компенсации осадок фундаментов зданий и сооружений по механизму их воздействия на массив грунта

Методы укрепления грунта можно классифицировать по механизму их воздействия на массив грунта следующим образом:

1- **Механическое укрепление** заключается в увеличении удельного веса грунта за счет уплотнения грунтовых слоев, что снижает сжимаемость грунта основания, улучшая тем самым его прочностные свойства. Механическое улучшение свойств грунтов можно выполнить, используя различные механические методы и оборудование в зависимости от типа и глубины грунта, подвергнутого уплотнению и требуемой степени уплотнения. Наиболее распространённые подходы к уплотнению массива грунта подразумевают лишь приповерхностное уплотнение и заключаются в использовании различного оборудования, например портативных механических трамбовок, вибротрамбовок, виброплощадок, гладковальцовых катков, пневмокотков и других видов оборудования. Тем не менее, глубокое уплотнение грунта, например, посредством подрывных технологий, виброуплотнения, динамического уплотнения, уплотнения с помощью инъецирования, перемешивания грунта, каменных колонн, набивных бутовых столбов, и т.д. также классифицируется как механическое укрепление [1,2,3,5,45,74–80].

2- **Гидравлическое укрепление** заключается в консолидации грунта путем вытеснения поровой воды, используя различные гидравлические методы усиления, такие как водопонижение, вакуумная консолидация, откачка воды из водопонижающих колодцев, мелких и глубоких скважин, и так далее. Тем не менее, улучшение гидравлических свойств грунта может быть достигнуто с помощью использования физической, химической или электрической системы, изменяющей водопроницаемость грунта или же через его дренирование посредством

современных систем фильтрации воды, повышения устойчивости откоса, организацией водоотведения из ограниченных грунтовых массивов, электрохимического закрепления и других. Выбор соответствующего метода зависит от желаемого результата, который может варьироваться от увеличения гидропроводности грунта до создания водонепроницаемого барьера в грунте основания [1,3,5,6,74,76,78,80].

3- Физико-химические методы определяются как обработка грунтов оснований различными материалами в процессе использования нескольких технологий, включая технологии инъектирования, перемешивания и т.д., направленные на улучшение прочности и устойчивости грунта под подошвой фундамента. Однако, эти методы в своём большинстве были разработаны для улучшения гидравлических свойств грунта, регулирования осадок фундаментов и ряда других целей, помимо улучшения физико-механических свойств обрабатываемого грунта, таких как его несущая способность и жесткость. Физико-химическое укрепление подразумевает использование различных технических решений и материалов. Эти материалы могут иметь либо более химическую природу, либо состоять главным образом из зернистых (цементирующихся) веществ, или же представлять собой субстанции, свойства которых нельзя классифицировать ни как цементирующиеся ни как химические. Тем не менее, физико-химическое улучшение грунта основания главным образом зависит от степени физической связываемости инъектируемого раствора и частиц грунта, нежели от химической реакции между ними, и, более того, химическая реакция между составляющими грунт элементами и инъектируемым раствором способна отрицательно повлиять на процесс укрепления и привести к нежелательным результатам. Сегодня используются различные технологии, включая метод инъектирования грунта под давлением и метод перемешивания [2,6,33,70,71,74–76,81–83].

4- Химическое укрепление: определяется как примешивание в грунтовой массив различных химических присадок или природного грунта иного генезиса с использованием различных видов техники и оборудования для улучшения свойств

грунта основания на основе химической реакции присадок с грунтовыми составами. Для химического изменения грунта используются различные материалы, такие как цемент, бентонит, известь, пепел, природный грунт и другие добавки [1,3,85–87,5,45,70,75,76,78,80,84].

5- Укрепление грунтов посредством внедрения в него укрепляющих и сдерживающих элементов: Определяется как укрепление грунта основания с помощью различных синтетических или природных укрепляющих материалов для создания высокопроизводительных несущих конструкций, обеспечения борьбы с эрозией, временной защиты от затопления и подпорных грунтовых сооружений. Металлические армирующие элементы, грунтовые нагели, геосинтетические материалы (геотекстиль, геоячейки и георешетки), штанговые крепи, микро-сваи, винтовые анкера и прочие технологии являются основными методами, использующими механизмы внедрения и сдерживания. Описанные методы подробно рассмотрены в работах следующих и других авторов: [1,2,5,71,75,76,78,88–92].

6- Термическая обработка грунта: заключается в изменении температуры грунта основания, используя различные методы, целью чего является постоянное усиление подвергнутого термической обработке грунтового массива или же временное увеличение его прочности и устранение фильтрации воды. Термическая обработка используется для глинистых грунтов, так как тепло может влиять на химическое состояние, глинистой фракции, позволяя изменять минералогию глины через диагенез, приводя к улучшению свойств грунта. Нагревание глины до 400 градусов по Цельсию приводит к сжиганию глинистых минералов и остатков нефтепродуктов, поскольку высокие температуры, помимо испарения воды, приводят к постоянным физическим реакциям в составляющих глину минералах, вызывая тем самым улучшение свойств глинистого грунта. Однако же, что касается несвязных грунтов, воздействие температуры на них обычно не имеет последствий в условиях, когда температура находится на уровне ниже 1000 градусов по Цельсию. Необходимо сказать также о замораживании грунтов. Замораживание грунта - это искусственное снижение температуры грунта, уменьшение его тепловой энергии, приводящее к изменению состояния поровой воды (влаги) от

жидкого до твердого. В результате, замороженная вода действует как своеобразный инъецирующий раствор, улучшая свойства грунта. Замораживание можно использовать для всех типов грунтов и единственным требованием является наличие в грунте влаги. Однако этот процесс должен осуществляться непрерывно; в противном случае методы замораживания обеспечивают лишь временное усиление, [1,5,44,74–76,78] и другие.

7- Снижение рабочей нагрузки за счет изменения условий передачи рабочей нагрузки на основания и фундаменты с помощью различных методов, таких как сваи, микросваи, инъекционные анкеры, использование облегченных материалов, ремонт фундаментов и другие. Эти методы были широко изучены в работах следующих авторов [13,34,100–106,71,93–99] и многих других.

8- Сочетание нескольких подходов. В сложных ситуациях, когда приложенная нагрузка слишком высока, а грунт слабый и не способен нести эксплуатационную нагрузку надземной части здания или конструкций, что приводит к высокой деформации грунтов основания, и вызывает неравномерные осадки и другие негативные последствия. Таким образом, требуется сочетание нескольких методов и материалов для решения комплекса геотехнических задач с помощью различных функций, предусмотренных каждой из используемых технологий. Сочетание методов часто является дорогостоящим, однако они по-прежнему обеспечивают решения во многих сложных геотехнических ситуациях, когда тот или иной традиционный метод сам по себе неприменим для решения сложных геотехнических задач. При выборе комбинации методов следует учитывать различные факторы, такие как нормы и геотехнические критерии, функции, предоставляемые каждой из используемых технологий в отдельности, условия проекта, такие как разновидность грунта, временные и экономические аспекты проекта, важность проекта и другие факторы. Комплексное использование различных методов и материалов существует и успешно применяется в мире. Например, известь и зольная пыль часто могут быть успешно использованы в сочетании для укрепления несвязных грунтов, в виду того что зольная пыль представляет собой реагент, с которым известь может вступить во взаимодействие. Кроме того, использование

электрохимического закрепления для облегчения проникновения в грунт нагнетаемых при инъецировании растворов, сочетание мини-свай со струйно-тампонажными технологиям (jet-grouting) и многие другие виды объединения различных подходов и технологий широко используются в комплексных условиях усиления оснований и фундаментов [3,13,44,74–78,82,107].

II. Классификация методов укрепления грунтов оснований и компенсации осадок фундаментов зданий и сооружений сообразно с функциями ими выполняемыми

Помимо классификации методов усиления оснований по механизму их воздействия на массив грунта, существует классификация по типу функций, предоставляемых каждой технологией, что является существенным фактором при выборе правильного метода для практического применения в условиях реального проекта сообразно с необходимостью.

Согласно их функциям, методы укрепления грунта можно классифицировать как:

1- Повышающие прочность на сдвиг и несущую способность грунта: заключаются в увеличении прочности грунтов оснований, что в свою очередь повышает несущую способность фундаментов зданий и сооружений. Повышение прочности грунта и несущей способности достигается путем уплотнения рыхлого несвязного грунта, консолидации слабых глинистых грунтов, или же примешиванием различных веществ к составу грунта как такового. Основными методами, приводящими к реализации этой функции, являются: методы механического укрепления (виброуплотнение, динамическое уплотнение, уплотнение с применением инъецируемых растворов, методы перемешивания грунта), методы химической стабилизации, методы физико-химической модификации (инъекционные методы) [1,3,5,23,74,76,78–80] и другие.

2- Повышающие плотность грунта: заключаются в уплотнении рыхлых грунтов с помощью технологий, которые добавляют энергию в грунт с помощью вибрации или иного динамического процесса. Передаваемая энергия переводит рыхлый грунт в более плотное состояние. Более плотный грунт имеет повышенные прочность и несущую способность; его сопротивление разжижению также увеличено. Основными методами, реализующими данную функцию, являются: механическое укрепление грунта (виброуплотнение, динамическое уплотнение, уплотнение с инъецированием тампонажными растворами, методы перемешивания), а также физико-химические методы (инъекционные методы) [3,5,75–80,85,101,103,6,7,22,23,44,45,71,74].

3- Понижающие водопроницаемость грунта: заключаются в уменьшении количества воды, протекающей через грунт. Данный эффект может быть достигнут путем увеличения плотности грунта, использования соответствующей сети фильтрации воды из грунта, а также через добавление инъецирующих растворов или связующих компонентов, призванных сделать грунт относительно более водонепроницаемым путем заполнения находящихся в нем пустот. Основными методами для реализации данной функции являются: механическая стабилизация (методы глубинного перемешивания), химическая стабилизация (главным образом цементация, стабилизация с помощью извести, усиленной зольной пылью в качестве катализатора), физико-химические методы (инъекционные методы), укрепление грунта путем внедрения в него усиливающих и удерживающих элементов, как например различных видов волоконной геосинтетики и барьеров [1,3,76,78,80,108,5,23,36,39,45,67,68,74].

4- Контролирующие деформацию: в целом заключается в снижении общей или неравномерной осадки, подъёма и искривления, вызванных деформацией грунта и предотвращении дальнейшего оседания фундаментов. Эта функция может быть реализована с использованием широкого набора методов, включая методы механического преобразования (методы перемешивания, виброуплотнение, динамическое уплотнение, каменные колонны, набивные бутовые столбы и другие), которые уплотняют грунты основания. Кроме того,

деформация грунта также может контролироваться использованием различных методов, которые изменяют условия нагрузки, передаваемой на фундаменты (сваи, микросваи, платформы для переноса нагрузки и др.), а также применением легких материалов для снижения эксплуатационной нагрузки на фундамент. Тем не менее, инъекционные способы являются наиболее подходящими для стабилизации грунта и контроля деформации под существующими фундаментами по многим причинам, таким как скорость реализации, стоимость, и высокая мобильность, – см. [1,3,83,101,5,7,9,12,27,33–35] и другие источники.

5- Повышающие дренарование: заключаются в эффективном удалении воды из грунтов основания. Почти все грунты приобретают лучшие прочностные и жесткостные свойства по мере понижения в них содержания воды. Улучшенное дренарование также используется для уменьшения тенденции к разжижению несвязных грунтов. Основные методы, ведущие к выполнению этой функции: агрегатные колонны, колонны в обсадке из геотекстиля, электрохимическое закрепление, геосинтетика и другие [1,3,5,45,67,69,74,108].

6- Ускоряющие консолидацию: заключаются в сокращении времени, необходимого на осадку грунта основания. Консолидация может быть ускорена путем уменьшения длины трассы дренарования для связных грунтов в сочетании с загрузкой насыпи или предварительным пригрузом насыпного грунта. Это может быть достигнуто за счет использования сборных вертикальных дрен или подобных им колонн, облегчающих фильтрацию грунтовой воды. Основные методы, приводящие к выполнению этой функции: агрегатные колонны, колонны с обсадкой из геотекстиля и прочие технологии [3,6,24,52,74,76,80].

7- Понижающие приложенные нагрузки: заключаются в использовании легковесных насыпных материалов, снижающих рабочие нагрузки на грунт основания, и тем самым понижающих его осадки, в результате чего фундамент оказывается более устойчивым. Основные наполнители, с помощью которых возможно достижение этого эффекта суть следующие: сыпучие рыхлые материалы (древесные волокна; доменный шлак; котельный шлак; вспученный сланец; смесь глины и сланца; измельчённые автопокрышки;), наполнители, повышающие

компрессионную прочность (геопена, пенобетон). Кроме того, эта функция может быть реализована путем изменения условий переноса нагрузки в грунт с использованием различных традиционных способов (сваи, микросваи, платформы для передачи нагрузки и др.) [3,6,33,42,78,79,83,103,109].

8- Обеспечивающие боковую устойчивость: изменение градиента может быть достигнуто путём использования ряда подпорных систем, которые обеспечивают боковую устойчивость и прочность грунтового массива в основании здания или сооружения, в ситуациях как открытой разработки грунта, так и в ситуациях с устройством насыпи или применении обратной отсыпки. Такая функция может быть реализована как для вертикальных, так и для наклонных ситуаций. Основными методами, позволяющими реализовать эту функцию, являются: стены с механически стабилизированным грунтом (MSE), усиленные откосы, грунтовые нагели и другие [3,6,23–25,28,99,102,110–112].

9- Повышающие устойчивость к разжижению. Устойчивость несвязных грунтов к разжижению может быть достигнута путем уплотнения грунтов вибрационными или динамическими методами, которые увеличивают плотность несвязных грунтовых материалов. Другие средства повышения стойкости к разжижению включают добавление растворов и связующих веществ в матрицу грунта, повышение дренирования грунта и изоляцию потенциально разжижаемых грунтов, а также агрегатные колонны, глубокое динамическое уплотнение, глубокое перемешивание, виброуплотнение и инъекционные методы [3,14,82,22–24,26,27,51,76,80].

10- Передающие вертикальные нагрузки на более устойчивые слои грунта или скальной породы: вертикальные нагрузки передаются через рыхлые или слабые грунты различными методами и технологиями, которые переносят эксплуатационные нагрузки на слои грунта, способные адекватно их воспринять. Эта функция помогает контролировать осадки и повышает устойчивость фундаментов, построенных на слабых грунтах. Нагрузки передаются сваями, микросваями, платформами для переноса нагрузки и др. [1,3,105,6,45,74,93,95,104–106].

1.3 Инъекционные методы

Инъекционные методы: определяются как обработка массива грунта на различных глубинах и в разных слоях различными растворами независимо от химического компонента нагнетаемого раствора (на химической основе, вяжущих, полимеров) под различным давлением с использованием различного оборудования (рукавных труб, пакеров, гидравлических систем и др.) с целью улучшения характеристик обрабатываемого грунта в соответствии с поставленными геотехническими задачами, см. [2,6,7,12,13,67,70,71,74,75,79,82,83,95,113] и другие источники.

Инъекционные способы имеют более высокую стоимость по сравнению с другими традиционными методами, используемыми в области укрепления грунта и реализующими сходную геотехническую парадигму. Тем не менее, практика показывает, что инъекционные методы могут быть единственным выполнимым решением и обеспечить наиболее эффективные пути исправления многих проблемных ситуаций с фундаментами, особенно в условиях плотной городской застройки при существующих зданиях и сооружениях, где другие методы ограничены в использовании по ряду причин. Существует множество методов инъектирования для различных типов грунтов и для нескольких функций применения. Эти методы подразделяются на несколько разновидностей в зависимости от химических компонентов нагнетаемого раствора, механизма, которым раствор передается в массив грунта, давления нагнетания и получаемого результата.

Согласно химической природе инъектируемого раствора методы инъектирования могут быть классифицированы как: силикатизация, смолизация, электрохимическое закрепление, битумная, известкование, цементация, микроцементация и другие [1,4,5,7,13,78, 82,83,85–87,107,114–116].

В зависимости от их давления методы инъекции в основном классифицируются как:

- **Низкое давление нагнетания:** инъекция в режиме пропитки, цементация, микроцементация и другие [1,5,6,24,74–76,79,80,82,83,103,116–120].

- **Высокое давление нагнетания:** струйная технология (струйная цементация), напорная (высоконапорная) инъекция, манжетная технология нагнетания (горизонтальная инъектирования), инъектирования с помощью геотехнических систем «геокомпозит», и другие [1,5,6,13,24,82,83,103,74–76,79,80,116–119].

В соответствии с тем, как раствор попадает в массив грунта, методы нагнетания в основном делятся на две основные категории, как это описано в [1,5,6,24,74–76,79,80,82,83,103,116–119] и других источниках:

1- **Без смещения:** раствор попадает в массив грунта, не вызывая смещения или разрушения ранее существовавшего грунтового образования. В свою очередь, основными механизмами, используемыми для перехода нагнетаемого раствора в массив грунта, не вызывая смещения грунта, являются:

- **Интрузия:** раствор попадает в грунт через естественные пустоты или трещины. Расход инъектируемого вещества зависит от вязкости нагнетаемого раствора, гранулометрического состава раствора и коэффициента фильтрации грунта. Таким образом, способ применим к крупнозернистым грунтам, таким как гравий и крупнозернистые пески. Однако другие типы грунтов, такие как трещиноватая скальная порода, могут обрабатываться специализированными мелкодисперсными растворами и растворами с низкой вязкостью. Нагнетания текучих суспензий цементно-глинистых растворов, являются основными принципами, реализуемыми в массиве грунта интрузионными способами [1,6,24,44,79,82,83,86,103,116].

- **Пропитка.** Основное отличие метода пропитки от метода интрузии в том, что инъектируемые растворы, используемые в этом подходе, состоят из легкодоступных коммерческих химических реагентов, которые проникают в грунт через существующие поры и пустоты грунтового массива. Поскольку химические агенты представляют собой законченный раствор (жидкость) и в суспензии нет

твердых частиц, они могут проникать в грунты более мелкого гранулометрического состава (от песков средней и мелкой крупности до пылеватого песка). Однако химические реагенты могут содержать растворенные элементы, которые вступают в непосредственную реакцию с обрабатываемыми грунтами. Известь, зольная пыль, бентонит, силикат натрия являются основными растворами, используемыми для применения этого метода, см. [1,6,24,74,76,78–80,82,83,103,116–118] и другие работы.

2- Со смещением: Исконная грунтовая формация претерпевает влияние инъекции раствора в массив. Основными механизмами, используемыми для перехода нагнетательных растворов в грунт, вызывающие смещение грунта, являются:

▪ **Уплотняющая цементация:** Традиционная уплотняющая цементация основана на смещении грунтовой массы с помощью низкоусадочного строительного раствора (смесь воды, песка и цемента), который нагнетается в слои обрабатываемого основания, образуя сплошные клубневидные объёмы закреплённого грунта. Современная технология уплотнения грунта способом уплотняющей цементации была разработана в США в 1950-х годах. Сегодня цементирующий раствор можно вводить вертикально (прямо через существующие плиты пола) или наклонно под разными углами. Уплотнительная цементация обычно используется для увеличения несущей способности оснований, контроля осадок на рыхлых грунтах, восстановления фундаментов и уменьшения разжижения. Этот метод может быть применен к различным типам грунтов, но в основном к несвязным и сыпучим грунтам, таким как рыхлые пески или природные грунты, которые обладают крупностью большей чем пылеватые пески [1,5,6,82,83,103,121,24,74–76,78–80,116–119].

▪ **Инъектирование с разрывом (гидравлический разрыв):** Нагнетание раствора осуществляется под высоким давлением, создавая взаимосвязанные разрывы в массиве грунта, заполненные закачанным раствором, чтобы обеспечить укрепление и уплотнение грунта. Процесс обычно повторяется несколько раз,

чтобы обеспечить взаимосвязь множественных разрывов. Этот метод называется компенсационным нагнетанием, когда используется для стабилизации осадков фундаментов. Основными методами инъекций с использованием механизма гидроразрыва являются напорная (высоконапорная) инъекция, и манжетная (горизонтальная) инъекция [5,6,24,79,80,82,83,103,116,117].

▪ **Эрозионное инъектирование:** Процесс нагнетания осуществляется под высоким давлением (до 100 МПа) через высокоскоростные форсунки (600-1000 футов/сек), таким образом, что происходит гидравлический разрез, эрозия, перемешивание и замещение существующего грунта, образуя очень однородный и высокопрочный грунто-цементный состав. Этот процесс имеет название *струйная технология закрепления* (jet grouting) [4,6,24,74,75,78–80,82,113,116,122–124].

Силикатизация: Основана на химической реакции жидкого силиката натрия (Na_2SiO_3) с массивом грунта. Основным ингредиентом почти всех инъекций силиката является раствор силиката натрия в воде, который известен как «жидкое стекло». Этот раствор содержит как свободный гидроксид натрия, так и коллоидную кремниевую кислоту [85–87]. Добавление определённых реагентов, солей или кислот (фосфорная, серная, кремнефтористая) или коагулятора ($Al_2(SO_4)_3$) приводит к повышению pH грунта. Вследствие этого растворение силикатов с поверхности частиц грунта способствует образованию гидрогеля, покрывающего частицы грунта и укрепляющего окружающий инъектируемый грунтовой массив. Это известно как односторонний метод силикатизации (одно-растворный способ силикатизации) [5,85–87]. Кроме того, существует другой способ силикатизации, так называемый двухсторонний метод силикатизации (*Двух-растворный способ силикатизации*), который основан на добавлении кислой соли, такой как хлорид кальция ($CaCl_2$) или хлорид магния ($MgCl_2$) к силикату натрия. Во время процесса нагнетания происходит быстрая реакция с образованием силикагеля сложного гидроксида металла. Также существует газовая силикатизация, которая представляет собой обработку силиката натрия отвердителем на основе диоксида углерода (CO_2), который приводит к усилению

реакции между обработанным грунтом и раствором силиката натрия, не вступившего в реакцию, что приводит к дополнительному уплотнению грунтового массива. Метод силикатизации ограничен грунтами, в которых пустоты достаточно велики, чтобы позволить проникновение инъектируемого раствора при разумных давлениях. В частности, мелкозернистый песок, в сущности, свободный от пылеватых частиц, и глина, или гравий, с присутствием мелкой фракции, вероятно, могут быть успешно подвергнуты такому инъектированию. Силикаты натрия также используются в качестве вторичной добавки к смеси грунт-цемент, грунт-известь, грунт-известь-золевая пыль для повышения эффективности укрепления грунта и снижения затрат на его дальнейшую обработку [5,13,33,45,83,85–87,103,107,114].

Основными недостатками этого метода являются неблагоприятные результаты при его применении в грунтах с высоким содержанием органики, высокая стоимость силиката натрия, необходимость проведения повторной процедуры инъектирования, так как быстрая реакция при двухстороннем методе силикатизации приводит к образованию коллоидного силикагеля очень быстро и не позволяет раствору проникать на нужную глубину. Кроме того, кристаллизация коллоидных силикатов может варьироваться от гомогенных коллоидных агрегатов чрезвычайно малых единиц поликремниевой кислоты и гидроксида металла до гетерогенных масс, вызывающих неоднородную стабилизацию [71,75,85–87]. Дальнейшая разработка этого метода осуществляется следующими [10,114,115,125–130] и многими другими авторами.

Электрохимическое закрепление (электроосмос, электрокинетическое водопонижение): Данная технология была изобретена в 1807 году Ф.Ф. Рейсом. Начиная с 1809 года, проведенные в России эксперименты продемонстрировала способность применять постоянный ток, чтобы спровоцировать фильтрацию воды через глинистый грунт [1,5]. Однако, согласно [131,132] и другим источникам, этот метод был впервые применен в полевых условиях в 1930-х годах (Casagrande), который установил основные принципы этого подхода в своем патенте на него в 1935 году. Процесс электрохимического закрепления основан на протекании

электрического тока между положительным и отрицательным полюсами (катодным и анодным полюсами) через водонасыщенный грунт, что заставляет воду мигрировать по направлению к катодному (отрицательному) полюсу, что, в свою очередь, повышает коэффициент фильтрации грунта. В случае, если собранная вода на катодном полюсе откачивается (обычно с использованием механического насоса), это приводит к снижению содержания воды в грунте (рисунок 1.1). Таким образом, происходит уплотнение грунтового массива, что приводит к повышению прочности и понижению сжимаемости грунта посредством так называемого электроупрочнения. Более того, этот процесс может быть использован в качестве своего рода катализатора для облегчения прохождения инъецируемых растворов через грунтовой массив при т. н. электросиликатизация, или электролитической обработке) [1,5,116,133,134]. Кроме того, различные исследования доказали эффективность этого метода в снижении потенциала грунта к разжижению. Огромный вклад можно увидеть в работах следующих [1,115,116,127,129,130,135–138] и многих других.

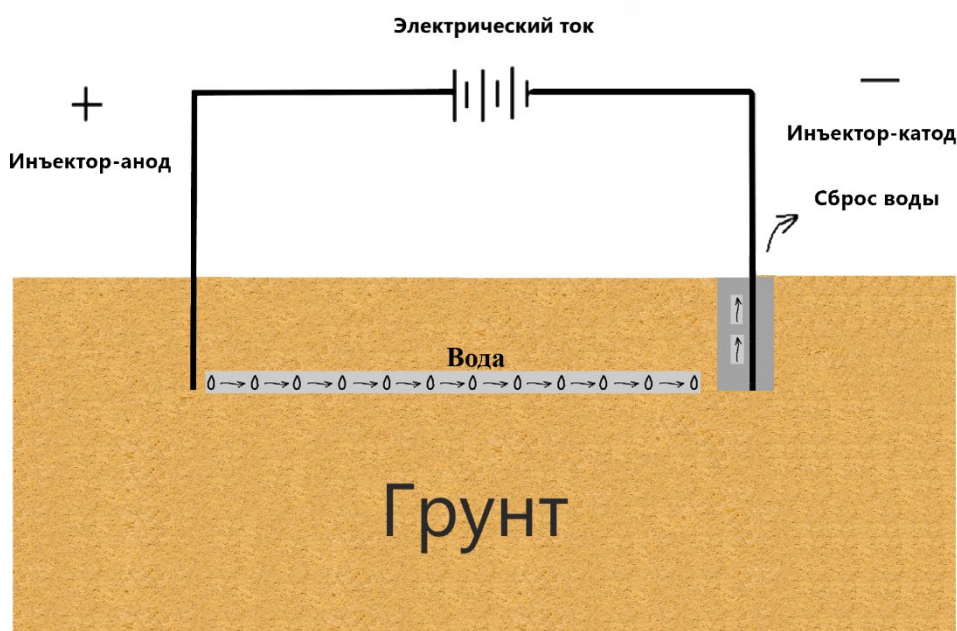


Рисунок 1.1 – Схема электроосмоса водного транспорта и обезвоживания

Смолизация: Процесс основан на обработке массива грунта раствором синтетической смолы. Различные типы ионных смол химического происхождения, такие как акрилы, ацетаты, лигносульфонаты, эпоксины и другие, широко

использовались в качестве раствора для инъекций с различными целями, такими как быстрое укрепление грунтовых сельских дорог, инфраструктуры, для военных маневров (дорог, аэродромов, взлётно-посадочных вертолетных площадок) и других объектов. Внедрение этого метода имеет много преимуществ, таких как простота применения, быстрое затвердевание, быстрый набор прочности и высокие прочностные характеристики, достигаемые в течение 10–12 дней после применения, и высокая устойчивость инъектируемых растворов [5,87,139–141]. Однако основными недостатками этого метода являются негативные воздействия на окружающую среду из-за высокой химической токсичности применяемых смол, ограничения использования в грунтах с высоким содержанием органических веществ ввиду возможных неблагоприятных результатов и высокой стоимости в силу высокого расхода смолы [5,83,139,142–144]. В свете вышеупомянутого многие эксперты отказались от использования этого метода, и многие продукты были сняты с мирового рынка. Вклад в развитие этой технологии можно увидеть в работах следующих авторов [82,139–141] и других.

Цементация: Метод цементации основан на проникновении твердых частиц цемента в массив грунта под низким давлением (0,2–0,6 МПа), главным образом, для заполнения присутствующих в грунте трещин и пустот [1,5,13,35,83,103,116,145]. Наиболее распространенным цементным продуктом, используемым для инъектирования, является портландцемент. Портландцемент изготавливается из комбинации извести, кремнезема, глинозема и железа, которая при приготовлении в качестве химически активного агента сама по себе или в сочетании с грунтовой смесью обеспечивает прочную и постоянную водостойкую структуру в грунте. Различные типы присадок, такие как гидратированный бентонит, зольная пыль или пары кремнезема, суперпластификаторы, велановая смола и другие, смешиваются с цементом для повышения производительности суспендированного раствора для инъектирования в грунт. Существует несколько преимуществ использования данного способа, такие как легкая доступность и низкая стоимость цементных изделий по сравнению с другими материалами.

Однако существует и много ограничений использования метода цементации, таких как ограничения на его применение, в основном, в крупнозернистых грунтах, таких как гравий, крупнозернистые пески и трещиноватые породы, в некоторых случаях из-за трудностей проникновения взвешенных частиц в массив связных грунтов. Кроме того, водоцементное соотношение, давление нагнетания, вязкость раствора и коэффициент фильтрации грунта оказывают существенное влияние на качество и производительность этого метода. При низком давлении (0,2–0,6 МПа) проникновение взвешенных частиц в массив грунта на желаемую глубину становится затруднительным [1,5,35,83,103,116,145].

Существенный вклад в развитие и изучение технологий цементации сделан в работах следующих авторов [1,5,33,107,116,136,141,145–147], а также многих других.

Микроцементация: этот метод весьма сходен с методом цементации в целом. Основное отличие состоит в том, что цементные материалы измельчаются для уменьшения размеров взвешенных частиц, что обеспечивает лучшее проникновение раствора в более мелкие трещины и поровые пространства. Некоторые мелкодисперсные присадки, такие как доменный шлак или другие мелкие шлаки, измельченные или размолотые до размера пылеватых частиц, используются для производства мелкозернистых цементных продуктов. Эти добавки играют важную роль в обеспечении эффективности цементного раствора и позволяют использовать мелкодисперсный цемент для усиления песков средней и мелкой крупности. Кроме того, использование различных пластифицирующих агентов во время процесса инъектирования становится необходимым для увеличения адгезии между мелкодисперсными частицами под давлением нагнетания. Такое улучшение качества и производительности значительно дороже по сравнению с традиционной техникой цементирования [1,5,33,83,103,116,130,148].

О достижениях в развитии и изучение этой технологии можно сделать вывод по работам следующих, и некоторых других авторов [5,33,116,130,148–151].

Инъектирование в режиме пропитки: заключается в инъектировании массива грунта различными типами растворов под низким давлением (0,2 МПа) с использованием различного инъекционного оборудования, такого как трубы или пакеры. В результате трещины и пустоты в грунте заполняются нагнетаемым раствором, не нарушая существующую структуру грунта, что приводит к снижению содержания воды в грунте и, соответственно, снижению его сжимаемости. Основным недостатком этого метода является то, что он ограничен грунтами сугубо специфического типа (в основном рыхлыми грунтами) из-за низкого давления, которое не позволяет частицам инъектируемых смесей равномерно распределяться в мелкозернистых грунтах. Таким образом, данный способ ограничен рыхлыми грунтами с коэффициентом фильтрации до 80 м/сутки [5,13,70,116,147,152–154].

Вклад в развитие этой технологии можно увидеть в работах следующих авторов [1,5,12,70,116,141,152–154], а также многих других.

Струйная технология закрепления (jet-grouting): Этот метод был разработан и запатентован в Японии в 1977 году. Техника струйного инъектирования основана на размывании грунта струей цементного раствора под высоким давлением (до 100 МПа), водой или смеси раствора, воды и воздуха, и одновременное нагнетание цементного раствора в размывый грунт с использованием струйного монитора. Специальная буровая штанга и монитор поднимаются и вращаются одновременно, чтобы объединить раствор с частью обработанного грунта, образуя так называемую пульпу (groundcrete), или заменить большую часть грунта закачаным раствором. В результате образуются круглые цементные колонны изготовленные ниже подошвы фундаментов. Весь процесс струйной цементации выполняется в предварительно пробуренной пионерной скважине диаметром обычно около (100 мм) или с помощью монитора струйной цементации [6,13,122,123,155–160]. Далее процедура завершается одним из трех основных вариантов работы струи в зависимости от используемого компонента (рисунок 1.2): см. [5,6,13,82,83,116,123,124,158–161].

▪ **Одноструйная технология:** используется специальная полая буровая штанга, в которую сверху вводится струйный монитор с одним горизонтальным соплом, погружаемая в пионерную скважину. Раствор цементной суспензии нагнетается под очень высоким давлением до (60 МПа), в то время как буровая штанга и монитор вращаются и извлекаются одновременно. Раствор, выходящий из сопла с высокой скоростью, разрушает окружающий грунт и смешивается с ним до образования пульпы (groundcrete). Эффективный радиус воздействия зависит от нескольких факторов, таких как свойства инъецируемого грунта, используемые параметры струйной цементации и другие. Как правило, полученные диаметры колонн колеблются от (0,3–0,6 м) в связных грунтах до (1,2 м) в сыпучих грунтах [5,6,78,83,116,122–124,155,156,157–161].

▪ **Двухструйная технология:** Нагнетаемый раствор находится в контуре сжатого воздуха, что обеспечивает более эффективное воздействие на инъецируемый грунт. Процесс выполняется с использованием специальной коаксиальной бурильной колонны и струйного монитора. Функция воздуха заключается в том, чтобы служить барьером между грунтовыми водами и нагнетаемым раствором, что значительно повышает эффективность воздействия на окружающий грунт. Кроме того, воздух способствует турбулизации шлама, что повышает эффективность его удаления. В результате полученные колонны колеблются в пределах (0,6–0,9 м) в связных грунтах и до (1,8 м) в сыпучих грунтах, см. [5,6,78,79,83,116,122–124,155,156,158–161].

▪ **Трёхструйная технология:** Раствор нагнетается в грунт с помощью трехосной бурильной колонны и монитором с подходящими насадками. Во время процесса нагнетания струя воды в воздушном контуре размывает грунт, в то время как раствор вводится одновременно через отдельные насадки. Размывающие потоки расположены выше уровня подачи раствора, что приводит к почти полной замене окружающего грунта нагнетаемым раствором по мере извлечения монитора. В результате в грунте образуются колонны большого диаметра в пределах (0,6–1,5 м) в связных грунтах и до (3,6 м) в сыпучих грунтах [5,6,78,79,83,123,124,155,156,158,160,161].

▪ **Супер-струйная технология (Superjet grouting/Jumbo Jet):** это наиболее недавно разработанный вариант двухструйного укрепления, который включает в себя два или более потока раствора, инъецируемого в воздушном контуре из нескольких насадок, которые часто находятся на разных уровнях и установлены в противоположных направлениях на мониторе. В результате образуются грунто-бетонные колонны с диаметром, аналогичным трёхструйной цементации, но без сложности системы с тремя компонентами. Усовершенствованная система нагнетает значительное количество воздуха и раствора, в результате чего на грунт прикладывается намного более высокая энергия [6,82,83,124,155,156,162–164].

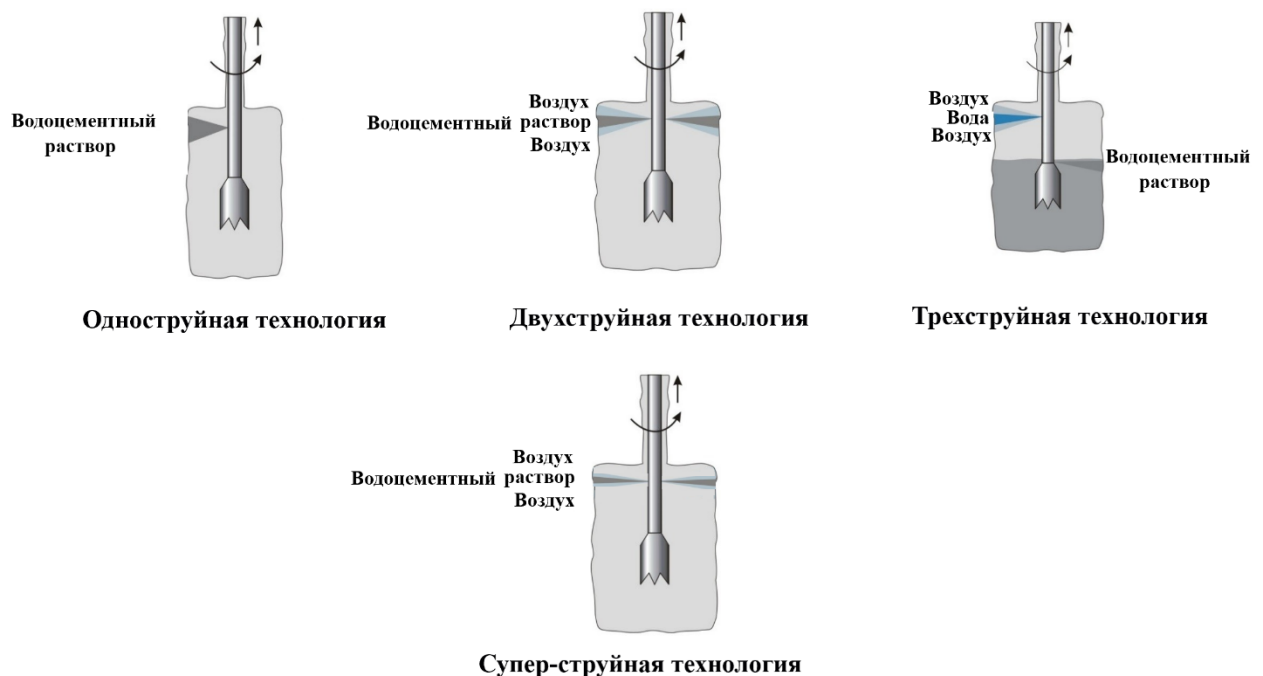


Рисунок 1.2 – Системы технологий струйной цементации

Несомненно, этот способ является высокопроизводительным. Таким образом, в настоящее время струйные технологии инъецирования грунта под давлением применяются во всем мире благодаря своей высокой производительности, экономичности по сравнению с другими методами во многих случаях. Тем не менее, существуют некоторые ограничения, и следует учитывать различные риски использования метода струйной цементации, которые можно классифицировать следующим образом [6,13,122,123,155–160].

1- Необходимо тщательный контроль и внимательный мониторинг, так как высокое давление при столь же высокой скорости потока, передающееся на

инъектируемый грунт, представляет риск как для вышерасположенных слоёв грунта, так и для существующей застройки.

2- Эффективные диаметры формируемой в грунте пульпы зависят от конкретной используемой системы, параметров нагнетания и особенностей грунта на площадке. Таким образом, для установления оптимального расстояния между отверстиями насадок и рабочих параметров обычно выполняется пробное инъецирование.

3- Прочность полученной в результате смешивания грунтоцементной массы варьируется в зависимости от гранулометрического состава обработанного грунта и доли добавленного цементирующего материала.

4- Технология, как правило, ограничивается крупномасштабным строительством из-за сложности оборудования, высокой стоимости, больших трудозатрат и необходимости присутствия опытных специалистов, помимо недостатка пространства на не крупномасштабных проектах, что препятствует высокой производительности этого метода и, следовательно, ограничивает его применение.

5- Хотя сформированная пульпа является довольно однородной, однако, технология всё же ограничена грунтами, свободными от валунов, крупных камней и других препятствий.

Развитие метода струйной цементации можно проследить по работам следующих [122,123,157–164] и многих других.

Напорная (высоконапорная) инъекция: заключается в нагнетании различных растворов в массив грунта с использованием систем высокого давления (0,6-10 МПа), которые целенаправленно разрушают существующие грунтовые образования методом, часто называемым гидравлическим разрывом (фрэкинг). Процедура была разработана во Франции (откуда происходит соответствующий термин «claquage» с целью повышения способности обычного суспензионного раствора проникать в грунт. Нагнетание раствора обычно осуществляется с использованием рукавных труб и гидравлических систем. Во время процесса нагнетания сеть взаимосвязанных трещин заполняется раствором для обеспечения

стабилизации и уплотнения грунта, тем самым уменьшая водопроницаемость и увеличивая прочность грунта. Технология гидроразрыва может применяться на любой глубине в массиве грунта и почти для любой его разновидности, и главное преимущество этой технологии в том, что ее можно использовать на связных грунтах, где другие методы нагнетания либо неприменимы, либо менее эффективны. Трещины могут распространяться в любом возможном направлении (вертикальном, наклонном, горизонтальном). Таким образом, процесс обычно выполняется итерационно, с многократными повторениями инъекции, с целью обеспечить взаимосвязь множества образующихся трещин, причём каждый раз инъецируется ограниченное количество раствора для возможности управления процессом, а также для обеспечения связи между возникающими трещинами.

Таким образом, недостатками этого метода являются непредсказуемые размеры и величина результирующих трещин, а также отсутствие прямых методов контроля над процессом нагнетания раствора и полученными результатами, в то время как непрямые методы, такие как испытание статическим зондированием после инъецирования, использование гидродатчиков, инклинометров в скважинах и других средств мониторинга, являются относительно дорогостоящими [5,12, 70,78,117,153,154,165,145,147,166–168].

Существенный вклад в развитие и изучение данной технологий сделан в работах следующих авторов [12,70,72,78,116,118,145,153,154,160,165–171], а также многих других.

Манжетная (горизонтальная) технология инъекции: Заключается в нагнетании раствора глубоко в массив грунта через бетонолитные трубы (так называемые «манжетные колонны»), которые были созданы во Франции, и впервые применены в составе данной технологии на глубине 100 м под дамбы Сера-Понсон на реке Дюрансе французской компанией «Soletanche» в 1950-х гг. Нагнетание раствора осуществляется через бетонолитную трубу (рисунок 1.3), состоящую из металлической трубки, имеющей перфорацию по длине через равные интервалы. Снаружи отверстия имеют защиту из резины. Во время использования данной технологии желаемый интервал по длине бетонолитной трубы изолируется

системой двойных пакеров, и давление раствора между пакерами выталкивает его через резиновую втулку; при этом раствор передается в окружающий массив грунта посредством механизма гидроразрыва, обеспечивающего локальное инъецирование на любом горизонте с возможностью регулировать и контролировать давление инъекции. Для использования манжетной колонны требуется предварительно пробуренная скважина, в которое вставляется труба, а пространство между трубой и скважиной заполняется раствором.

С данной технологией можно познакомиться по описаниям, данным в [5,12,13,70,113,145,155,159,172], а также во множестве других источников.

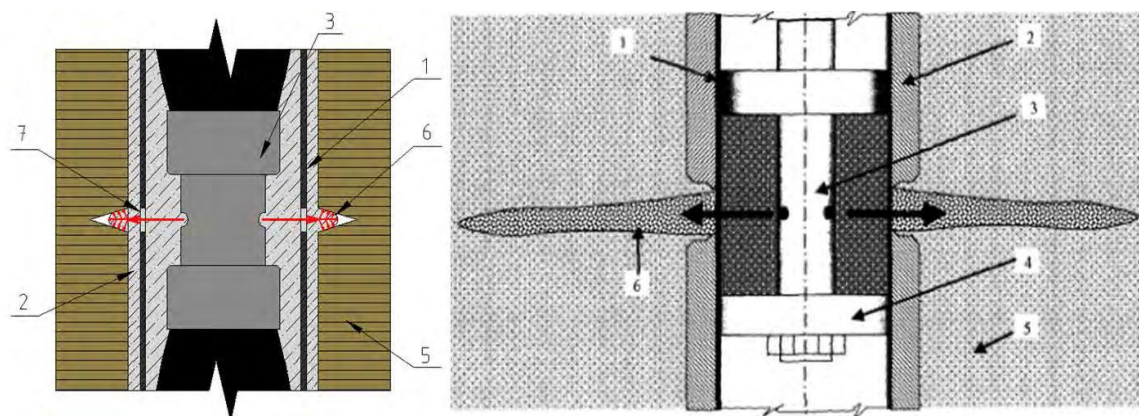


Рисунок 1.3 – Гидроразрывы, образуемые в грунтовом массиве при использовании манжетной технологии [13]:

- 1 – манжетная труба (труба иньектор); 2 – обойма; 3 – пакер; 4 – кольцо тампонов; 5 – грунт; 6 – формирование гидроразрыва, 7 – отверстия перфорации

Способ инъекции «геокомпозит», «геомассив»: Нагнетание цементных растворов осуществляется через металлические трубки длиной от 3 до 6 м. Основное отличие от нагнетания под высоким давлением (высоконапорная инъекция) состоит в том, что нагнетаемый раствор формируется не произвольно, а в соответствии с рассчитанной геокомпозитной системой разрывов. После процесса инъецирования взаимосвязанные слои остаются связанными в геокомпозитной системе в виде линии, соединяющей центры иньекторов. Основным недостатком этого способа является большой расход нагнетаемого раствора [13,72,168,169].

1.4 Способ нагнетания грунта с использованием расширяющейся полиуретановой смолы

Технология инъектирования грунта с использованием расширяющейся полиуретановой смолы основана на химической реакции двух компонентов полиуретанового композита, смешанных в гидравлической системе под высоким давлением и нагнетаемых в массив грунта с помощью инжектора через небольшие заранее пробуренные скважины, диаметром от 12 до 30 мм. Технология была впервые применена в 1996 году Карло Кантери (Carlo Canteri), основателем итальянской компании Uretex [173,174].

С тех пор специалистами были представлены различные технические отчеты и случаи из практики, основанные на реальном опыте применения этой технологии в различных проектах. Тем не менее, большинство из этих отчетов не дают достаточных обоснований применения данного метода в качестве укрепления инъектируемого массива грунта. Кроме того, большинство из немногих доступных исследований по этой теме сосредоточено на быстром процессе подъема, обеспечиваемом технологией во время инъектирования, поскольку данный метод в основном используется для подъема существующих оснований и фундаментов. В этой связи меньше внимания уделяется механизму взаимодействия этой технологии с массивом грунта и влиянию технологии на прочностные свойства грунтов оснований существующих зданий и сооружений.

В процессе инъектирования поступающая в грунт смола увеличивается в объеме по сравнению с первоначальным. Процесс объемного расширения происходит из-за химической реакции между компонентами смолы. Расширение смолы получается в результате экзотермической реакции между полиолом и изоцианатом при их соединении в объемно закономерных пропорциях. Во время химической реакции образуется большое количество углекислого газа, что вызывает объемное расширение смеси и образование губчатой структуры, улавливающей образующиеся пузырьки газа. Образование углекислого газа требует присутствия воды, которая реагирует с изоцианатной группой. В

отсутствие воды используется химически инертный набухающий агент с низкой температурой кипения, который испаряется, потребляя часть тепла от полимеризации.

Процедура инъектирования в процессе применения данной технологии выглядит следующим образом:

1- Бурение скважин диаметром от 12 до 30 мм. Диаметр скважин выбирается в зависимости от оборудования и инжектора, используемого для процесса инъекции.

2- Трубки для осуществления инъекции внедряются в зоны грунтового массива до глубины, на которой требуется произвести инъектирование. Зоны нагнетания композита выбираются в соответствии с различными аспектами, такими как эффективная глубина фундамента и месторасположение осадок в основании.

3- Два компонента расширяющейся полиуретановой смолы (с высоким коэффициентом расширения) смешиваются в гидравлической системе и постепенно инъектируются в грунтовой массив с помощью специального инжектора через заранее пробуренные скважины небольшого диаметра.

4- Процесс инъектирования контролируется и отслеживается до достижения желаемых результатов подъема с использованием различных специально разработанных процедур. Самый простой и эффективный мониторинг осуществляется с помощью лазерного уровня высокой точности.

В 2008 году *Buzzi* [175] провел лабораторное испытание по исследованию структурных, физико-механических и гидравлических свойств образцов расширяющейся полиуретановой смолы в типичном набухающем глинистом грунте с использованием сканирующего электронного микроскопа и испытаний на неограниченное сжатие и растяжение. Плотность исследуемой композитной пены в этих испытаниях находилась в пределах от 37 до 145 кг/м³. Было обнаружено, что напряжения текучести смолы как в восходящем, так и в поперечном направлениях были весьма схожи и, по-видимому, ограничены значениями от 250 до 500 кПа, а

реализованные величины давления при расширении достигали 10 МПа. Снижение на 68% пикового давления набухания для беспористого глинистого грунта было зафиксировано для грунтового материала, обладающего всего лишь 1% макропустот в своём общем объёме. Кроме того, автор заявил, что образующаяся пена относительно устойчива к водопоглощению и может использоваться для вытеснения и исключения воды во многих геотехнических ситуациях, при том, что окружающая вода не влияет на качество пенообразования, благодаря ее структур закрытой пористости. При этом следует отметить, что, согласно опыту автора, распространение в грунте вспениваемого пенополиуретана является в принципе произвольным явлением, и нет никаких практических данных о закономерностях его проникновения в различные типы грунтов.

Дальнейшим исследованием *Buzzi* в 2010 году [176] стало изучение результатов полевого применения данного метода для оценки лабораторного эксперимента, проведенного ранее, а также для изучения влияния инъектируемой смолы на фильтрационные характеристики и гидравлическую проводимость грунта, в дополнение к исследованию влияния инъектируемой смолы на природное набухание расширяющихся глинистых грунтов, расположенных в штате Мэриленд, Австралия. Автор утверждает, что смола распространяется в ваннах через существующие трещины или создает новые трещины, распространяющиеся к поверхности фундамента. Пенообразующий композит вводится в грунт постепенно, а его расширение используется для подъема претерпевших осадку конструкций. Инъектированная смола не предотвращает регидратацию грунта, но максимально задерживает ее. В результате этого испытания водопроницаемость грунта была снижена, на фоне отсутствия каких-бы то ни было неблагоприятных воздействий вспениваемой смолы на существующую застройку из-за естественного процесса набухания, при том, что нагнетаемая смола является нетоксичной, и не имеет потенциала вступить в какую-либо химическую реакцию с расширяющимися минералами в массиве грунта. Низкая вязкость и текучесть смолы обеспечивают её легкое проникновение в любой тип грунта, при её

затвердевании она вытесняет воду без отрицательного влияния на структуру и прочностные свойства самого нагнетаемого материала.

В 2010 году **Popik** [177] изучил влияние такой смолы на процесс подъема дорожного покрытия с заторфованным грунтом основания, расположенного во Флориде. Было обнаружено, что давление инъектируемой смолы, измеренное изготовленным из нержавеющей стали грунтовым манометром, быстро возрастало в процессе инъектирования. Автор отметил, что структура полиуретановой смолы способна выдерживать и распределять эксплуатационные нагрузки от дорожного покрытия через слои торфа. Тем не менее, данные зондирования конусом в этом исследовании показали почти полное отсутствие увеличения жесткости слоя торфа после инъектирования смолой, а стабилизация грунта под дорожным покрытием не удалась, как выяснилось в результате испытаний динамическим конусом (DCPT). Таким образом, убедительные доказательства успеха этой технологии в области укрепления грунта все еще отсутствуют. Согласно рекомендации самого автора, необходимы дальнейшие различные испытания и дополнительные исследования, для изучения потенциальной прочности пены, образующейся в массиве грунта в процессе применения этой технологии.

В 2011 году, **P.Hellmeier** [178] провел эксперимент по изучению влияния двух различных композитов полиуретановых смол (GeoPlus и GeoPlus1), производимых компанией Uretek, на несвязные гравелистые грунты и два различных типа связных грунтов. По результатам испытаний DCPT было засвидетельствовано повышение динамического сопротивления испытываемых грунтов. Однако, согласно результатам этого испытания, поведение композитной смолы в массиве грунта, по-видимому, зависит как от типа грунта, так и от разновидности инъектируемой смолы и ее прочностных свойств.

В 2014 г. **Sai Tejaswi Lanka** [179] провёл лабораторные испытания с целью изучения влияния различных величин добавочной нагрузки на вертикальное смещение и прочность на сжатие вспениваемой полиуретановой смолы. Результаты этого исследования доказывают, что значение прочности на сжатие

смолы не зависит от добавочной нагрузки, а значение вертикального смещения смолы увеличивается относительно количества её инъецируемого объёма.

В 2014 г. **R.Valentino** [180] провел лабораторный эксперимент с целью изучения деформационного поведения вспениваемой смолы. Автор заявил, что существует недостаточно научных знаний о совместном поведении грунта и полиуретановых смол, и доступных исследований, проведенных в полевых условиях. Автор рекомендовал, что для использования полиуретановых смол в качестве техники укрепления грунта, необходимо провести больше полевых научных исследований и разработать соответствующие методы расчета и улучшить процедуры проектирования.

В 2015 году, **Niederbrucker** [174] провёл полевые испытания на трёх различных площадках, используя плоский дилатометр DMT. Результаты испытаний плоским дилатометром, полученные с этих трех испытательных площадок, показывают хорошую корреляцию между грунтом инъецированным полиуретановой смолой и дилатометрическим модулем. Испытание показало, что влияние напряжения можно измерить на расстоянии до 1,5 м, которое выражает зону эффективного воздействия инъецированного композита. Однако влияние смолы на свойства грунта в этом испытании подтвердить не удалось. Автор заявил, что для изучения влияния смолы на свойства грунта необходимы крупномасштабные испытания и геотехнические исследования, поскольку проведенные испытания плоским дилатометром являются лишь косвенным методом исследования инженерно-геологической ситуации, между тем как механические свойства грунта следует оценивать с помощью так называемых индексных параметров ID , kD , ED .

В 2015 г. **T. Apuani** [181] была разработана и применена процедура мониторинга процесса инъецирования с использованием трехмерного топографического испытания на удельное электрическое сопротивление, которая позволяет прогнозировать локализацию инъецируемой вспениваемой смолы в присутствии воды судя по изменению удельного электрического сопротивления, вызванному миграцией воды в грунте после инъецирования. В этом конкретном

исследовании было отмечено увеличение удельного электрического сопротивления в обработанных композитом объемах грунтов, в то время как уменьшение удельного сопротивления наблюдалось в окружающих не инъецированных объемах, в силу того что их влагонасыщение повышалось в силу миграции воды из инъецированных объемов. Автор рекомендовал данное испытание в качестве наилучшей практики для мониторинга и контроля процесса инъецирования смолы ввиду того, что этот процесс можно варьировать в соответствии с результатами, полученными в ходе испытания на удельное электрическое сопротивление по мере проведения работ.

В 2015 г., **Warren** [182] изучал возможность использования этой технологии в процессе реконструкции железнодорожного пути, расположенного в Дейтоне, штат Иллинойс, США. Согласно геотехническим и геофизическим испытаниям, подстилающий слабый грунт в основании ж/д конструкции разрушался в точках концентрации наибольшего напряжения до инъецирования смолы в грунт. По результатам испытаний грунта динамическим зондированием было обнаружено, что производительность исследованного железнодорожного основания была увеличена после применения полиуретанового композита.

В 2016 г. **Alsabhan Abdullah** [183] продолжил исследование, которое провёл Warren. Грунтовое основание железнодорожной колеи, расположенной в Мэдисоне, штат Висконсин, США, было инъецировано полиуретановой смолой. Инъецицию контролировали методом трехмерного топографического испытания на удельное электрическое сопротивление. Исследование показало влияние инъецируемого композита на подъем и улучшение эксплуатационной пригодности железнодорожного пути и способность композита вытеснять воду из грунта, заполняя пустоты и трещины. Автор заявил, что инъециция, по-видимому, является более экономически эффективным методом по сравнению с традиционными мероприятиями поддержки надлежащего технического состояния ж/д путей.

В 2016 г. **Nowamooz** [184] попытался изучить влияние инъецируемой смолы на поведение высокопластичных глинистых грунтов. В результате была представлена аналитическая модель, основанная на результатах динамического

зондирования и прессиометрических испытаний, полученных при исследовании инъектируемого грунта в полевых условиях. Автор утверждает, что для определения поведения полиуретанового композита в массиве грунта требуется лучшее аналитическое решение и дополнительные лабораторные и натурные исследования. В соответствии с рекомендацией автора, для оценки эффективности технологии необходимы дальнейшие исследования для определения оптимального объема инъектирования, распространения смолы в массиве грунта и влияния смолы на его физико-механические свойства.

В 2016 году **Fakhar** [185] провел лабораторное испытание для сравнения применения вспениваемой полиуретановой смолы, использованной при ремонте рабочей автодорожной магистрали, и метода, использующего материал GeoCrete. Образцы грунта, содержащие как смолу, так и грунт были извлечены после инъектирования смолой и испытаны в лаборатории, с целью определить влияние смолы на соотношение пустот и набухание грунта. Результаты этого исследования показывают, что инъектируемый вспененный полиуретан успешно заполняет все существующие пустоты, полости, благодаря чему индекс набухания значительно снижается.

В 2016 г. **Jeremy Hess** [186] занимался изучением влияния нагнетаемой смолы на уровень грунтовых вод и гидропроводность грунта. Было обнаружено, что инъектируемая смола может успешно использоваться в качестве барьера для отсечения грунтовых вод и для снижения содержания воды в грунте. Результаты исследования показали, что инъектирование смолой является предпочтительной практикой в процессе отсечения грунтовых вод. Использование вспениваемой смолы в качестве инъекционных барьеров для контроля уровня грунтовых вод было сертифицировано Национальным санитарным фондом (NSF) и Американским национальным институтом стандартов (ANSI). Были отмечены многие преимущества этого метода, включая быстрое отвердевание смолы, достигающей 90% конечной плотности в течение первых 15 минут после инъекции и полностью твердеющей через 24 часа.

В 2016 г. **Iman Golpazir** [187] провел лабораторный эксперимент, изучив динамическое поведение смесей пенополиуретан-песок в процессе проведения

циклического трёхосного испытания с контролируемым напряжением. Эти лабораторные испытания проводились для оценки возможности использования полиуретановой пены в качестве подходящего материала для снижения сейсмического давления грунта на геотехнические сооружения, такие как подпорные стенки, опоры мостов и заглубленные трубопроводы. Результаты этого эксперимента показали значительное улучшение динамического модуля сдвига песчано-пенной смеси. Увеличение процентного содержания полиуретановой смолы в смеси приводит к увеличению устойчивости песка к сдвигу. Оценка динамических свойств пенополиуретана при инъектировании показывает, что этот материал можно рассматривать в качестве потенциальной альтернативы для снижения сейсмического давления грунта.

В 2017 г. **Neelam Phougat** [188] сравнил различные способы улучшения свойств грунтов оснований и отметил, что полимеры являются наиболее эффективным способом по многим причинам, включая их нетоксичное поведение. Тем не менее, работ исследующих использование полимеров, включая полиуретановые смолы, для стабилизации грунтов существует очень мало.

Влияние инъектируемых композитов на снижение потенциала грунта к разжижению и сейсмический отклик песчаного грунта, инъектированного вспениваемой полиуретановой смолой, были изучены **Traylen** в 2018 г. [189], в процессе чего автором были использованы различные типы испытаний грунта, такие как прессиометрические испытания, испытания динамическим конусом (DCPT), дилатометрические испытания и др. Было выявлено значительное улучшение динамических свойств испытываемого песка после инъектирования вспениваемой смолой. Дилатометрические испытания показали увеличение показателя горизонтального напряжения KD с 50 до 150% после применения смолы. Скорость сдвиговых волн увеличилась примерно на 50%, относительная плотность увеличилась на 30%, а коэффициент постели (k) увеличился примерно на 50-90% в разных точках инъекции.

1.5 Факторы, влияющие на выбор методов укрепления грунтов оснований, и компенсации осадок существующих фундаментов

Согласно работам и рекомендациям многих авторов [1,2,80,113,116,142,145,158–160,190,191,3–7,13,35,57] и др., выбор оптимального метода укрепления грунта в полевых условиях определяется различными факторами. Эти факторы могут быть классифицированы следующим образом:

1- Необходимые функции и степень укрепления: во мире существуют многочисленные методы, обеспечивающие различные функции решения разнообразных проблем в области фундаментостроения. В этой связи функции и степень требуемого укрепления зависят от нескольких параметров, специфических для каждого проекта, и определяются различными лабораторными и полевыми геотехническими исследованиями, наряду с разработанными физическими и численными моделями. Таким образом, выбор необходимого метода для каждой конкретной задачи напрямую связан с функциями и степенью требуемого укрепления грунта основания.

2- Технические и геотехнические ограничения: такие как тип, состояние и геологическое строение грунта под существующими фундаментами. В целом выбор подходящего метода в значительной степени зависит от типа обрабатываемого грунта, механизма используемой технологии, материалов, используемых для укрепления, и других аспектов. Кроме того, в выборе эффективного способа укрепления существенную роль играют эффективная глубина и объём грунта, которые необходимо укреплять, а также уровень грунтовых вод. Применение некоторых используемых традиционных методов стабилизации грунта ограничено сложными геотехническими ситуациями, например, когда требуемого укрепление на значительную глубину. Не все существующие методы работают эффективно ниже уровня грунтовых вод, и в некоторых случаях вода должна быть откачана для успешного применения определенного метода. Эксплуатационные нагрузки на надземную часть зданий и сооружений являются еще одним фактором, влияющим на выбор подходящего

метода, и напряжения, возникающие в слоях грунта вследствие инъектирования растворами, должны передаваться надежным образом, гарантируя, что дополнительное давление не приведёт к боковому смещению грунта, что вызвало бы дополнительные проблемы. Кроме того, риск чрезмерного и неконтролируемого подъема является одним из наиболее важных факторов при выборе подходящих компенсационных методов.

3- Ограничения, накладываемые спецификой проекта: такие как доступные средства, имеющееся оборудование и материалы необходимые для укрепления грунта, технические стандарты и нормы, различающиеся в разных странах, масштаб конструкций и ограничения в плане пространства. Различные эффективные методы неприменимы для мелкомасштабных проектов ввиду трудности доступа к площадке строительства и недостатка места для безопасной работы строительного оборудования, ограничения по высоте, а также плотная существующая застройка и наличие действующих инженерных сетей. Все эти аспекты следует учитывать при выборе подходящих методов, особенно когда речь идёт о мелкомасштабных проектах, где значительные трудозатраты и применение сложного оборудования могут оказаться экономически нецелесообразными.

4- Временные ограничения: скорость с которой применяемый метод укрепления грунта начинает действовать играет существенную роль в выборе укрепительных и компенсационных способов в любом геотехническом проекте, особенно в сооружениях с высокой степенью ответственности, таких как аэропорты, жизненно важные магистрали и другие инфраструктуры, где необходимо выбирать быстрые методы для стабилизации грунта и восстановления эксплуатационной пригодности. Закрытие таких жизненно важных объектов инфраструктуры для технического обслуживания или ремонта может быть очень дорогостоящим, негативно отразиться на их состоянии и иметь отрицательное воздействие на производительность других крупных или второстепенных связанных инфраструктур.

5- Возможность негативного воздействия на грунт основания или надземную часть здания или сооружения: Используемый метод с одной стороны

должна быть максимально щадящей как для грунта основания, так и для надземных частей здания, и с другой стороны для фундаментов существующей застройки. Химические методы укрепления могут привести к неблагоприятным последствиям вследствие химических реакций с составом грунта или минералами, содержащимися в грунтовом массиве, что может спровоцировать различные проблемы, такие как набухание грунта и другие проблемы, влияющие на состояние фундаментов и надземных частей зданий и сооружений. В этой связи для выбора правильной технологии укрепления становится необходимой адекватная оценка степени присутствия органического компонента в грунте основания. Кроме того, методы, которые требуют применения тяжелого строительного оборудования, могут оказаться неприемлемым решением в жилых районах, где такое оборудование может отрицательно воздействовать на фундамент жилой застройки в непосредственном примыкании к площадке нового строительства или реконструкции вследствие вибрации и шума, вызывающих беспокойство жителей района, где ведутся работы.

6- Воздействие технологии укрепления грунта на окружающую среду: Некоторые методы ограничены и не могут быть применены из-за их неблагоприятного воздействия на окружающую среду, включая загрязнение уровня грунтовых вод из-за токсичности химических добавок в случае использования технологий на основе химических веществ или влияния метода укрепления на изменение условий фильтрации в грунте (см. Повреждение грунтов в силу инъектирования под высоким давлением). Этот фактор следует учитывать при выборе подходящего метода для усиления фундаментов и укрепления грунтов основания.

7- Другие факторы: такие как долговечность и качество инъектируемых материалов. Существует несколько факторов, которые влияют на инъектируемые растворы, снижающие их долговременную работу в массиве грунта, такие как уровень грунтовых вод, состав грунта, усадка-набухание инъектируемого раствора из-за изменения температуры, а также и физико-механические свойства применяемых материалов. Все эти факторы влияют на качество и долговечность

выбранного для инъекции материала, а также на эффективность используемого метода, что в конечном счёте сказывается в предпочтении одного метода усиления фундамента другому.

1.6 Выводы по первой главе

Сравнительный анализ методов, используемых для усиления оснований и компенсации осадок фундаментов существующих зданий и сооружений в условиях реконструкции, показал следующее:

1- Существующие фундаменты подвергаются различным природным и промышленным воздействиям в процессе эксплуатации. Одной из основных и самых актуальных проблем является неравномерность осадок фундаментов, которая приводит к негативным последствиям, таким как трещины и дефекты, вплоть до разрушения фундаментов и потери ими несущей способности. Таким образом, возникает необходимость в разработке и использовании эффективных методов, которые будут призваны устранить осадки зданий и сооружений и укрепить грунты основания путём решения различных геотехнических проблем в зависимости от типа грунта и сложности проекта.

2- Существуют различные способы, используемые для усиления оснований и компенсации осадок существующих зданий и сооружений при проведении реконструкции. У каждого способа есть своя область применения, основанная на функциях, ею реализуемых, и доступности её использования в условиях того или иного проекта, а также в соответствии с масштабом критической ситуации и степенью требуемого усиления.

3- В мировой практике одним из эффективных современных методов, активно используемых в последние годы для подъема оснований и фундаментов, является технология инъектирования грунта с использованием вспенивающейся полиуретановой смолы, состоящей из двух компонентов. Существует много преимуществ использования этой технологии, такие как быстрый и чётко контролируемый процесс подъема фундаментов, который становится возможным

благодаря тому, что инъектируемая смола быстро набирает прочность, возможность её использования практически для всех типов грунтов, в силу того, что предлагаемый полиуретановый композит не содержит каких-либо частиц, размерность которых может быть ограничена сообразно с пористостью обрабатываемого грунта. Кроме того, простота его использования, высокая мобильность и легкий вес инъектируемой вспенивающейся смолы в дополнение к независимости физико-механических свойств смолы от уровня грунтовых вод позволяют применять данную технологию в различных геотехнических условиях и проектах разнообразной специфики.

4- В рамках изучения этой технологии в мире было проведено весьма немного теоретических и практических исследований. Большинство из этих исследований были сосредоточены в основном на процессе подъема фундаментов и мониторинге данной технологии, в силу чего, во всем мире были разработаны различные методы мониторинга для управления процессом инъектирования, чтобы обеспечить адекватную возможность отслеживания и достаточную степень визуализации процесса подъема фундаментов в различных ситуациях. Тем не менее, существует много технических аспектов данного способа, которые еще не обоснованы с научной точки зрения, и вопросы, на которые до сих пор не дан ответ, такие как отсутствие достаточных научно-технических обоснований совместного поведения композита (грунт-смола), которые определяли бы влияние расширяемой смолы на грунтовые основания после нагнетания смолы. Отсутствуют методы для расчета несущей способности и оценки осадок оснований после инъектирования их смолой. Также отсутствуют данные по механическим свойствам предлагаемой смолы для различных плотностей, основанные на объемном расширении смолы, стадии проникновения её в грунт и ее геометрических параметрах в массиве грунта.

В связи с этим, перед автором стоят следующие задачи:

1. Экспериментальная оценка эффективности инъектирования несвязных грунтов расширяемой смолой в режиме «гидроразрывов» для компенсации осадок зданий и быстрого выравнивания оснований.
2. Выполнение полевых исследований по определению степени изменения

несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песчаного грунта основания, инъецируемой расширяемой смолой.

3. Определение геометрических параметров и формы распространения расширяемой смолы в массиве инъецируемого песчаного грунта основания, а также определение ее объёмного расхода, необходимого для укрепления грунта основания и подъема фундамента до заданного уровня.

4. Выявление соотношения между плотностью и механическими свойствами расширяемой смолы в соответствии со степенью ее объёмного расширения в массиве укрепленных грунтов оснований.

5. Разработка метода расчета несущей способности и оценки осадок усиленных расширяемой смолой оснований.

6. Внедрение результатов диссертационной работы.

ГЛАВА 2. ПОЛЕВЫЕ ИСПЫТАНИЯ

2.1 Цель полевых испытаний

С целью исследовать влияние двухкомпонентной вспенивающейся полиуретановой смолы на несущую способность, модуль деформации и динамическое сопротивление песчаного грунта основания, а также оценить эффективность инъектирования данным композитом для компенсации осадок зданий и сооружений и быстрого выравнивания оснований, был проведен полномасштабный полевой эксперимент с использованием технологии инъектирования грунта вспенивающейся полиуретановой смолой в режиме гидроразрыва.

Основные результаты экспериментов были опубликованы соискателем в работах [192–194].

Основными целями полевого эксперимента являются:

1. Оценка эффективности инъектирования несвязных грунтов расширяемой смолой в режиме «гидроразрывов» для компенсации осадок зданий и быстрого выравнивания оснований.
2. Определение степени изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песчаного грунта основания, инъектируемого расширяемой смолой в разных точках инъектирования и на разной глубине грунтового массива.
3. Определение геометрических параметров и формы распространения расширяемой смолы в массиве инъектируемого песчаного грунта основания.
4. Определение фактического объёмного расхода вспенивающейся полиуретановой смолы, необходимого для укрепления грунта и подъема плиты опытного фундамента до заданного уровня.

2.2 Месторасположение площадки и её инженерно-геологические свойства

Обследуемый объект представляет собой открытую складскую площадку, расположенную в западной части территории завода компании ООО «Эм-Си Баухеми», Кировск, Ленинградская область, Российская Федерация. Расположение участка испытания представлено на рисунке 2.1.



Рисунок 2.1 – Ситуационная схема расположения объекта (красной линией выделена граница завода, красной заливкой обозначен участок испытаний)

С поверхности площадка спланирована бетонными плитами. Рельеф участка ровный, уклоны близки к нулевым. Отметка поверхности земли составляет приблизительно 16,100 в БСВ. По геотехническому отчету места исследования залегают следующие инженерно-геологические элементы (ИГЭ):

- ИГЭ-1 Техногенные отложения (t-IV) представлены насыпными грунтами: песком разной крупности (от мелкого до гравелистого).

- ИГЭ-2 Песок мелкий, серовато-коричневый, средней плотности, с прослоями песка пылеватого, средней степени водонасыщения и насыщенный водой, распространённый повсеместно под насыпными грунтами.

2.3 Общее описание полевого эксперимента и опытной площадки

Для достижения целей, заявленных выше, на площадке был проведен полномасштабный полевой эксперимент на основе предоставленного заводом геотехнического отчета в соответствии со следующей методологией:

В июне 2017 года на опытной площадке были выбраны два участка квадратной формой, каждый с размером стороны 3 м, как показано на рисунке 2.2. На каждом участке располагалась ж/б плита толщиной 0,2 м. Процесс инъецирования грунта под давлением с использованием вспенивающейся полиуретановой смолы в режиме гидроразрыва осуществлялся на одном участке, в то время как второй участок принимался в качестве контрольного (на этом участке закачка не производилась) для сравнения результатов.



Рисунок 2.2 – Общий вид на площадку до проведения испытаний

Полевой эксперимент был разделен на пять этапов:

1- исследование песка перед нагнетанием для определения его несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления.

2- процесс инъецирования с целью подъема и выравнивания плиты опытного фундамента на уровень 1 см и укрепления исследованного грунта под ним.

3- откопка инъецированного участка с целью определения геометрических параметров и формы распространения вспениваемой полиуретановой смолы в массиве исследуемого грунта.

4- исследование песчаного грунта после процесса нагнетания композита для определения степени изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песка вследствие инъецирования.

5- сравнение результатов полевых исследований песчаного грунта основания до и после нагнетания композита для определения изменений характеристик обработанного массива после инъецирования его вспениваемой смолой.

В качестве исследования механических характеристик грунта включали два различных типа геотехнических испытаний: Испытание грунта ударным динамическим зондированием проводилось на контрольном участке и на инъецированном до и после нагнетания смолы. Штамповое испытание проводилось на контрольном участке и на инъецированном после нагнетания смолы. Общий план полевого эксперимента показан на рисунке 2.3.

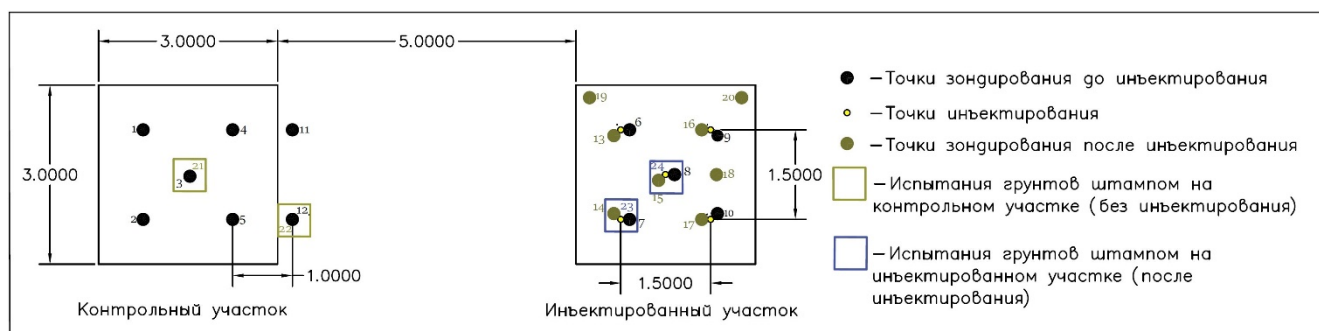


Рисунок 2.3 – Общий план полевого эксперимента. Точки расположения инъекционных скважин, точки зондирования и фактические расположения штамповых испытаний на обоих участках

2.4 Исследование свойств грунта ударным динамическим зондированием предварительно процессу инъецирования

Динамическое испытание на сопротивление проникновению конуса (ДСРТ) широко используется в полевых условиях для количественной оценки характеристик грунтовых слоев. Во всем мире были установлены различные корреляции для получения показателей прочности и модуля деформации грунтов по результатам данного испытания. Такую популярность данного метода можно объяснить экономичностью испытаний, простотой эксплуатации и превосходством в

обеспечении воспроизводимых результатов, а также быстротой оценки получаемых свойств. Однако основное применение динамического зондирования во всем мире заключается в прогнозировании величин средней плотности грунта и оценке качества грунтовых слоёв по глубине. Точность испытания зависит от многих факторов, но в основном от оборудования, используемого для его проведения, и типа исследуемого грунта. В песчаных грунтах испытание обеспечивает относительно более высокую точность по сравнению с другими разновидностями грунтов, особенно в рыхлых и погруженных грунтах, где трудно получить ненарушенные образцы [195–197].

Перед нагнетанием смолы была подготовлена испытательная площадка, в процессе чего тело бетонной плиты было просверлено по всей толщине до начала грунта под её подошвой в местах, выбранных для проведения зондирования. Средняя толщина бетонной плиты составляет около 200 мм. Динамическое испытание на сопротивление проникновению конуса проводилось по методике ГОСТ 19912-2012 [198] как на контрольном, так и на инъецируемом участках, чтобы определить динамическое сопротивление по исследуемому массиву грунта, оценивая таким образом плотность слоя насыпного песка на основе результатов испытаний сообразно с таблицами ГОСТ.

В общей сложности в рамках проведения условного динамического зондирования перед инъецированием для сравнения были выбраны 12 точек; пять точек были выбраны на каждом испытательном участке, как изначально было предусмотрено для этого полевого эксперимента. Точки расположены симметрично и пронумерованы (№ 1-10) в четырех углах и по одной точке в центре каждого участка, как показано на рисунке 2.4. Кроме того, дополнительные две точки зондирования (№ 11 и 12) были выполнены на испытательной площадке на расстоянии 1 м от точек (№ 4 и 5), чтобы подтвердить результаты, получаемые с контрольного участка. Испытание проводилось в полном объеме в соответствии с требованиями, за исключением тех точек, где зонд не мог более погружаться. Результаты динамического зондирования для каждой испытанной точки на обоих

площадках до инъекции смолы показаны на рисунках 2.5–2.16. Среднее значение динамического сопротивления всех исследованных точек для контрольного участка перед инъекцией грунта показано на рисунке 2.17.

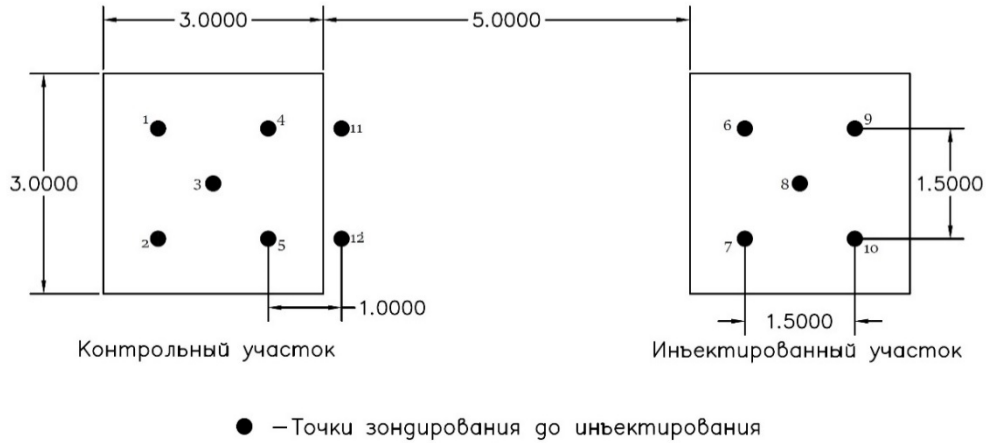


Рисунок 2.4 – Расположение точек динамического зондирования DCPT перед инъектированием грунта смолой

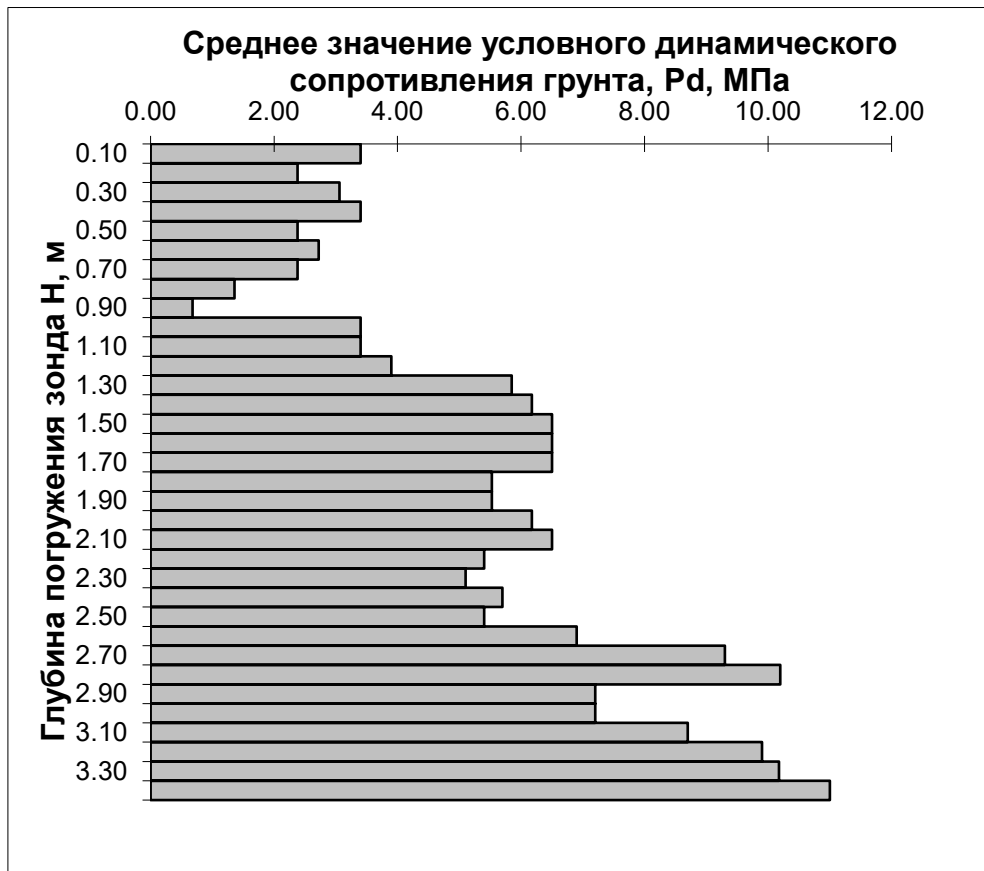


Рисунок 2.5 – Результаты динамического зондирования для контрольного участка перед инъекцией грунта в точке 1

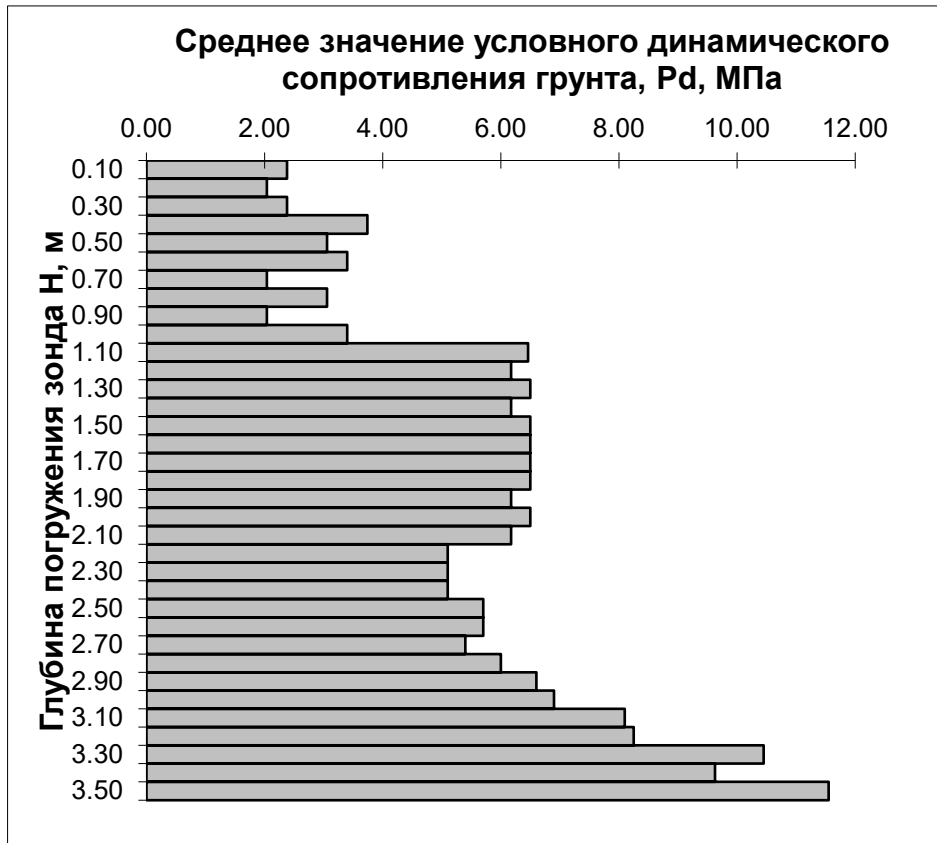


Рисунок 2.6 – Результаты DCPT динамического зондирования для контрольного участка перед инъекцией грунта в точке 2

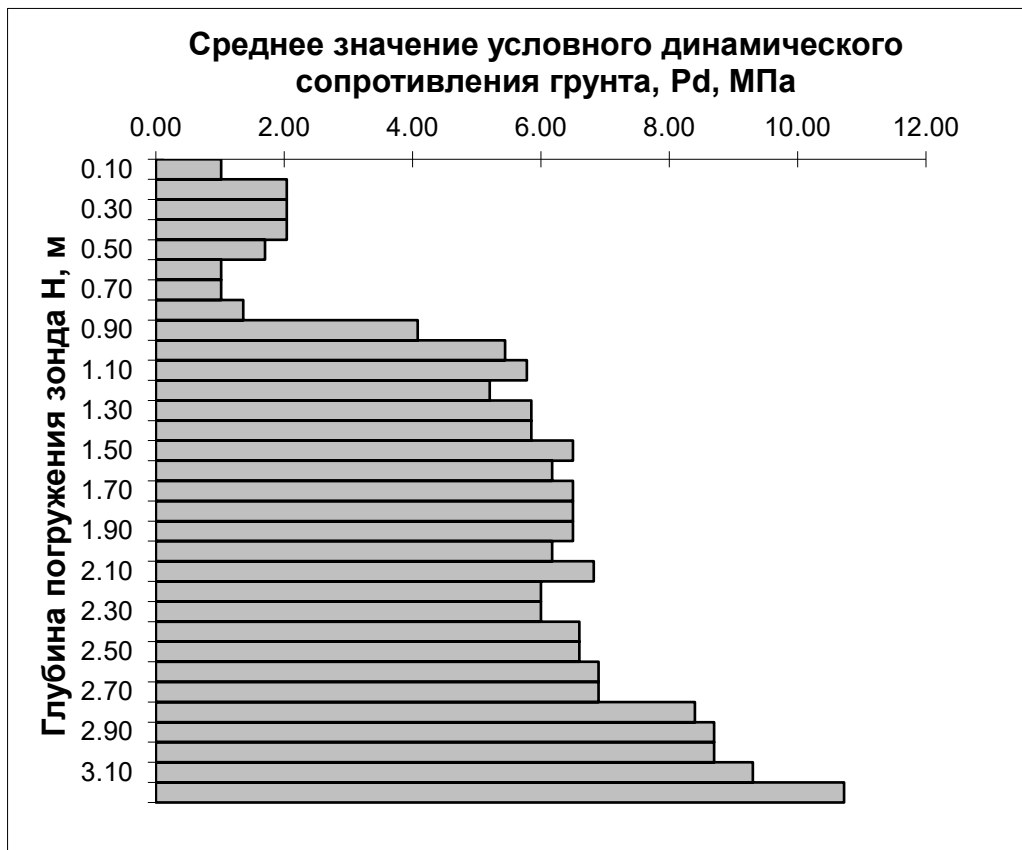


Рисунок 2.7 – Результаты динамического зондирования для контрольного участка перед инъекцией грунта в точке 3

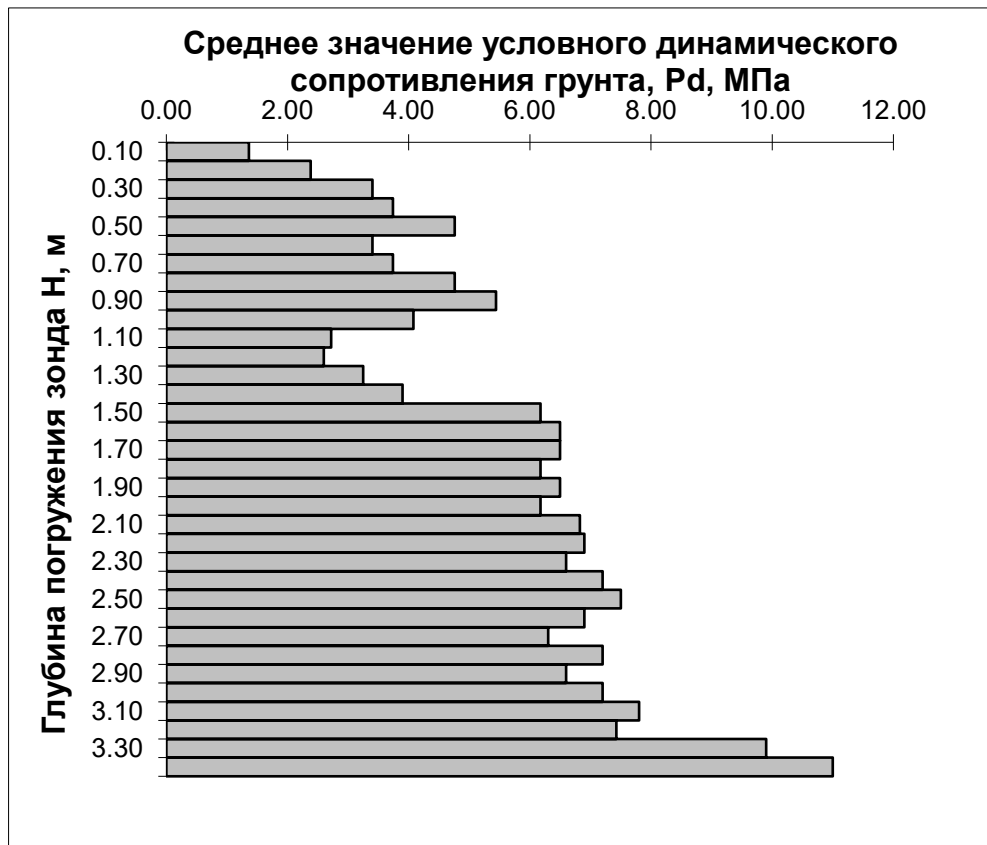


Рисунок 2.8 – Результаты динамического зондирования для контрольного участка перед инъекцией грунта в точке 4

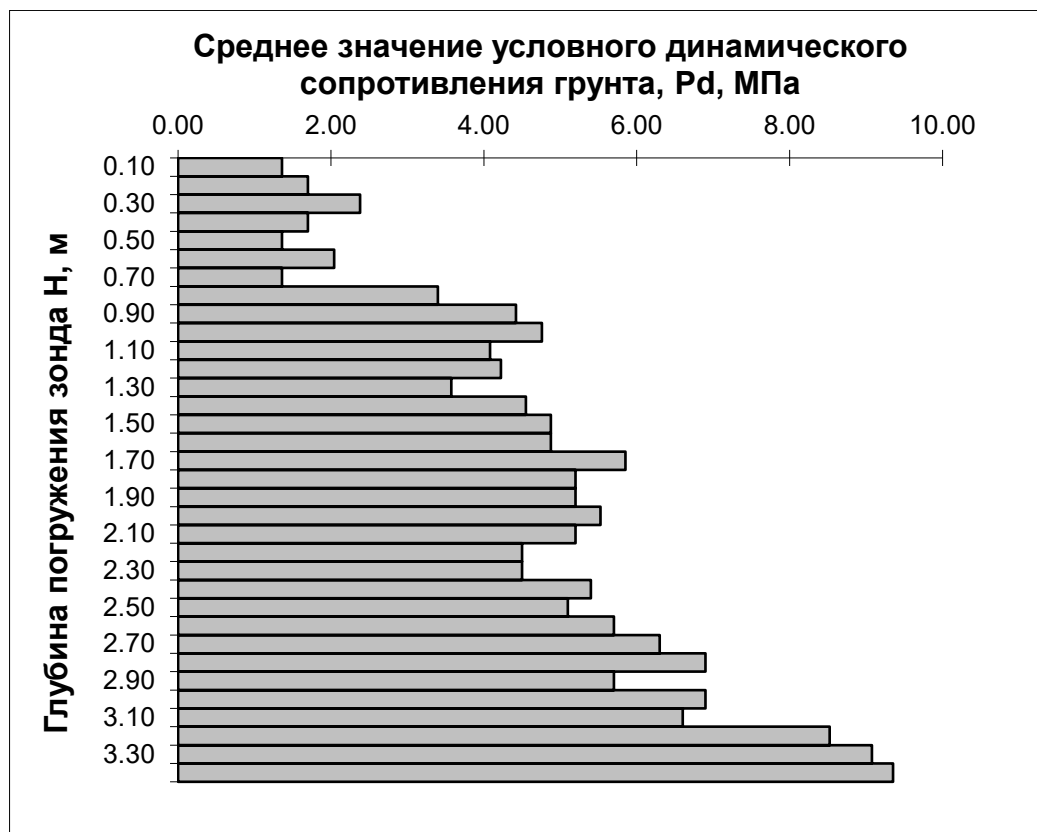


Рисунок 2.9 – Результаты динамического зондирования для контрольного участка перед инъекцией грунта в точке 5

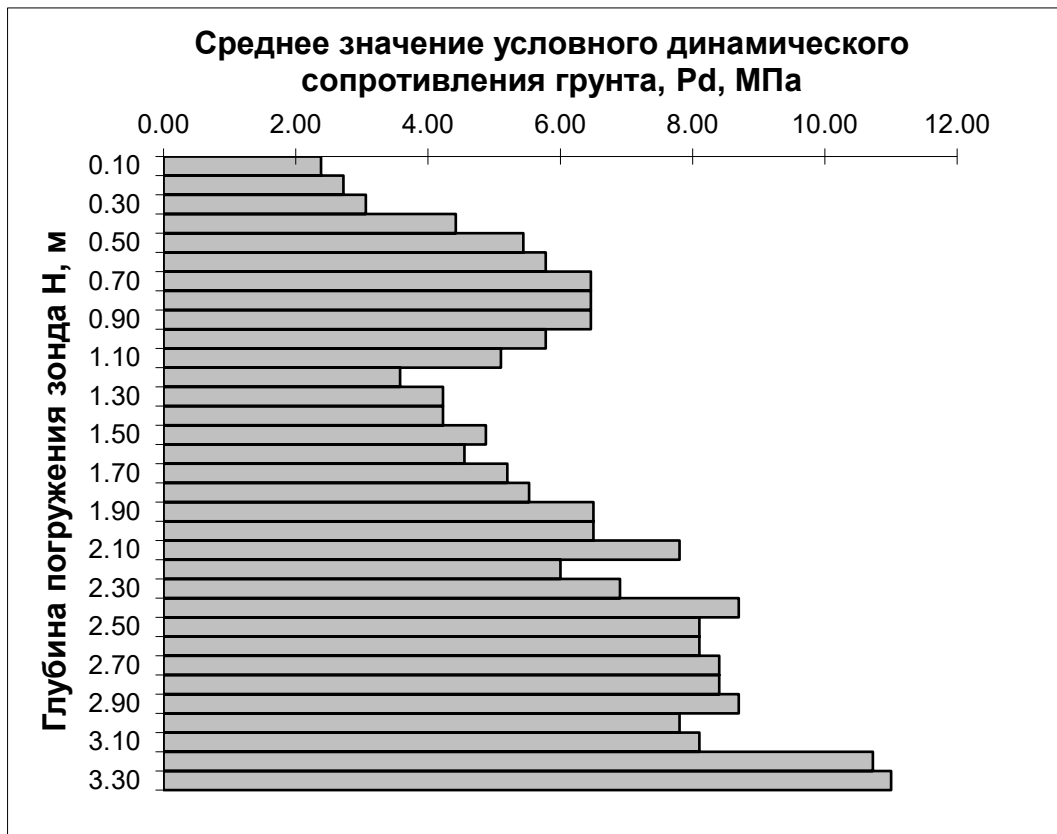


Рисунок 2.10 – Результаты динамического зондирования для инъецированного участка перед инъецией грунта в точке 6

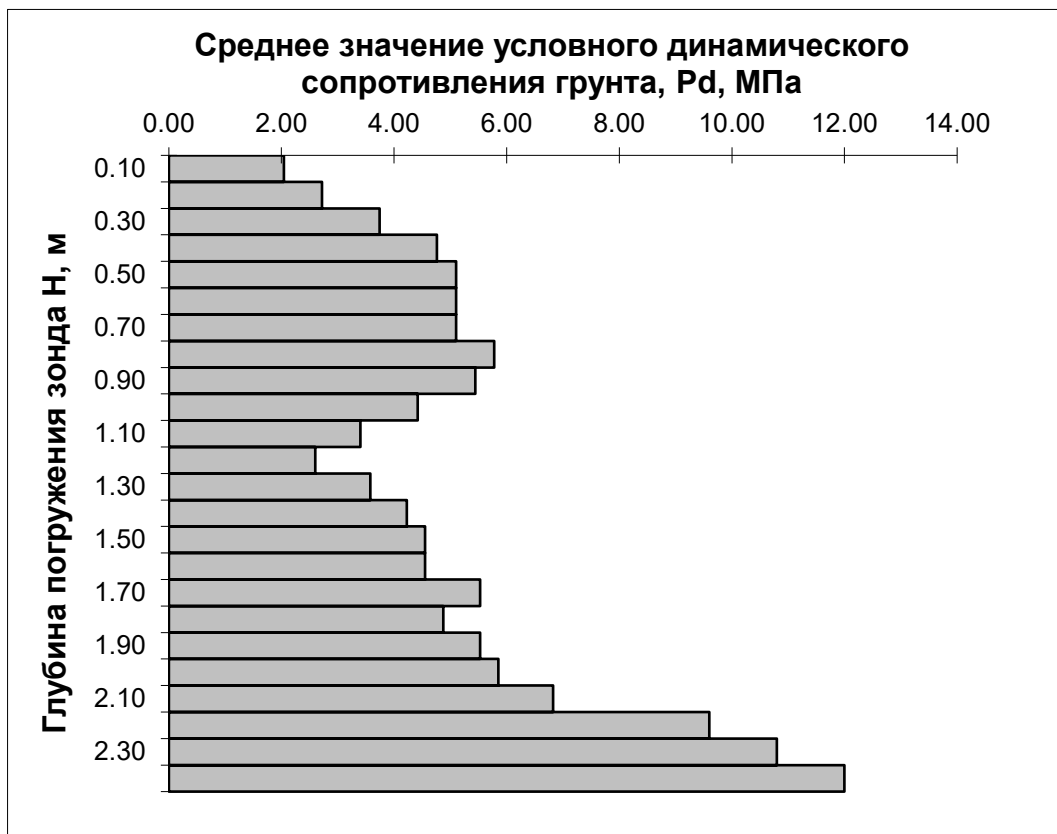


Рисунок 2.11 – Результаты динамического зондирования для инъецированного участка перед инъецией грунта в точке 7

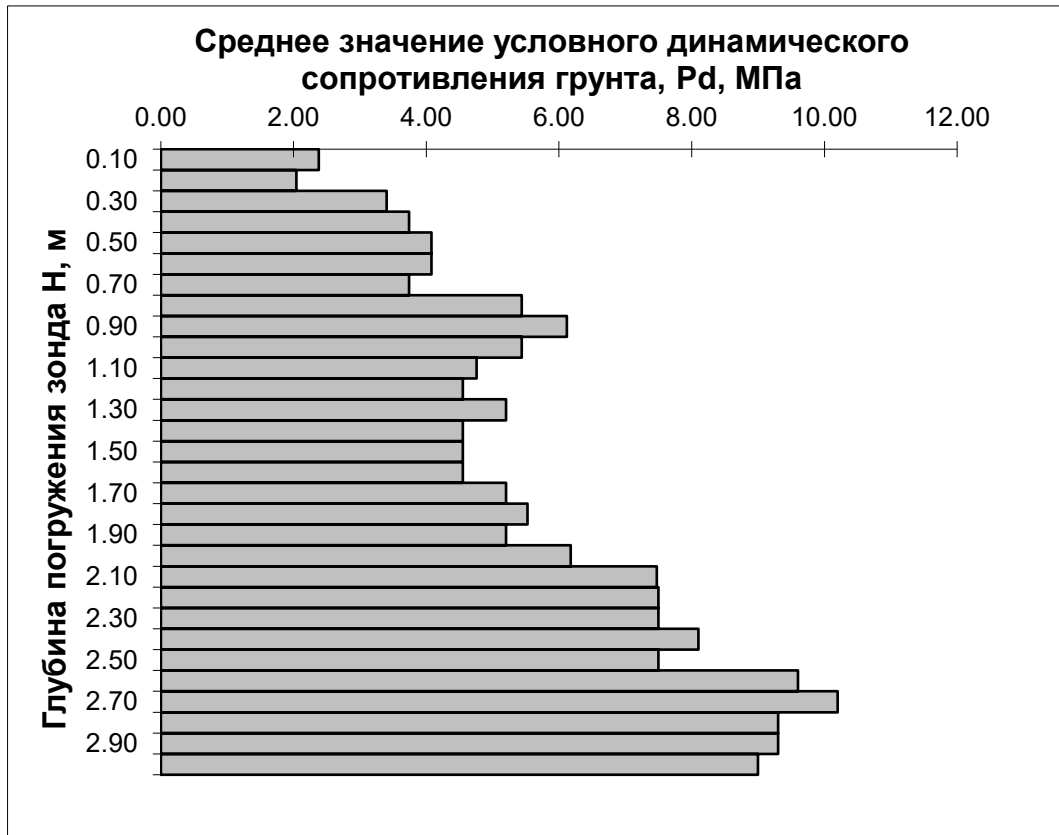


Рисунок 2.12 – Результаты динамического зондирования для инъецированного участка перед инъекцией грунта в точке 8

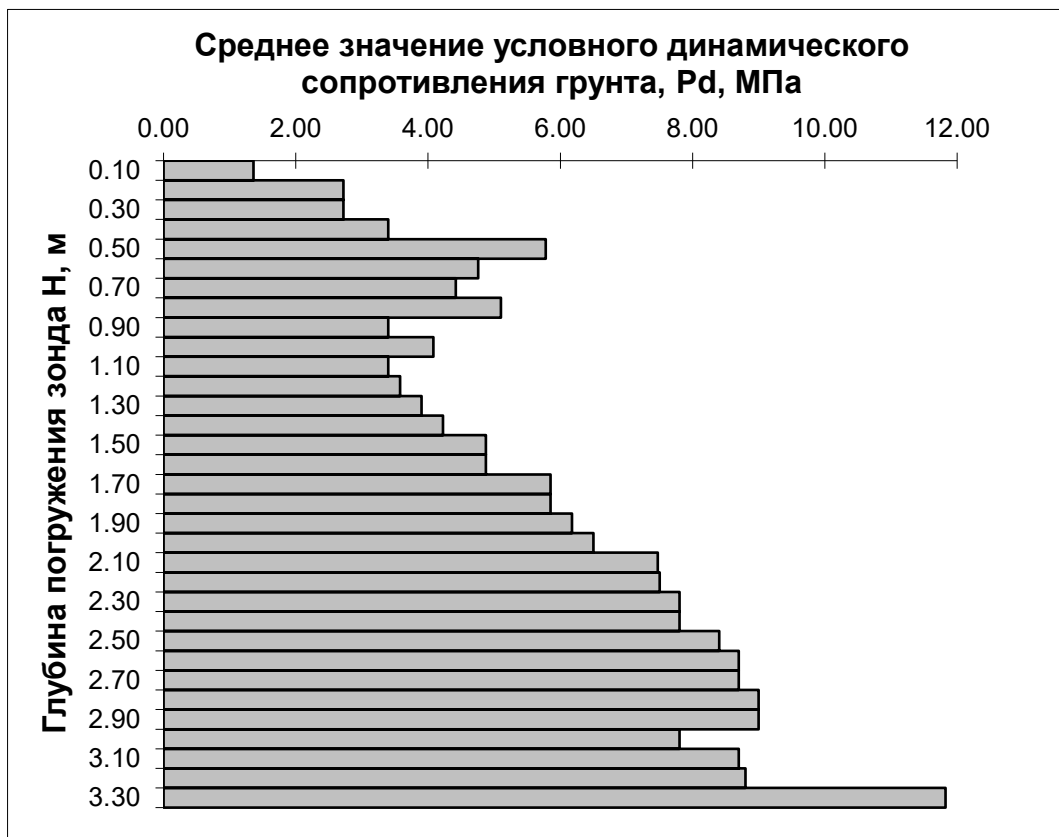


Рисунок 2.13 – Результаты динамического зондирования для инъецированного участка перед инъекцией грунта в точке 9

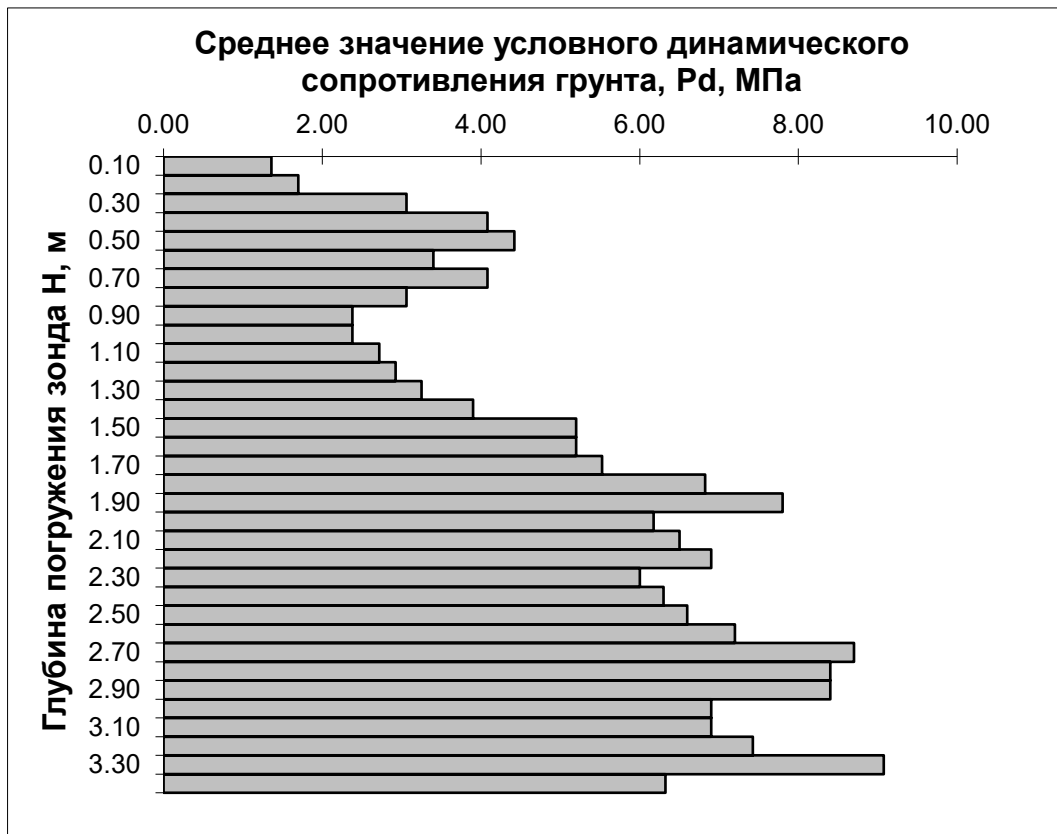


Рисунок 2.14 – Результаты динамического зондирования для инъецированного участка перед инъекцией грунта в точке 10

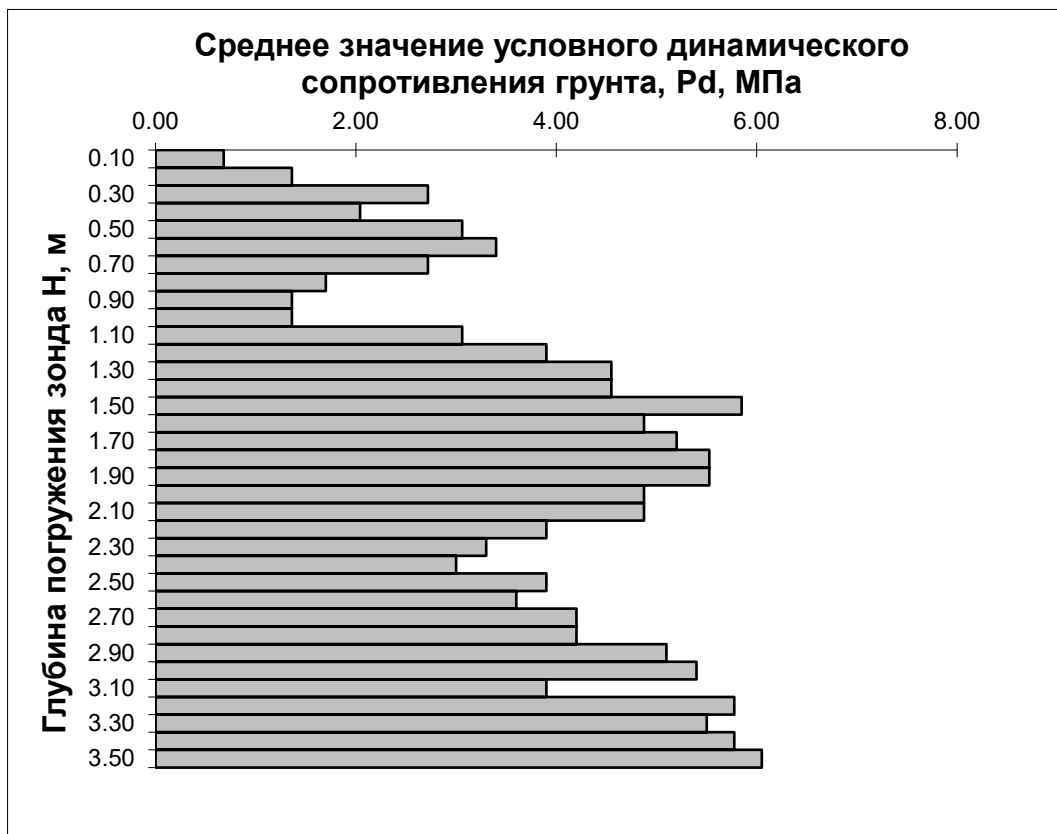


Рисунок 2.15 – Результаты динамического зондирования для контрольного участка перед инъекцией грунта в точке 11

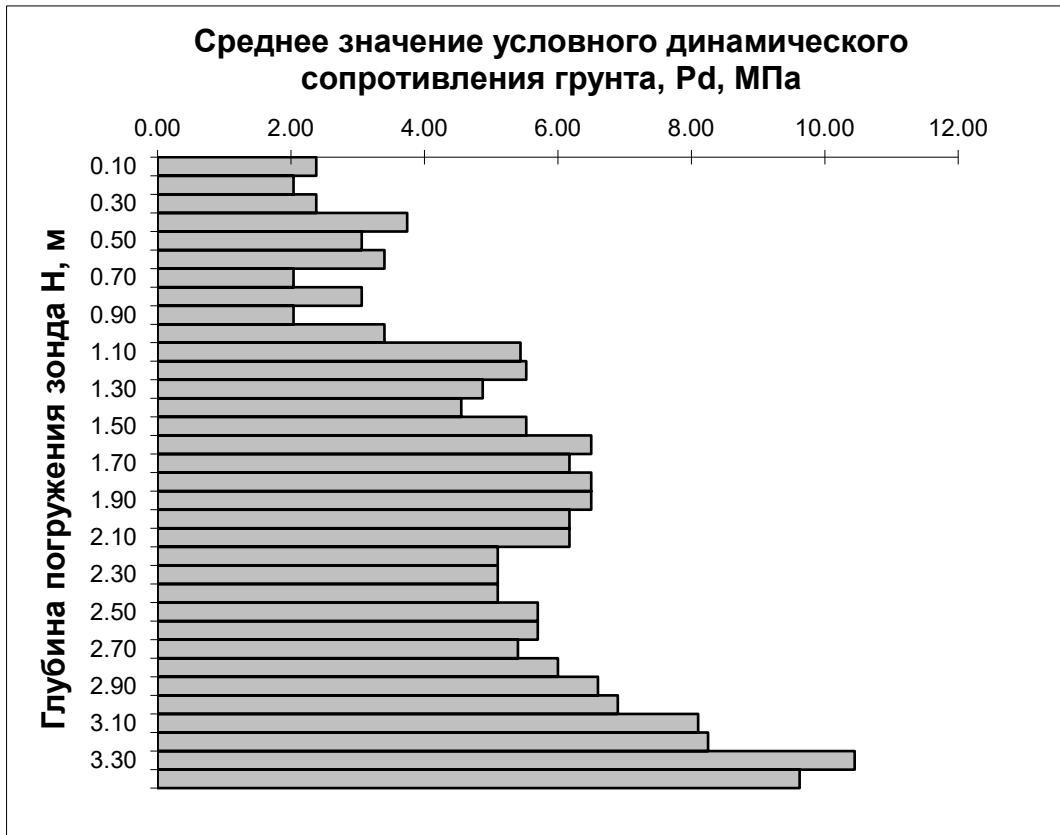


Рисунок 2.16 – Результаты динамического зондирования для контрольного участка перед инъекцией грунта в точке 12

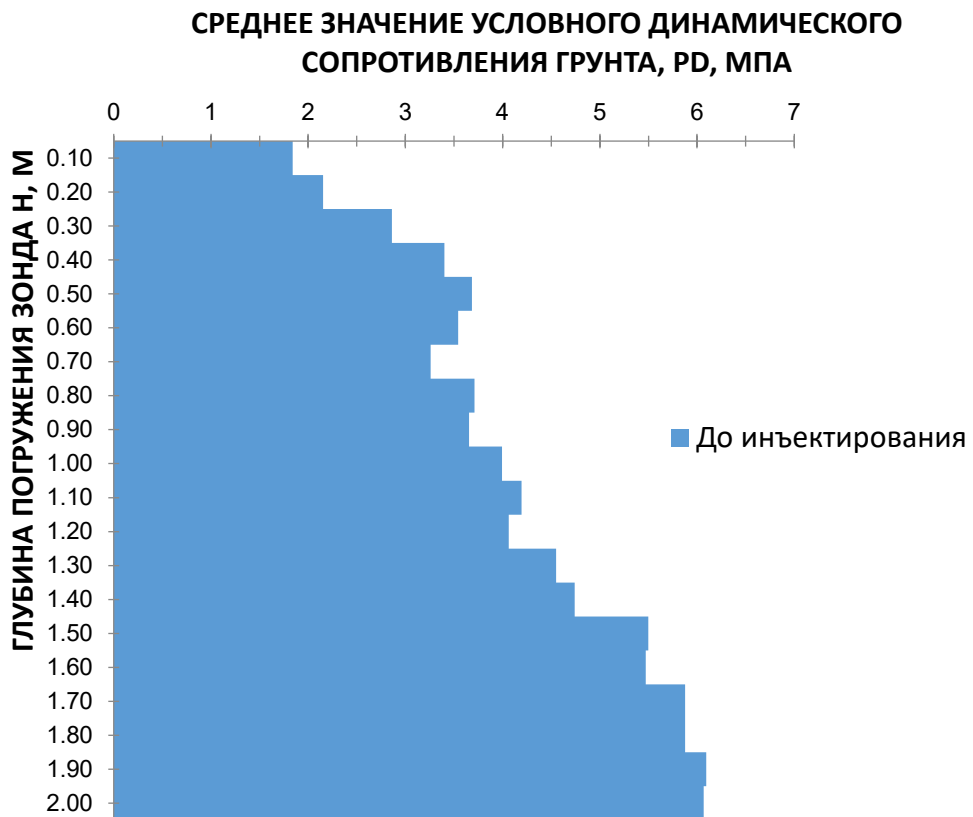


Рисунок 2.17 – Среднее значение динамического сопротивления грунта основания всех исследованных точек до инъектирования

При сравнении результатов испытаний на динамическое зондирование на обоих участках перед инъектированием вспениваемой смолой на глубину до 2 м следует отметить следующее:

1- Среднее динамическое сопротивление по исследованной глубине грунта как контрольного, так и инъектированного участка до нагнетания смолы было в основном одинаковым в каждой исследуемой точке и в целом во всех исследуемых точках. Динамическое сопротивление насыпного песка варьировалось от 1,8 до 6 МПа до глубины 2 м, что свидетельствует о том, что в основном песок до инъектирования его смолой имел плотность сложения от рыхлого до среднеплотного.

2- Переуплотнение слоя грунта отчётливо видно по результатам зондирования, как показано на рисунках 2.5–2.16. Результаты переуплотнения объясняются использованием исследуемого участка в качестве хранилища материалов. Таким образом, он подвергался статической и динамической нагрузке в течение длительного времени, что могло стать причиной переуплотнения грунта.

3- Результаты динамического зондирования на глубине до 2 м показали, что исследуемый слой песка до инъектирования имел плотность сложения от рыхлого до среднеплотного, что могло явиться причиной развития неравномерных осадков в зависимости от эксплуатационной нагрузки.

С целью подъема и выравнивания бетонной плиты опытного фундамента и укрепления слоя песка под ней, на опытном участке была применена технология инъектирования грунта с использованием вспенивающейся полиуретановой смолы в режиме гидроразрыва.

2.5 Процесс инъектирования

Технология инъектирования грунта с использованием полиуретановой смолы основана на объемном расширении вспениваемой смолы в результате химической реакции между ее компонентами. Инъекция осуществлялась с использованием гидравлической системы (WIWA DUOMIX 230 на 4-колесной стойке, соединенной с компрессором Quattro Elementi DV-370-50), где два

компонента смолы смешивались и поступали в зоны грунта, которые необходимо обработать. Гидравлическая система позволяет контролировать смесь двух компонентов при различных температурах и давлениях нагнетания.

Процесс инъектирования был разделен на двух этапах:

1. Первым этапом является укрепление исследованного грунта, пока не произойдет и не будет зафиксирован первоначальный подъем плиты.

2. Второй этап представляет собой подъем и выравнивания плиты опытного фундамента до заданного уровня 1 см, что следует непосредственно за процессом закрепления грунта основания.

Как показано на рисунке 2.18, перед началом процесса нагнетания смолы в грунт бетонная плита на инъектированном участке была обрезана со всех сторон на всю толщину до глубины 0,3 м, с помощью станка с алмазным диском, чтобы обеспечить размерность исследуемого участка.



Рисунок 2.18 – Разрезание бетонной плиты на инъектируемом участке

Чтобы обеспечить нагрузку на бетонную плиту инъектированного участка, мешки с сыпучим материалом были размещены симметрично с четырех сторон бетонной плиты. Таким образом, песок под бетонной плитой подвергался общей

нагрузке около 11 тонн (1,2 тонны/м²), если суммировать вес мешков с материалом с учетом собственного веса бетонной плиты, как показано на рисунке 2.19.



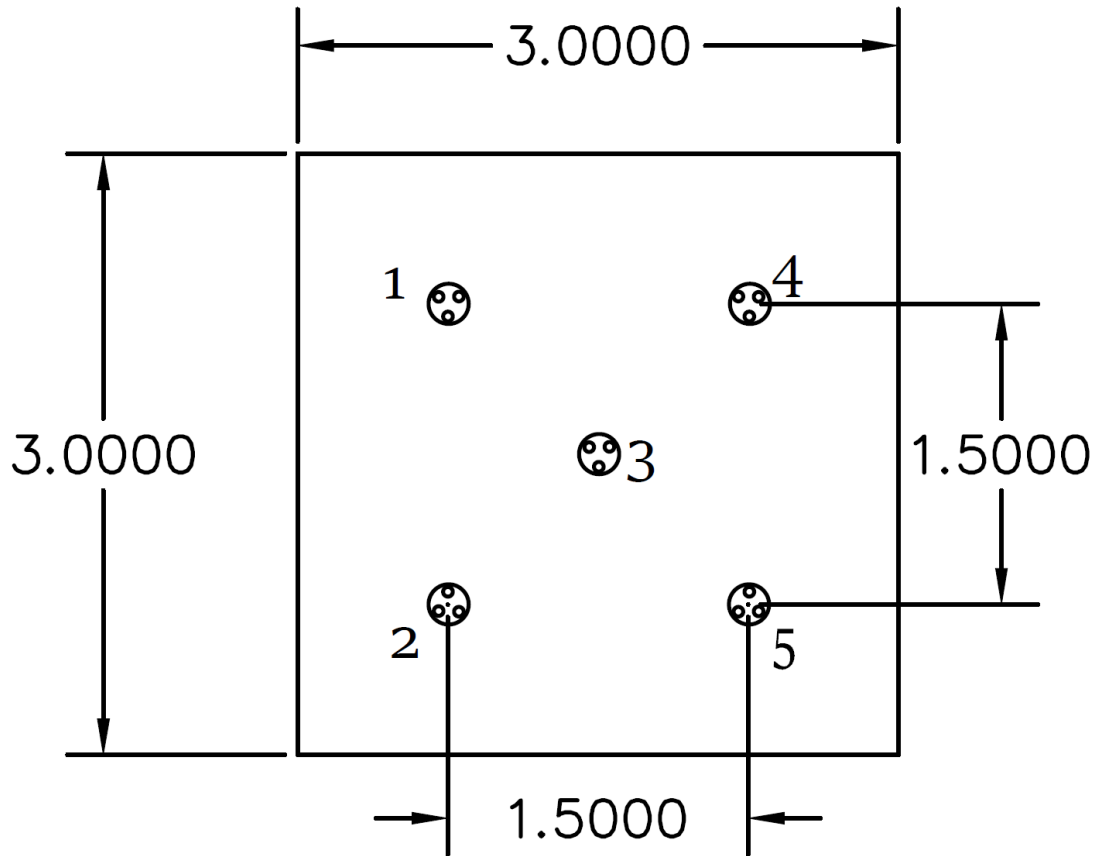
Рисунок 2.19 – Подготовка площадки к процессу инъектирования. Во время инъектирования используемая площадка была пригружена внешней статической нагрузкой (11 тонн, включая собственный вес бетонной плиты)

На инъектированном участке были выбраны расположенные симметрично пять точек инъекции, как показано на рисунке 2.20. В каждой точке инъекция выполнялась в три уровня на трех разных отметках по глубине (2 м, 1 м, и 0,5 м) соответственно. Обработка песка полиуретановым композитом осуществлялась в каждой точке нагнетания снизу вверх, в силу природы применяемой смолы, которая всегда расширяется вертикально снизу вверх.

За день до проведения инъектирования была проведена предварительная проверка работоспособности оборудования на испытательной площадке, главным образом, чтобы проверить исправность системы гидравлического нагнетания.

Процесс нагнетания начался в средней точке (точка № 3), поскольку она является центром бетонной плиты, а затем перемещался по выбранным остальным точкам в соответствии с указанными интервалами глубины. Целью процесса

нагнетания было укрепление слоя песка под опытным фундаментом на глубину до 2 м и выравнивание бетонной плиты опытного фундамента со подъемом на 1 см. До начала нагнетания плита имела разные отметки по высоте.



Инъектированный участок

○ – Точки инъектирования

⊙ – Инъекционные трубы

Рисунок 2.20 – Схема расположения точек нагнетания на площадке испытания

Процесс инъектирования осуществлялся в соответствии со следующей процедурой:

- 1- Сверление трёх отверстий диаметром 12 мм в плите в каждой из выбранных точек нагнетания, с помощью электрического сверлильного станка.
- 2- Внедрение инъекционных трубок в массив грунта (рисунок. 2.21).
- 3- Смешивание двух компонентов вспениваемой полиуретановой смолы в гидравлической системе при постоянных температурах 15 градусов Цельсия и

постепенное нагнетание композита в зоны грунта через инъекционные трубки с помощью инжектора под средним давлением 100 бар.

4- Мониторинг процесса подъема опытного фундамента с помощью цифрового лазерного уровня с высокой точностью (0,1 мм) до достижения заранее заданного уровня подъема бетонной плиты.

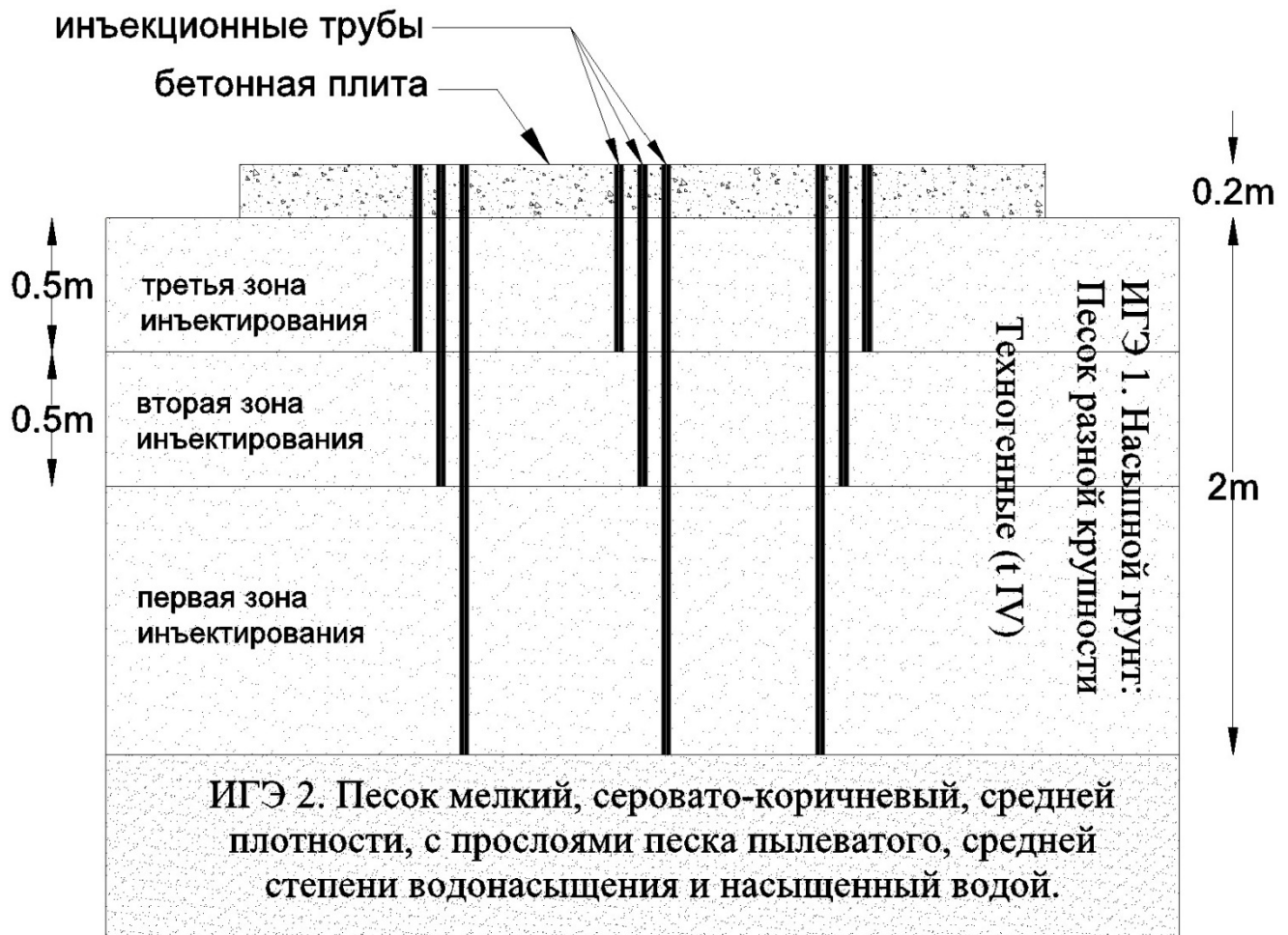


Рисунок 2.21 – Схема инъектирования

Использованная смола имеет торговое наименование "MC-Montan Injekt LE" и реализуется компанией ООО «Эм-Си Баухеми», Санкт-Петербург, Российская Федерация. Инъектированная расширяющаяся полиуретановая смола состоит из двух компонентов, вводимых в массив грунта. Компонент А представляет собой полиол, а компонент Б – в основном изоцианаты. Однако, каждый компонент содержит в своём составе добавки в соответствии с производителями соответствующих материалов. Данная смола имеет потенциал расширения до

30 раз своего первоначального объема в неограниченных пространствах за счет химической реакции, происходящей между смешиваемыми компонентами.

Процесс нагнетания продолжался до выравнивания плиты. В результате выравнивания отдельные края плиты опытного фундамента были подняты на уровень до 12 мм после внедрения смолы в грунт. Величины подъема были реализованы немедленно в каждой точке нагнетания. Результаты подъема по разным краям плиты показаны на рисунках 2.22– 2.24

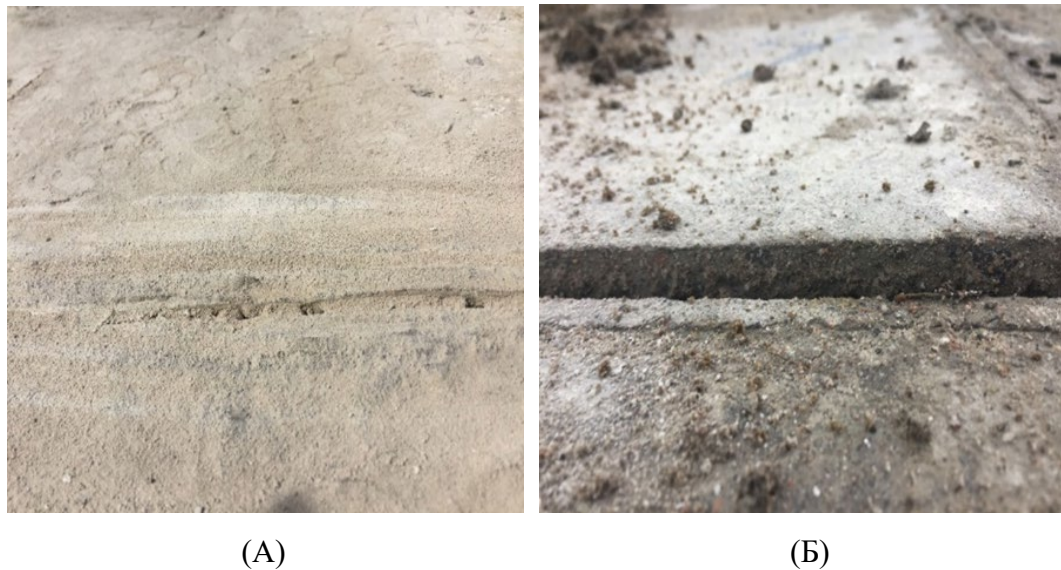


Рисунок 2.22 – Боковой профиль бетонной плиты на инъектированном участке до (А) и после нагнетания смолы (Б)

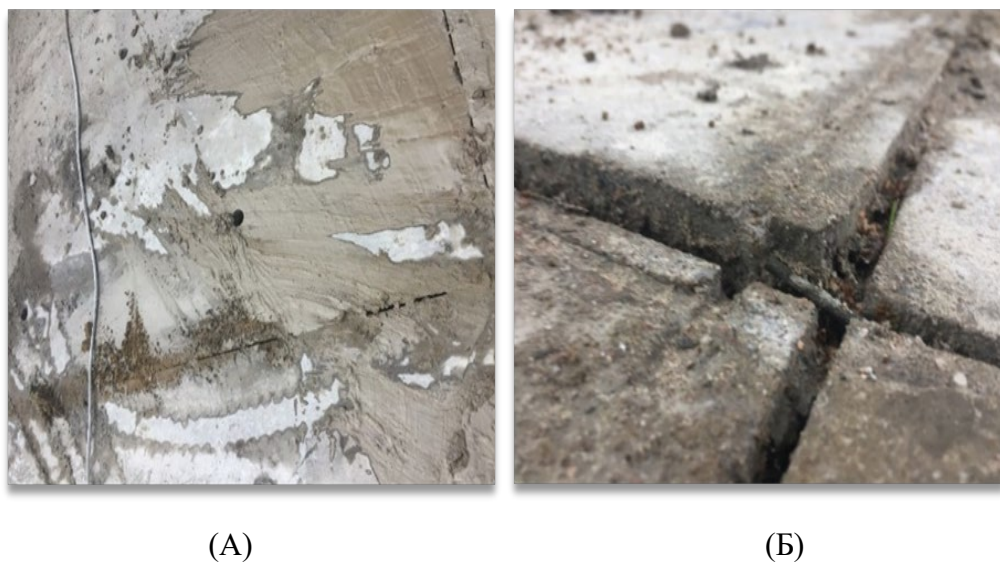


Рисунок 2.23 – Угловой профиль бетонной плиты на инъектированном участке до (А) и после нагнетания смолы (Б)



Рисунок 2.24 – Профиль бетонной плиты на инъектированном участке после нагнетания смолы

На практике смола нагнетается и вводится в грунт, находясь в жидком состоянии. Химическая реакция двух компонентов происходит мгновенно, вызывая расширение смолы и увеличения ее объема. Химическая реакция начинается и заканчивается очень быстро, и смола начинает затвердевать в массиве грунта в течение нескольких секунд, переходя из жидкого в твердое состояние, достигая своих конечных физико-химических характеристик в течение нескольких минут.

Проектные параметры традиционных методов инъектирования в основном определяются типом и количеством компонентов, составляющих нагнетаемый раствор, давлением нагнетания и доступным объемом, который определяет область распределения результирующего уплотнения. Однако нагнетание вспениваемой полиуретановой смолы отличается от традиционного в силу химической природы ее компонентов. Фактически, предлагаемая расширяющаяся смола не требует давления впрыска, и процесс расширения происходит исключительно вследствие химической реакции компонентов смолы. Давление расширения смолы может достигать 10000 кПа.

Также следует отметить, что время реакции, которое зависит от конкретной применяемой смолы и используемых катализаторов, зависит от температуры смешиваемых компонентов. Таким образом, контролируя температуру

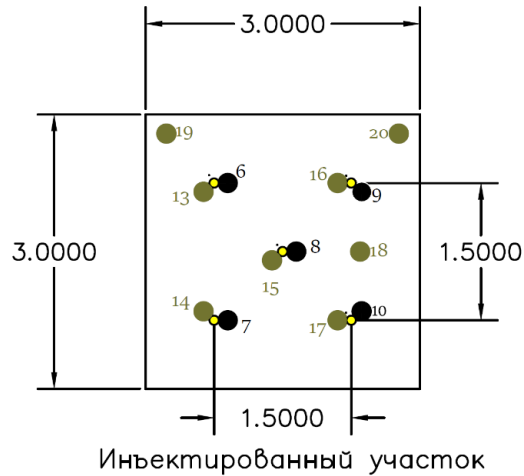
компонентов нагнетаемого композита, можно ускорить или замедлить время реакции, контролируя скорость процесса набора прочности. Основная роль давления нагнетания заключается в контроле потока инъецируемого материала, что способствует проникновению смолы в трещины, образованные в процессе фрэкинга. Когда смола проникает в грунт основания, она увеличивается в объеме, распространяясь через существующие трещины и разрывы в грунте, изначально создаваемые режимом гидро-фрэкинга. Тем самым, наилучшая практика для управления процессом подъема заключается в контроле соотношения температуры смешивания компонентов и давления нагнетания, вкупе с дополнительным нагнетанием композита дискретными дозами раствора через инжектор, что дает возможность контролировать подъем фундаментов зданий и сооружений до желаемого значения, устраняя тем самым риск чрезмерного подъема. Кроме того, когда наблюдается начальный подъем, это обычно показывает, что произошло укрепление грунта, и расширяющее действие композита теперь направлено вертикально вверх к основанию, вызывая подъем конструкции, находящейся выше.

2.6 Исследования характеристик грунта после нагнетания смолы под подошву плиты

2.6.1 Исследование свойств грунта ударным динамическим зондированием после инъецирования

После нагнетания вспениваемой смолы было повторно проведено динамическое зондирование конусом на участке инъекции в точках (№ 13–17). Испытание грунтов зондированием рядом с каждой точкой после завершения нагнетания проводилось в соответствии с той же процедурой, которая использовалась до инъецирования, в дополнение к трем точкам (№ 18–20), которые были выбраны случайным образом в трех разных местах усиленного участка для подтверждения результатов испытаний, как показано на рисунке 2.25. Результаты каждой точки после нагнетания смолы сравниваются с результатами смежной точки аналогичного зондирования перед процессом впрыска до максимальной

глубины нагнетания (2 м), как показано на рисунках 2.26-2.33. Среднее значение динамического сопротивления всех исследованных точек на инъецированном участке до и после нагнетания смолы показано на рисунке 2.34.



- – Точки зондирования до инъецирования
- – Точки инъецирования
- – Точки зондирования после инъецирования

Рисунок 2.25 – Расположение точек динамического зондирования до и после нагнетания смолы в грунт на фоне расположения скважин инъецирования

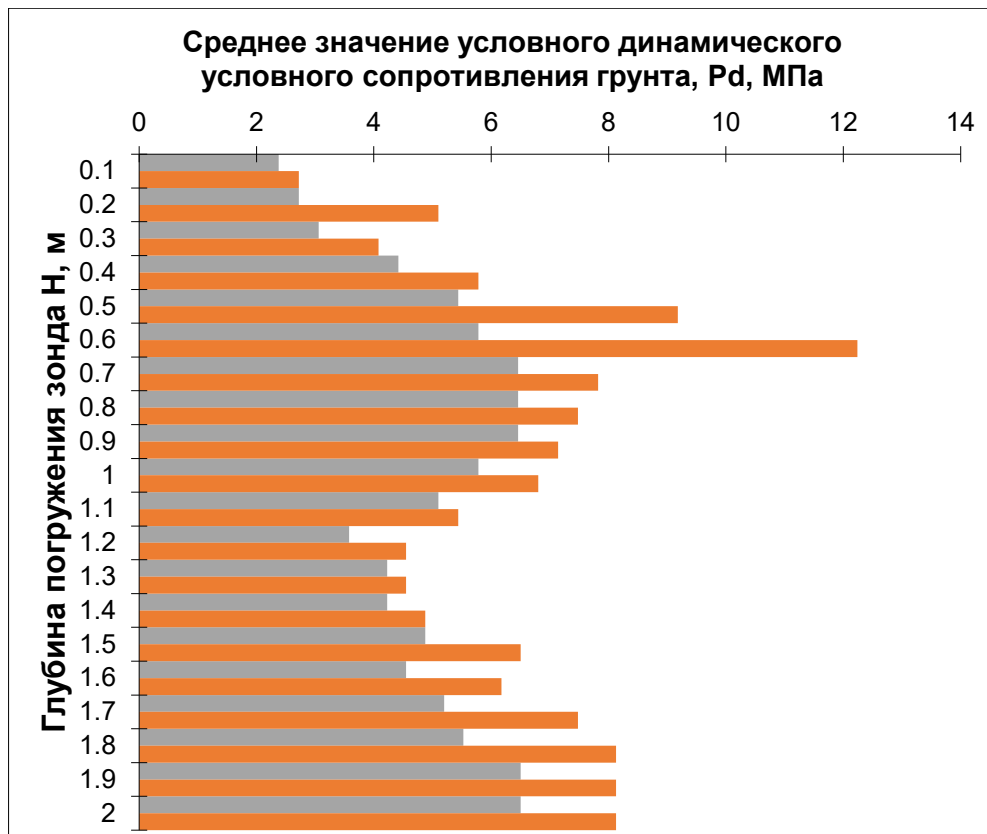


Рисунок 2.26 – Результаты динамического зондирования на инъецированном участке до и после нагнетания смолы в точках 6, 13

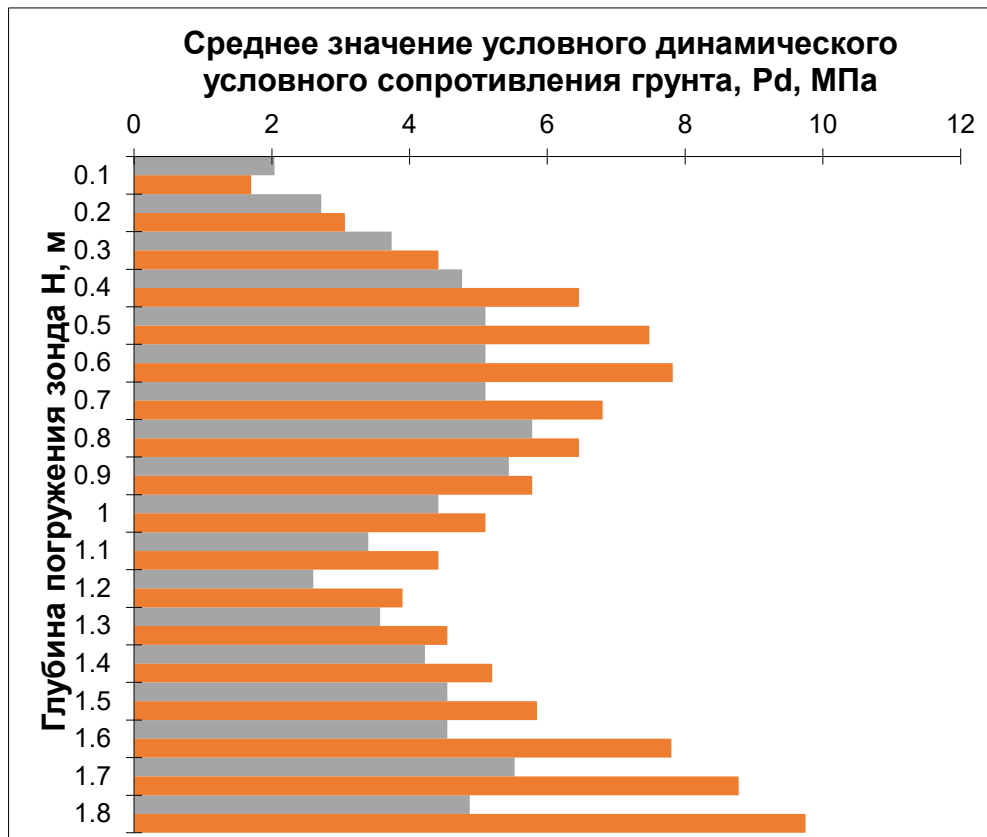


Рисунок 2.27 – Результаты зондирования на инъецированном участке до и после нагнетания смолы в точках 7, 14

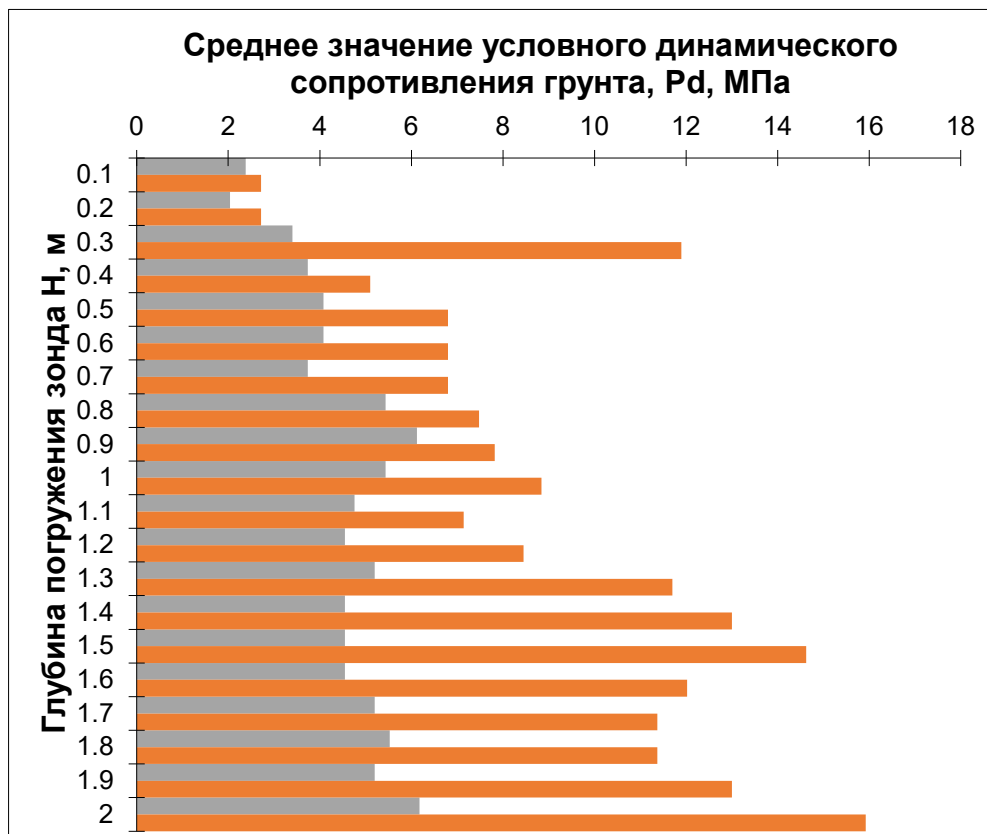


Рисунок 2.28 – Результаты зондирования на инъецированном участке до и после нагнетания смолы в точках 8, 15

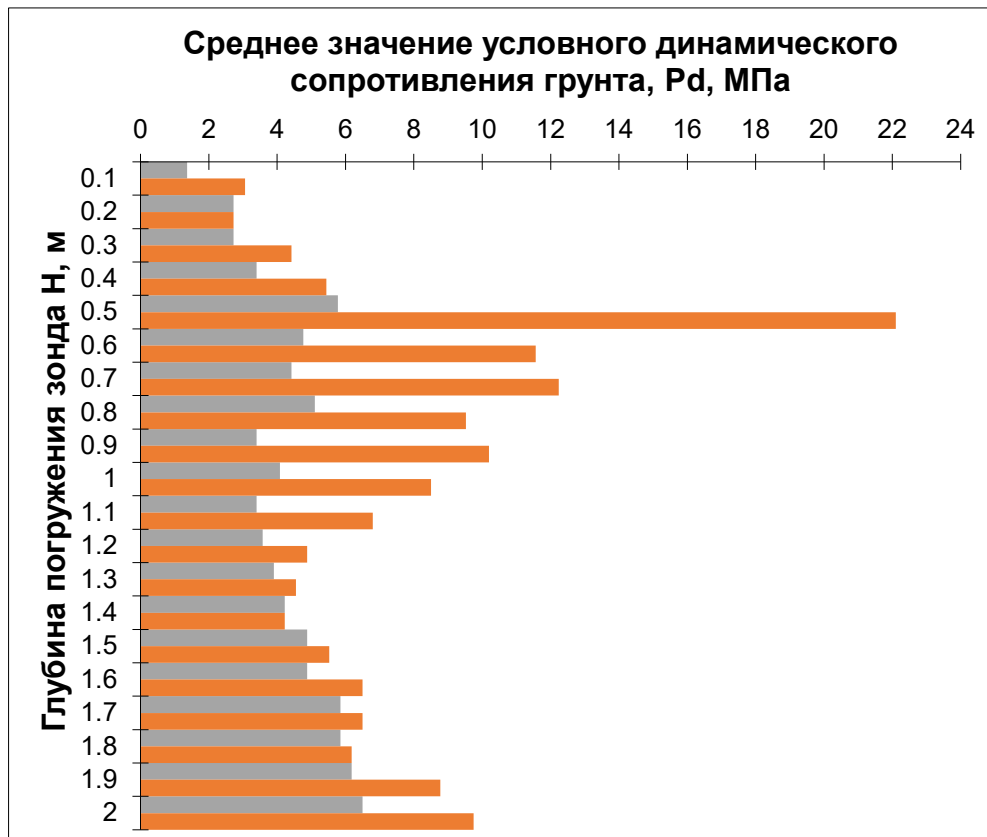


Рисунок 2.29 – Результаты зондирования на инъектированном участке до и после нагнетания смолы в точках 9, 16

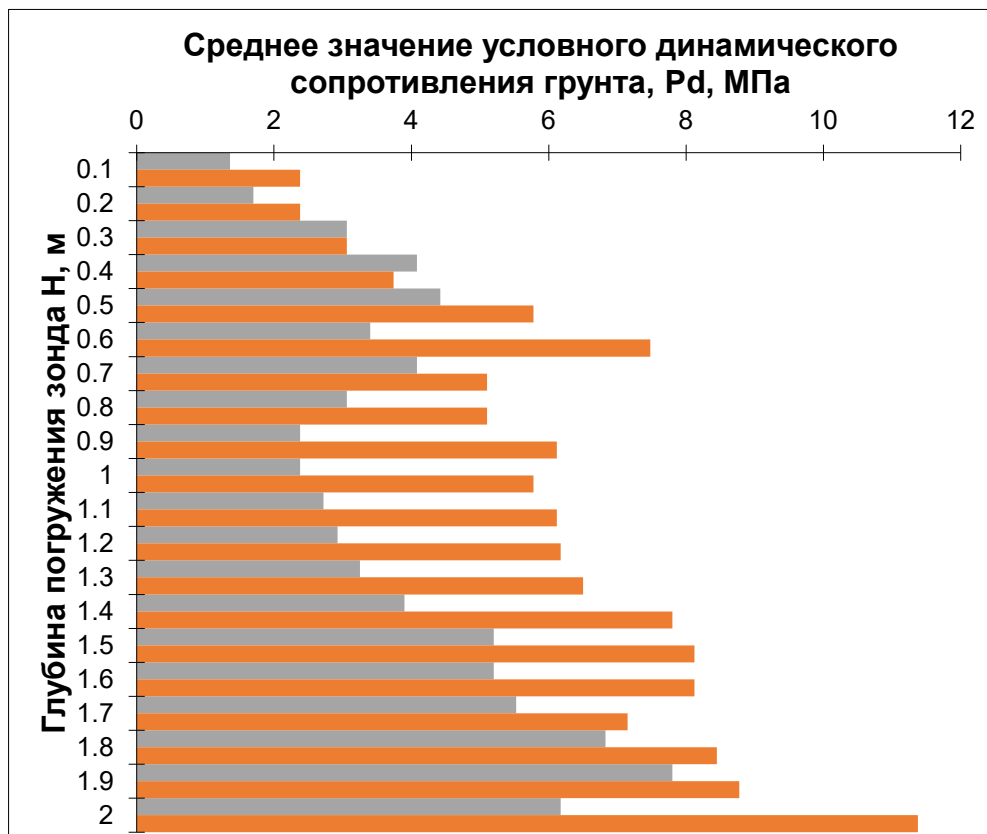


Рисунок 2.30 – Результаты зондирования на инъектированном участке до и после нагнетания смолы в точках 10, 17

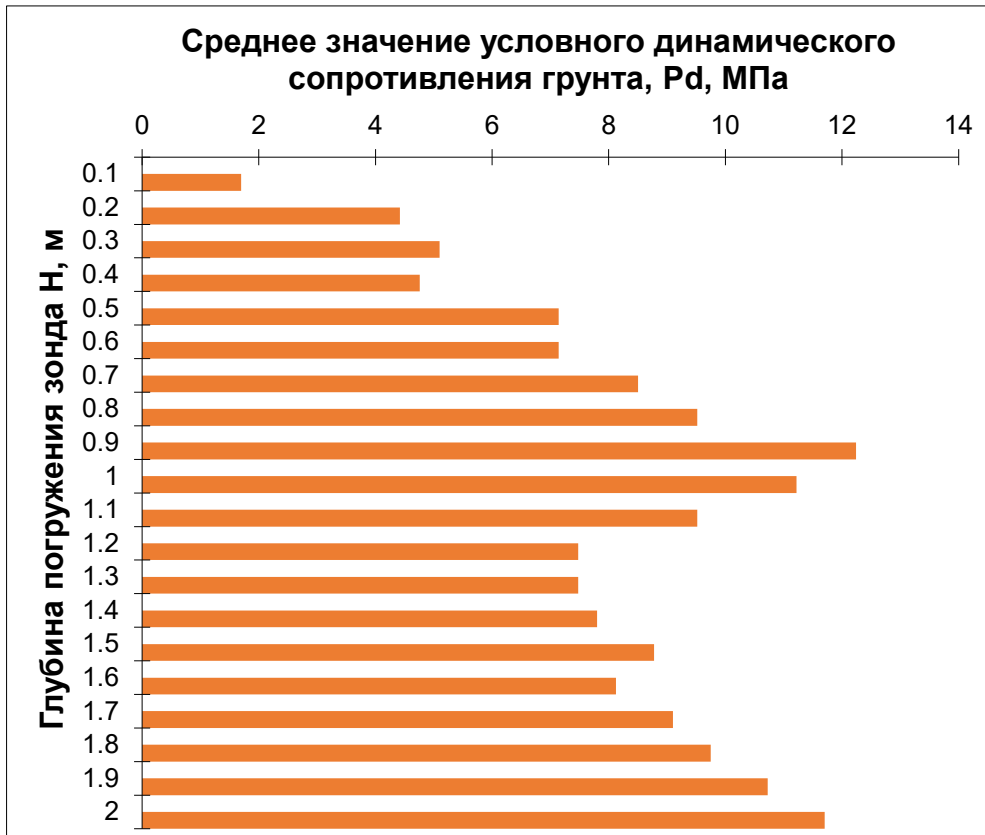


Рисунок 2.31 – Результаты зондирования на инъектированном участке после нагнетания смолы в точке 18

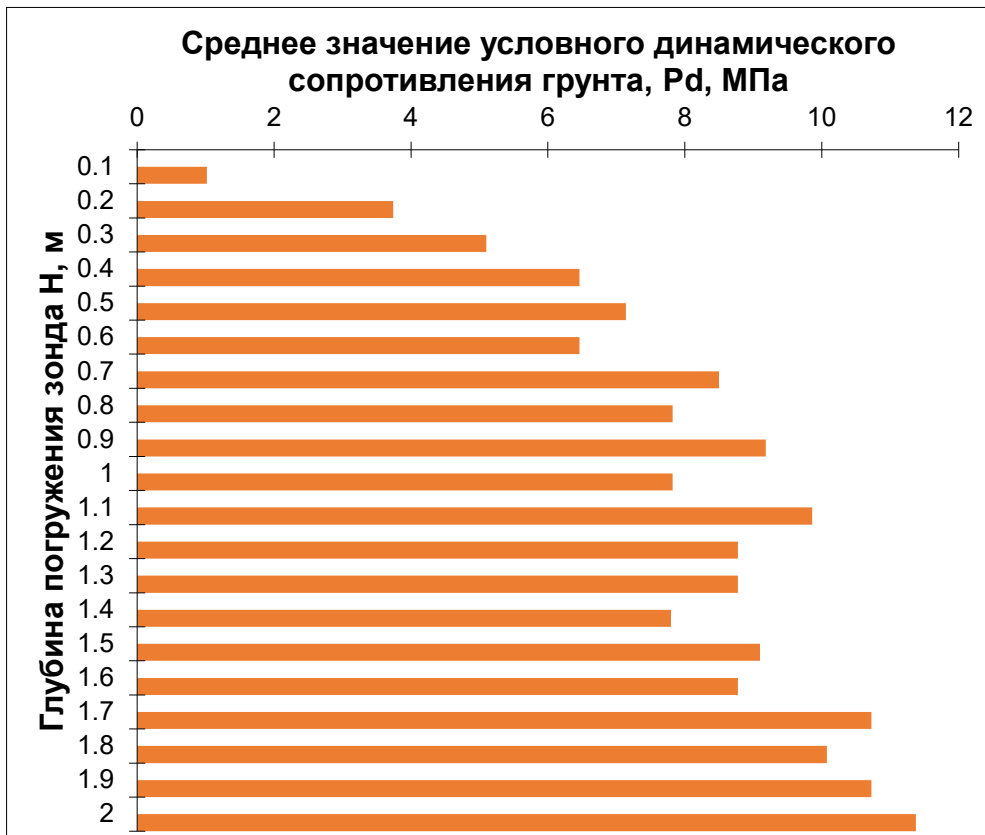


Рисунок 2.32 – Результаты зондирования на инъектированном участке после нагнетания смолы в точке 19

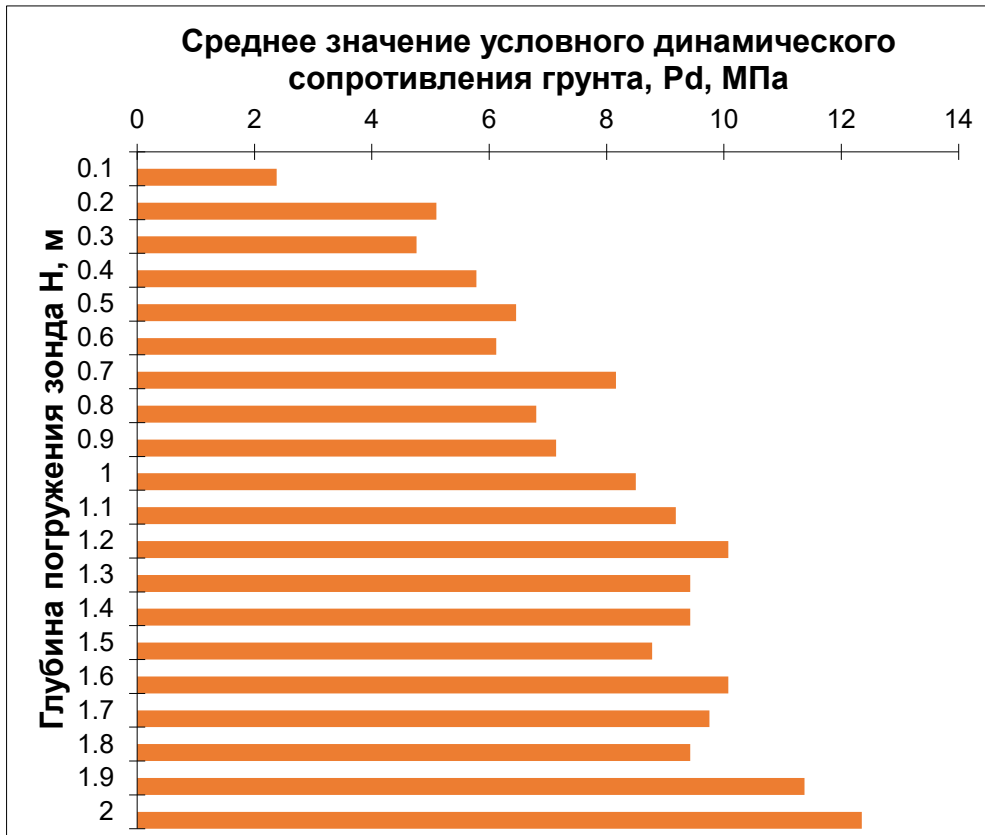


Рисунок 2.33 – Результаты зондирования на инъецированном участке после нагнетания смолы в точке 20

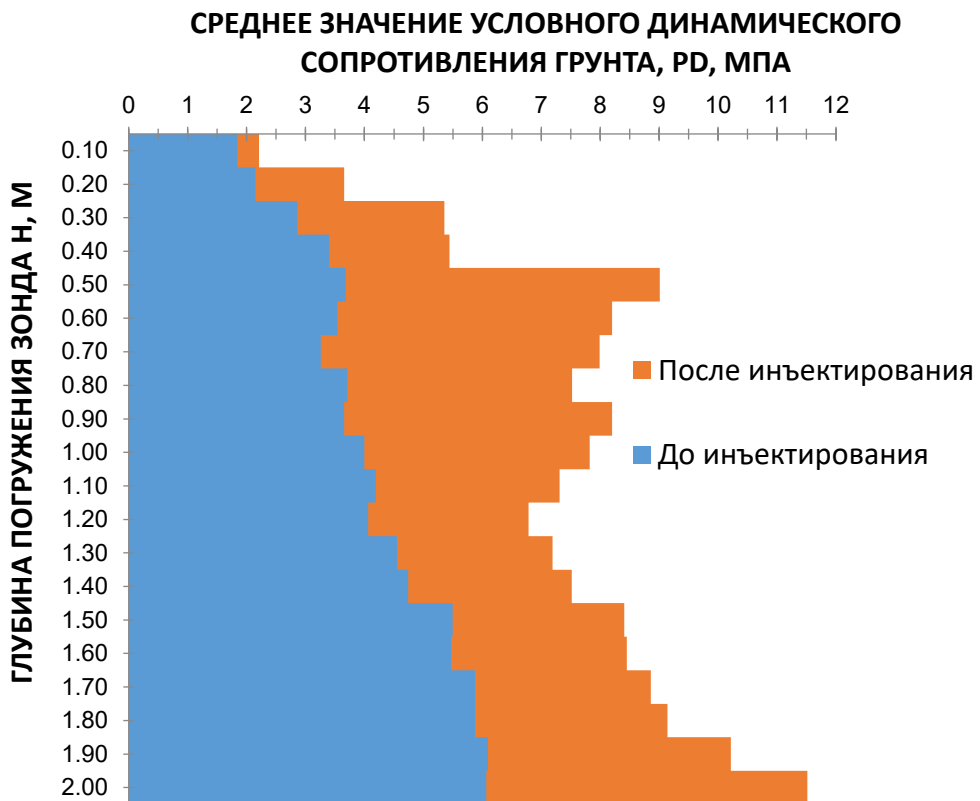


Рисунок 2.34 Среднее значение динамического сопротивления всех исследованных точек до и после нагнетания смолы

Сравнение результатов испытаний грунта ударным динамическим зондированием всех исследованных точек до и после нагнетания смолы на глубину до 2 м показывают, что:

1- показатели условного динамического сопротивления песка значительно возросли после нагнетания его смолой (рисунок 2.34). Согласно полученным результатам, среднее динамическое сопротивление насыпного песка до инъектирования варьировалось от 1,8 до 6 МПа по глубине до 2 м, что свидетельствует о том, что в основном песок имел плотность сложения от рыхлого до среднеплотного. Однако, после инъектирования его смолой песок имеет плотное сложение со средним увеличением динамического сопротивления на 81%.

2- Согласно результатам динамического зондирования до и после инъектирования смолы, зафиксировано значение радиуса эффективного закрепления грунта, составившего 1,8 м, в пределах которого влияние инъектированного композита от точки нагнетания отчётливо заметно.

2.6.2 Процесс откопки инъектированного грунта и определение геометрических параметров нагнетания

Процесс откопки инъектированного грунта был осуществлён для определения геометрических параметров и формы распространения смолы в песчаном массиве и для проведения испытания грунтов штампом.

Четверть бетонной плиты как контрольного, так и инъектированного участка после инъектирования смолы была вскрыта с помощью станка с алмазным диском, чтобы выполнить откопку. Процесс откопки проводился вручную, чтобы, во-первых, избежать каких-либо нарушений грунта, которые могли бы повлиять на результаты штампового испытания, и, во-вторых, правильно определить геометрические параметры инъектированной смолы.

Процесс откопки был разделен на три этапа в зависимости от выбранной глубины штампового испытания на обоих участках. На первом этапе проводилась выемка грунта до глубины 0,4 м, где было решено провести верхнее штамповое испытание, на втором этапе – на глубину 1,7 м, где планировалось провести

глубокое штамповое испытание, и последняя отметка была определена как 2 м, так как далее этой глубины нагнетания не производилось. Указанные отметки для проведения штамповых испытаний были выбраны на основе сравнения результатов зондирования перед нагнетанием смолы на обоих участках, для обеспечения максимальной последовательности свойств испытываемого песчаного слоя на обоих участках. Процесс откопки проводился на всех участках после выполнения очередного штампового испытания на достаточную глубину и на достаточном расстоянии, чтобы предотвратить наложение результатов штамповых испытаний на разных глубинах.

Во время второй стадии процесса откопки на контрольном участке было замечено, что уровень грунтовых вод расположен на глубине 1,4 м, как показано на рисунке 2.35.



Рисунок 2.35 – Фиксация уровня грунтовых вод на глубине 1,4 м

2.6.3 Проникновение смолы в грунт основания

Несмотря на то, что распространение нагнетаемой смолы имеет переменный характер в зависимости от типа грунта, количества смолы и химической реакции ее компонентов, может образовываться смола различной плотности в зависимости от степени расширения вспениваемой смолы в грунте. Однако нагнетаемая смола распространялась в массиве песчаного грунта, образуя сплошные стенки вспененных затвердевших пластин по всей инъектируемой глубине, со всех сторон охватывающие инъектированный песок, и соединяющиеся друг с другом по краям в интервале расстояний около 30–50 см. Средняя толщина пластин составляет 1–2 см. Таким образом, уплотненный песок и пластины смолы образуют единую гомогенную среду. Формы распространения пластин смолы в массиве инъектированного песка показаны на рисунках 2.36–2.37.



Рисунок 2.36 – Различные формы распространения смолы в массиве закреплённого грунта на глубине (0,4 m)



Рисунок 2.377 – Различные формы распространения затвердевшей смолы в массиве закреплённого грунта по глубине на глубине (1,1 m)

2.6.4 Расход смолы

Количество инъецированной смолы, израсходованное за весь эксперимент, составило около 200 литров. Количество потери смолы, которая вытекала из плиты в силу наличия отверстий в ней, сделанных для проведения динамического зондирования, составило примерно 20 литров, то есть чистое количество смолы, инъецированной в массив грунта составило около 180 литров, что составляет 1% от всего объема инъецированного грунта. В процессе нагнетания количество инъецированной смолы регистрировалось в каждой точке нагнетания на двух стадиях.

1- Первым этапом является расход необходимый для процесса закрепления грунта, пока не произойдет и не будет зафиксирован первоначальный подъем.

2- Вторым этапом представляет собой объём смолы, необходимый для подъема бетонной плиты, что следует непосредственно за процессом закрепления грунта основания.

Расход смолы, необходимый для закрепления грунта, был зафиксирован в объёме примерно 123 литра, и 57 литров было затрачено на подъем бетонной плиты до заданного проектом уровня. Таким образом, можно сделать вывод, что количество смолы, необходимое для закрепления исследуемого грунта превышает (почти вдвое) количество, необходимое для процесса подъема плиты до заданного уровня 1 см. В таблице 2.1 показан расход смолы, необходимый для закрепления грунта и подъема плиты отдельно в каждой точке нагнетания.

Таблица 2.1 – Расход смолы в каждой точке нагнетания согласно данным, полученным во время проведения инъецирования в полевых условиях

Точка инъецирования	Объём, необходимый для закрепления грунта, (литров)	Объём, необходимый для поднятия плиты, (литров)	Потеря, (литров)
Точка 1	22	9	3
Точка 2	19	7	2
Точка 3	37	17	7
Точка 4	17	13	3
Точка 5	28	11	5
Всего	123	57	20

2.7 Штамповое испытание

Штамповые испытания были выполнены на разных отметках как контрольного, так и инъецированного участка после инъецирования, чтобы определить степень изменения несущей способности и модуля деформации на разных глубинах обработанного массива грунта основания.

Были рассмотрены различные критерии для обеспечения точности результатов штамповых испытаний, такие как эффективная глубина штампа, отметка уровня грунтовых вод и результаты динамического зондирования на обоих испытательных площадках до нагнетания композита.

На каждом участке испытание проводилось на двух отметках по глубине. Зоны и фактические глубины штамповых испытаний грунта на каждом участке показаны в таблице 2.2. Выбор глубин и точек исследования осуществлялся на основе результатов динамического зондирования, по которым видны наиболее совпадающие по характеристикам слои на обоих участках по заданной глубине 30–50 см перед процессом инъецирования. Предложенные отметки для проведения штамповых испытаний составляли 0,4 и 1,7 м на каждом участке. Испытание проводилось сначала на глубине 0,4 м на контрольной участке. Во время второй стадии процесса откопки для проведения более глубокого штампового испытания на контрольном участке уровень грунтовых вод был вскрыт на глубине 1,4 м. В связи с этим были выбраны фактические отметки 1,1 и 1,2 м в полевых условиях для проведения нижнего штампового испытания на контрольном и инъецированном участке после инъецирования соответственно. Фактические локации штамповых испытаний на каждом участке показаны на рисунке 2.3.

Таблица 2.2 – Места и отметки по глубине проведённых штамповых испытаний

Зона испытания	№ испытания	Глубина от УДП, м
Без инъецирования (контрольный участок)	1	0,4
	2	1,2
После инъецирования (инъецированный участок)	3	0,4
	4	1,1

2.7.1 Конфигурация испытания:

Все испытания проводились согласно методики ГОСТ 20276-2012 [199].

В состав установки для испытания входят следующие компоненты: (Рисунок 2.38):

- Штмп (1);
- Домкрат (2) с ручным насосом с манометром (4);
- Реперная система для измерения осадки штампа (3);
- Пригруз (6) со стержневым упором (5), передающий нагрузку через домкрат на штмп.

на штмп.

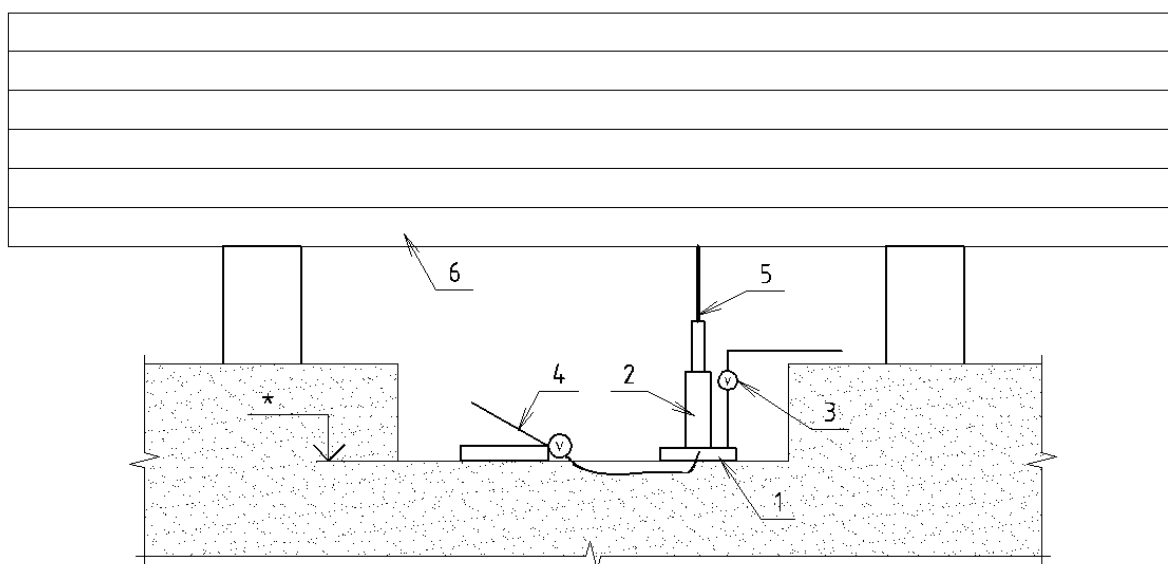


Рисунок 2.38 – Схема выполнения испытаний грунтов штампом

В ходе данных испытаний применен жесткий штмп с круглой подошвой типа III по п.5.2.3. ГОСТ [199]. Площадь штампа 600 см^2 , диаметр 276 мм. Выбор штампа данного типа обусловлен необходимостью испытания грунта между включениями пены после инъектирования, а также возможностью обеспечения необходимого пригруза для испытания грунта до полного исчерпания несущей способности. Для создания нагрузки использован алюминиевый домкрат ДГА150П100 с ходом поршня 100 мм и максимальной нагрузкой 150 тс. Для создания давления и его поддержания в системе использован ручной гидравлический насос НРГ-7035. Для контроля давления масла в системе использован манометр цифровой ДМ5002М. Для определения нагрузки,

создаваемой на штамп, по измеряемому давлению масла в системе перед проведением испытаний произведена тарировка системы. Тарировка выполнена на прессе ПСУ-50А в лаборатории НИЛ «Политех-СКиМ-Тест» ФГАОУ ВО СПбПУ Петра Великого, чему соответствует наличествующая фотофиксация процесса тарировки. Тарировочная зависимость приведена в Приложении 2. В качестве пригруза использован штабель из шести железобетонных аэродромных плит ПАГ-14 общим весом 25,2 тс.

В реперной системе для фиксации перемещений (осадки) штампа использованы три прогибомера типа 6-ПАО (Приложение 3). Реперная система устанавливалась на бетонные плиты покрытия за пределами шурфа. Крепление прогибомеров к штампу производилось в трех равноудаленных точках друг от друга по окружности штампа стальной проволокой диаметром (\varnothing) 0,4 мм. Использование контрольного прогибомера (по п. 5.2.6 ГОСТ [199]) для учета температурных деформаций проволоки не требовалось, так как длина проволоки не превышала 1,0 м, а перепад температуры воздуха во время каждого из испытаний не превышал 4°C. Таким образом температурная погрешность измерений не превышает допустимую погрешность 0,1 мм, установленную в п.5.2.6. ГОСТ [199]. Контроль температуры воздуха осуществлен в процессе испытаний при помощи термогигрометра ТКА-ПКМ. За время условной стабилизации принято (0,5 ч), таким образом время выдержки на ступенях при испытании составляло от 0,5 ч (в начальном периоде нагружения) до 6 ч.

На каждом участке штампа нагружение проводилось **в три стадии**:

Стадия 1. Нагружение согласно требованиям ГОСТ [199] ступенями давления 0,5 кг/см² (принято по таблице 5.2 одинаковым для всех испытаний) до условной стабилизации осадки на каждой ступени ($t = 0,5$ ч). Максимальная нагрузка данной стадии 5 кг/см². Результаты испытаний используются для определения модуля деформации E и построения графика «давление – осадка».

Стадия 2. Нагружение удвоенным значением ступени давлением 1 кг/см² до максимальной нагрузки 20 кг/см² с ожиданием условной стабилизации по тре-

бованиям ГОСТ [199]. Результаты используются только для построения графика «давление – осадка».

Стадия 3. В случае отсутствия потери несущей способности грунта на стадии №2 дальнейшее нагружение ведется до потери несущей способности грунта ступенями давлением по 1 кг/см² без выжидания условной стабилизации осадки. Результаты используются только для определения предельного давления на грунт.

За потерю несущей способности грунта приняты следующие признаки:

- Прирост осадки штампа без увеличения максимально достигнутого давления на ступени на величину 10 мм и более.

- Резкое падение давления в системе и отсутствие возможности достигнуть максимального значения нагрузки, приложенной на ступени (после падения давления).

- Дополнительным событием, фиксируемым после потери несущей способности, является выпор грунта вокруг штампа с образованием радиальных трещин в грунте. Данный признак не рассматривался как критерий исчерпания несущей способности, так как трещины в грунте появлялись до наступления предельного состояния при суммарных осадках штампа около 20 мм и более.

Процесс испытания грунтов штампом на каждом участке в разных глубинах показаны на рисунках 2.39–2.40



Рисунок 2.39 – Испытания грунтов штампом №1 и №2 на контрольном участке на глубине 0,4 и 1,1 м соответственно



Рисунок 2.40 – Испытания грунтов штампом №3 и №4 на инъецированном участке на глубине 0,4 м и 1,1 м соответственно

2.7.2 Результаты испытаний грунта штампом

Результатом испытания штампом являются графики зависимости осадки штампа от приложенного давления. Осадка вычисляется как среднее значение по показаниям трех прогибомеров. Давление от веса оборудования включено в первую ступень нагружения. Результаты графиков сравнения нагрузка-осадка на каждой исследуемой глубине как на контрольном, так и на инъецированном участке после процесса нагнетания показаны на рисунках 2.41, 2.42.

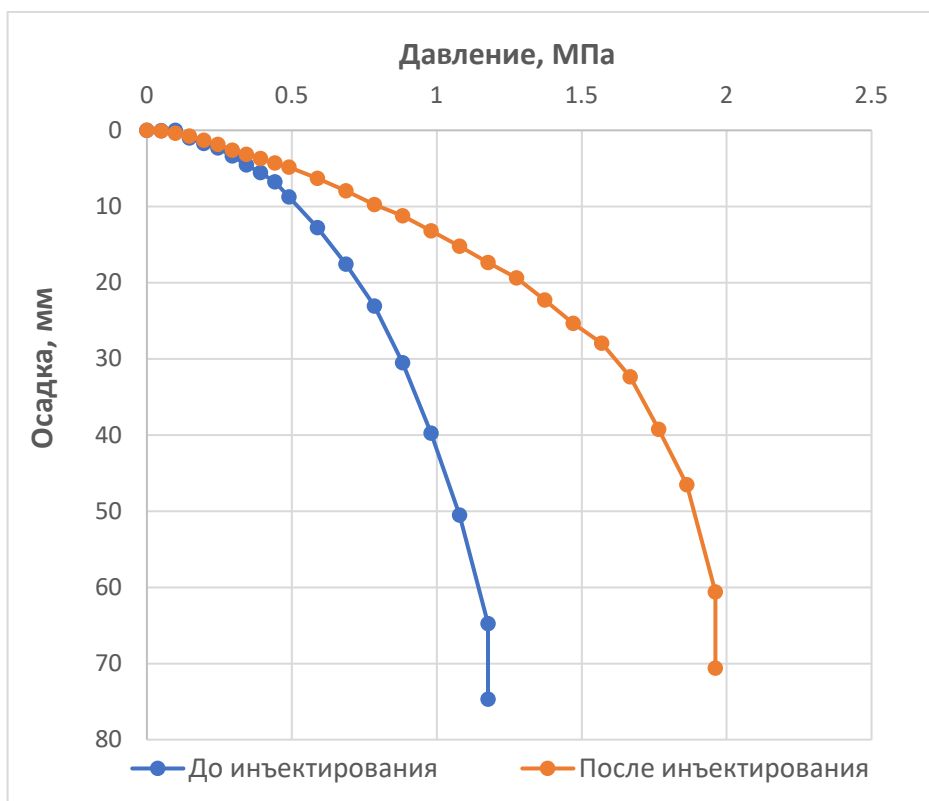


Рисунок 2.41 – Графики зависимости осадки от давления на глубине 0,4 м до и после инъецирования

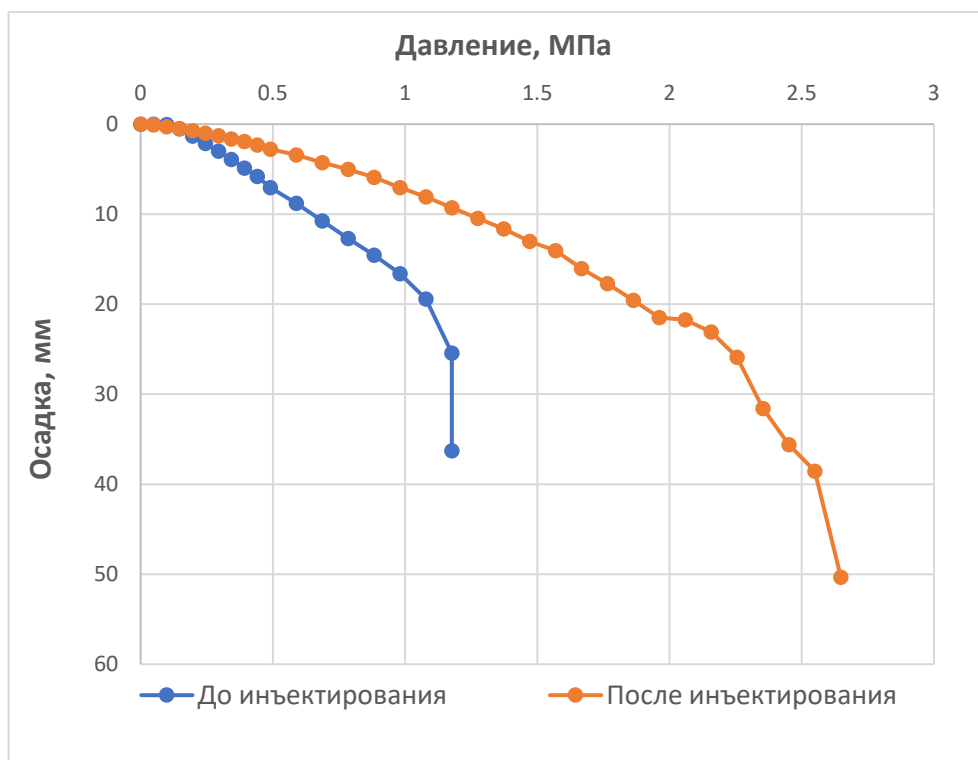


Рисунок 2.42 – Графики зависимости осадки от давления на глубине 1,1 и 1,2 м до и после инъецирования соответственно

Модуль деформации грунта E определен по каждому из испытаний в соответствии с указаниями раздела 5.5 ГОСТ [199]. Модуль деформации вычисляется по формуле (2.1):

$$E = (1 - \nu^2) K_p * K_1 * D (\Delta P / \Delta S) \quad (2.1)$$

где $\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона, принятый для песков; $K_p = 1$, так как испытания выполнены в шурфах; $K_1 = 0,79$ для круглого жесткого штампа; $D = 27,6$ см – диаметр штампа; ΔP – приращение давления штампа, МПа; ΔS – приращение осадки, см.

Вычисление модуля деформации осуществлялось по результатам испытаний в пределах первой стадии нагружения. Значения, полученные на первых трех ступенях нагружения, не учитывались, так как данный участок на графике зависимости «осадка – давление» не является прямолинейным. Далее в расчете (единое условие для всех испытаний) использованы следующие 5 ступеней нагружения, по которым вычислен модуль деформации. Сводная таблица по частным значениям модулей деформации по всем ступеням нагружения приведена в таблице (2.3). Сводные результаты испытаний приведены в таблице 2.4.

Таблица 2.3 – Сводная таблица по частным значениям модулей деформации по всем ступеням нагружения

№ ступени нагружения	Диапазон нагрузок, кг/см ²	Частное значение модуля деформаций <i>E</i> по каждой ступени, МПа по испытаниям №			
		1	2	3	4
1	0,0–0,5	178,3	951,1	124,1	167,8
2	0,5–1,0	25,7	226,5	36,0	44,3
3	1,0–1,5	17,5	20,9	23,6	47,6
4	1,5–2,0	13,3	12,0	17,7	38,6
5	2,0–2,5	15,4	11,3	16,9	36,6
6	2,5–3,0	9,6	12,1	13,6	34,7
7	3,0–3,5	8,4	10,1	17,3	27,4
8	3,5–4,0	9,1	10,0	17,1	32,1
9	4,0–4,5	8,4	11,1	18,3	25,7
10	4,5–5,0	4,8	7,6	16,4	22,1
11	5,0–6,0	4,7	10,9	12,9	29,1
12	6,0–7,0	4,1	10,2	12,1	23,3
13	7,0–8,0	3,6	10,0	12,1	26,6
14	8,0–9,0	2,6	10,4	11,5	20,7
15	9,0–10,0	2,1	9,6	10,0	17,5
16	10,0–11,0	1,8	6,8	9,6	18,8
17	11,0–12,0	1,4	3,3	9,0	16,1
18	12,0–13,0			8,6	16,2
19	13,0–14,0			7,4	16,7
20	14,0–15,0			6,3	13,9
21	15,0–16,0			7,4	13,2
22	16,0–17,0			4,0	12,6
23	17,0–18,0			3,0	11,5
24	18,0–19,0			2,7	10,6
25	19,0–20,0			1,4	9,9
Итоговые значения <i>E</i>, МПа		10,6	11,1	16,4	33,6

- Серым цветом выделен диапазон, по которому произведено определение модуля деформации.

Таблица 2.4 – Сводные результаты испытаний

Зона испытания	№ испытания	Глубина от УДП, м	Модуль деформации, МПа	Предельная критическая нагрузка, МПа
Без инъектирования (контрольный участок)	1	0,4	10,6	1,18
	2	1,2	11,1	1,18
После инъектирования (инъектированный участок)	3	0,4	16,4	1,96
	4	1,1	33,6	2,65

Сравнение результатов штамповых испытаний до и после нагнетания вспениваемой смолы в массив песчаного грунта основания на разных глубинах показало следующее:

1- Предельная критическая нагрузка на штамп при испытании инъецированного песка увеличивается на 67% и 125% на исследуемых отметках 0,4 и 1,1 м соответственно.

2- Рассчитанный модуль деформации E закреплённого песка увеличивается на 55% и 203% на исследуемых глубинах 0,4 и 1,1 м соответственно.

3- Сравнение результатов штамповых испытаний на всех исследованных отметках до и после нагнетания смолы соответствует результатам динамического зондирования. Полученные результаты показывают увеличение предельной критической нагрузки на штамп после инъецирования, что свидетельствует о соответствующем увеличении несущей способности инъецированного основания.

2.8 Выводы по главе 2

1- Удалось достичь быстрого подъема опытного фундамента до заранее заданного уровня 1 см с помощью инъецирования грунтов расширяемой полиуретановой смолой в режиме гидроразрыва. **Практически подтверждена** эффективность данной технологии для быстрого подъёма, выравнивания и компенсации осадок фундаментов зданий и сооружений.

2- Удалось достичь изменения несущей способности, модуля деформации и динамического сопротивления песчаного основания после нагнетания в грунтовой массив двухкомпонентной вспениваемой полиуретановой смолы в режиме гидроразрыва, **обнаружено**, что:

- Согласно результатам испытаний грунтов зондированием на инъекционном участке до и после нагнетания смолы на глубину до 2 м, показано, что показатели динамического сопротивления исследуемого песка увеличились после нагнетания вспениваемой смолы. Среднее значение увеличения динамического сопротивления составляет 81%.

- Согласно результатам испытаний грунтов штампом до и после нагнетания смолы, показано, что предельная несущая способность инъецированного песка увеличена на 67% и 125% на исследуемых отметках 0,4 и 1,1 м соответственно. Также Рассчитанный модуль деформации (E) закреплённого песка увеличена на 55% и 203% на исследуемых отметках 0,4 и 1,1 м соответственно.

3- Были **определены** геометрические параметры и формы распространения вспениваемой смолы в массиве песчаных грунтов оснований, **установлено**, что смола распространялась по всей глубине грунтового слоя на расстоянии 30–50 см, образуя сплошные стенки из затвердевших полимерных пластин со средней толщиной 1–2 см, охватывающих инъецируемый песчаный грунт со всех сторон, приводя к его закреплению.

4- В процессе наблюдения за параметрами расхода смолы, зарегистрированными во время инъецирования, **установлено** что:

- Объём расхода смолы, необходимый для подъема опытного фундамента, подвергающегося нагрузке от $1,2 \text{ т/м}^2$ до заданного уровня, и укрепления слоя песка под ней составил 180 литров, что соответствует 1% от общего объема закачанного грунта ($3 * 3 * 2 \text{ м}$) на каждый 10 мм подъема без учета расширения смолы.

- Количество смолы необходимое для укрепления массива грунта под фундаментной плитой составило примерно 123 литра, после чего дополнительные 57 литров смолы нагнетались уже для обеспечения подъема самой плиты. Таким образом, **выявлено**, что количество смолы, необходимое для укрепления массива исследованного грунта, более чем в два раза превышает количество, необходимое для реализации подъема самой плиты до уровня 1 см.

5- Согласно результатам динамического зондирования до и после инъецирования смолы, радиус эффективного закрепления грунта составил 1,8 м, в пределах которого влияние инъецированного композита четко заметно и эффективный интервал глубины нагнетания смолы составил 1 м.

ГЛАВА 3. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ

3.1 Цели лабораторных испытаний

Основные результаты лабораторных испытаний были опубликованы соискателем в работах [200,201].

Для разработки нового метода расчета, конструирования и устройства грунтовых оснований, укрепленных расширяемой смолой, необходимо проведение следующих испытаний:

1. Определение фактической плотности смолы, образующуюся в массиве инъецированного грунта после процесса инъецирования.

2. Определение механических свойств и напряженно-деформированного состояния смолы с различными показателями плотности, формируемыми в соответствии с характером её объемного расширения, контролируемого количеством инъецируемой смолы.

3. Определение соотношения прочности и плотности вспенивающейся полиуретановой смолы в соответствии со степенью ее объемного расширения в массиве укрепленных грунтов оснований.

4. Определение механических свойств и напряженно-деформированного состояния исследуемого песка предварительно его инъецированию вспениваемой смолой при помощи испытания на трехосное сжатие, установив тем самым параметры его прочности.

3.2 Общее описание лабораторных испытаний

Для выполнения поставленных целей эксперимента было проведено лабораторное испытание. Эксперимент был в основном разделен на три этапа:

1. Подготовка образцов и определение фактической плотности нагнетаемой смолы, образующейся в массиве исследуемого грунта после процесса нагнетания в полевых условиях.

2. Подготовка образцов смолы различной плотности на основе ее массы с учетом ее объемного расширения в массиве инъектируемых грунтов оснований; определение механических свойств и напряженно-деформированного состояния образцов смолы с помощью испытания на одноосное сжатие, что позволило выявить зависимость между прочностными характеристиками и плотностью смолы, полученной в соответствии со степенью ее объемного расширения в массиве укрепленных грунтов оснований.

3. Подготовка и испытание образцов грунта перед его инъектированием вспениваемой расширяющейся смолой с помощью испытания на трехосное сжатие для получения механических свойств исследуемого песка, и определения тем самым его прочностных параметров.

3.3 Лабораторные исследования смолы.

3.3.1 Определение плотности нагнетаемой смолы, инъектированной в массив исследуемого грунта основания

Плотность смолы, образующейся в массиве грунта, является наиболее значимым фактором, влияющим на её механические свойства, и определяющим тем самым необходимую степень укрепления грунта.

Плотность инъектируемой смолы зависит, главным образом, от количества смешиваемых компонентов при их объединении в объемно установленных пропорциях. Результирующая плотность смолы, образующейся в массиве грунта непредсказуемая, так как давление инъектирования, температуры смешивания компонентов и тип инъектируемого грунта являются другими факторами, играющими роль в распространении смолы в грунт. Таким образом, фактическая плотность смолы, образующейся в грунтовом массиве, не может быть точно спрогнозирована без проведения лабораторных испытаний смолы.

В ходе полевых испытаний четыре образца смолы были извлечены из различных мест инъектированного грунтового участка для определения средней плотности материала, образующейся после процесса инъектирования, как показано на рисунке 3.1.



Рисунок 3.1 – Образцы смолы извлеченные из инъецированного участка после процесса нагнетания в полевых условиях

Из каждого извлеченного объема смолы вырезались пять кубических образцов со средними размерами 3*3 см и в соответствии с фактической толщиной слоя смолы. Кроме того, было подготовлено пять дополнительных образцов со средними размерами 6*6 см. Каждый образец был соответствующим образом подготовлен, и тонкий слой грунта, непосредственно вошедший в контакт со смолой, был тщательно удален. Плотность каждого образца смолы определяли по методике п.2 ГОСТ 15139-69 [202]. Таблица 3.1 показывает измеренные плотности каждого испытанного образца и среднюю плотность смолы, образующейся в массиве грунта.

Было установлено, что средняя плотность инъецированной смолы, образующейся в массиве исследуемого грунта, составляет 0,184 г/см³.

Плотность смолы в жидком состоянии составляет 1,1 г/см³. Сравнение плотности смолы в её жидком состоянии с плотностью этого же материала, образующейся в массиве исследуемого песка после процесса нагнетания при проведении полевого эксперимента, подтверждает, что смола подверглась расширению в шесть раз по сравнению с её исходным объемом.

В соответствии с расходом смолы, определяемым в процессе инъецирования (см. параграф 2.6.4), было установлено, что объем смолы, необходимый для укрепления грунта, составляет 4% от общего объема инъецируемого грунта, в то время как 2% объема требовалось для поднятия фундаментной плиты до заданного уровня (1 см).

Таблица 3.1 – Измеренные параметры плотности каждого отдельного образца и общая средняя плотность смолы, образующейся в массиве грунта

Образец, №	Вес, г	Объём, см³	Плотность, г/см³
1	2,700	14,848	0,182
2	3,273	18,00	0,182
3	3,053	16,240	0,188
4	3,526	20,460	0,172
5	3,437	18,750	0,183
6	3,706	19,200	0,193
7	3,516	19,008	0,185
8	2,394	12,600	0,190
9	2,975	16,074	0,185
10	1,938	9,800	0,198
11	2,836	15,552	0,182
12	3,058	17,670	0,173
13	2,520	13,950	0,181
14	3,194	18,254	0,175
15	4,869	25,725	0,189
16	3,563	18,240	0,195
17	2,227	12,250	0,182
18	2,108	11,712	0,180
19	2,990	16,660	0,179
20	4,095	22,050	0,186
21	11,445	60,512	0,189
22	14,137	75,516	0,187
23	11,253	59,532	0,189
24	14,101	75,579	0,187
25	9,100	52,223	0,174
Средняя плотность результирующего материала			0,184

3.3.2 Определение механических параметров образцов смолы различной плотности на основе объёмного расширения смолы.

3.3.2.1. Подготовка образцов для нужд данного испытания

Для моделирования образцов смолы различной плотности в лабораторных условиях были использованы семь ПВХ-трубок со специальным клапаном. Клапаны были предварительно приварены к каждой трубке, чтобы предотвратить их переполнение смолой во время процесса инъектирования, как показано на рисунке 3.2. Размеры используемых трубок одинаковы, что видно из таблицы 3.2.

Таблица 3.2 – Размеры трубок, используемых в эксперименте

Длина трубки	900 мм
Внутренний диаметр трубки	42 мм
Объем трубки	1246898,124 мм ³



Рисунок 3.2 – Процесс инъектирования во время проведения лабораторных испытаний

В каждую трубку вводили смолу с помощью специального инжектора (инъекционного пистолета) в соответствии с соотношением смешивания компонентов А и Б, соответственно, (2:1). Для обеспечения подачи смолы в трубки постороннее внешнее давление не использовалось. То есть процесс нагнетания осуществлялся посредством давления, возникавшего в результате химической реакции при расширении композитных компонентов, которое является естественным свойством применяемого материала.

Смола вводилась в каждую трубку в соответствии с последовательным уменьшением веса компонентов, что приводило к образованию образцов различной плотности, занимавших полный фиксированный объем трубки за счет объемного расширения вещества.

Следует также отметить, что после инъектирования смола в трубках находилась до окончания процесса затвердевания, что позволяло вспениваемой смоле набрать свои максимальные механические свойства. Далее каждая трубка разрезалась на пять цилиндрических образцов приблизительно фиксированного размера 4,25*10 см.

Коэффициенты расширения смолы и массы смешивания ее компонентов приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Коэффициенты расширения смолы и массы смешивания компонентов

Расширение смолы в трубке фиксированного объема	Количество образцов	Общее количество использованной смолы, г	Количество компонента смолы А, г	Количество компонента смолы Б, г	Время реакции, сек
3	5	416	277	139	4
4	5	312	208	104	4
6	5	208	139	69	5
8	5	156	104	52	6
10	5	125	83	42	8
12.5	3	100	67	33	12
15	5	84	56	28	29
Общее количество использованных компонентов			934	467	

Было обнаружено, что время реакции инъектируемой смолы увеличивается прямо пропорционально весу используемых компонентов; однако эта зависимость является нелинейной, как показано на рисунке 3.3.

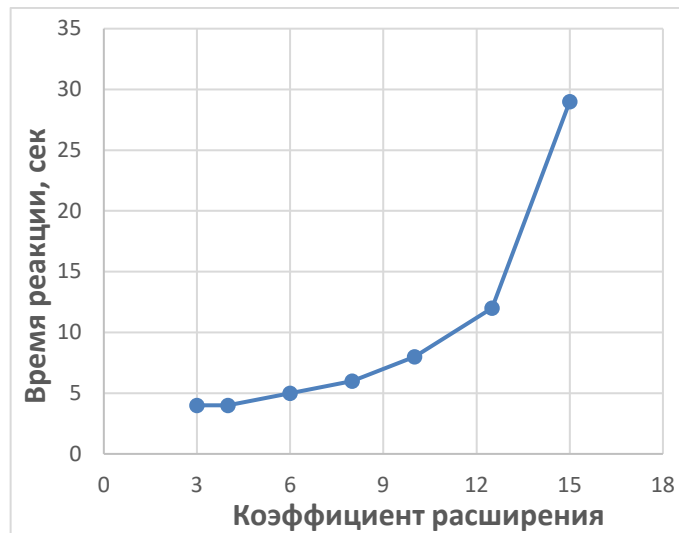


Рисунок 3.3 – Зависимость между временем реакции и объемным расширением смолы

Также выявлено, что объемное расширение инъецируемой смолы уменьшается прямо пропорционально её весу; однако эта зависимость также является нелинейной, как показано на рисунке 3.4.

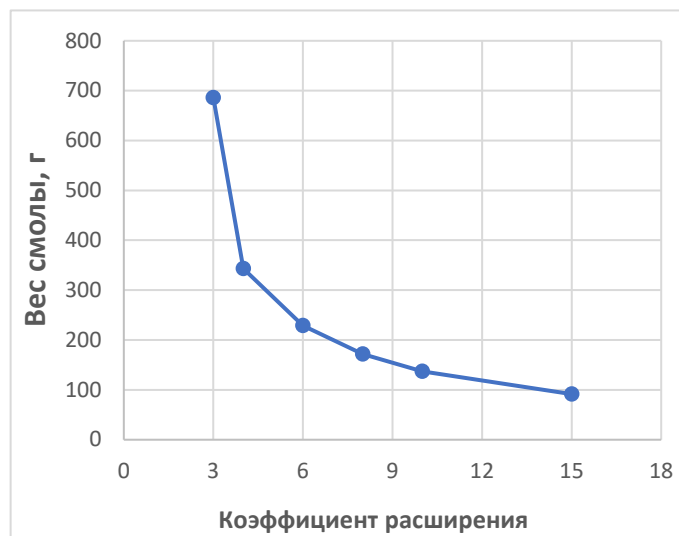


Рисунок 3.4 – Соотношение между коэффициентом объемного расширения и массой смолы

3.3.2.2. Определение плотности полученных образцов

Плотность смолы в жидком состоянии равна $1,1 \text{ г/см}^3$. Однако плотность смолы изменяется в силу свойств её расширения, и количество используемой смолы играет определенную роль в её результирующей плотности. Для одного и того же объема инъецирование различного количества смолы приводит к образованию различных плотностей по сравнению с ее первоначальной плотностью в жидком состоянии, как объяснено в параграфе 3.3.2.1.

После подготовки, полученные 33 образцов были разделены на семь групп в соответствии с величинами их плотности, полученными из объёмов расширения, как показано на рисунке 3.5.



Рисунок 3.5 – Подготовленные образцы смолы различной плотности

Фактическая плотность каждого полученного образца определена по методике, приведённой в п.2 ГОСТ 15139-69 [202]. Процесс измерения веса каждого образца показан на рисунке 3.6. Средняя плотность была рассчитана для каждого коэффициента расширения, как показано в таблице 3.4.



Рисунок 3.6 – Процесс измерения веса каждого полученного образца

Таблица 3.4 – Полученные величины средней плотности смолы и коэффициенты расширения

Коэффициент расширения смолы в трубке фиксированного объёма	Плотность смолы, г/см ³
3	0,349
4	0,255
6	0,184
8	0,128
10	0,088
12,5	0,066
15	0,056

3.3.2.3. Исследование образцов с помощью испытания на одноосное сжатие

На этом этапе образцы были исследованы с помощью испытания на одноосное сжатие, как показано на рисунке 3.7 с целью определения механических свойств смолы для каждой полученной плотности. Испытание проводилось в лабораторных условиях по методу установленной деформации ГОСТ 4651-2014 [203].

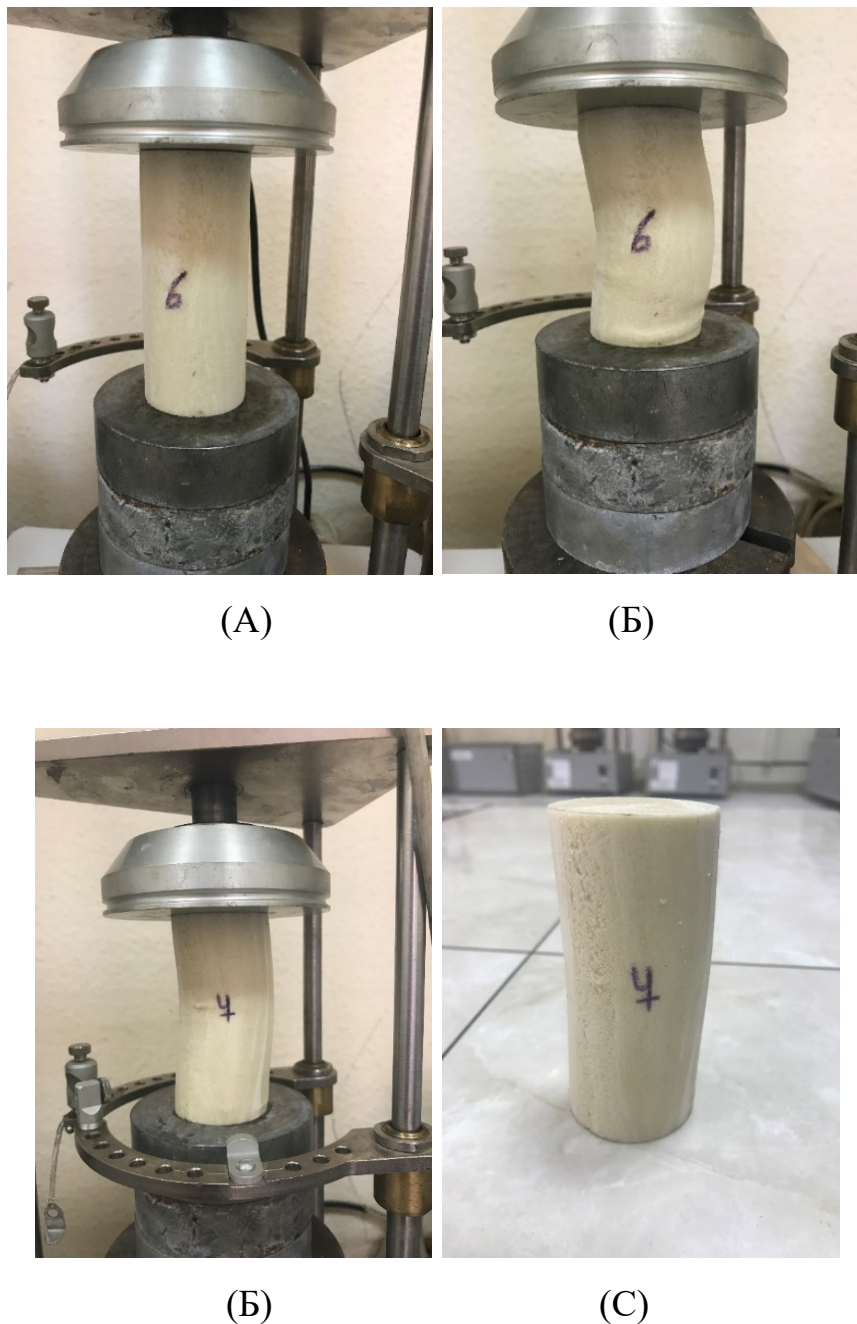


Рисунок 3.7 – Испытание образца на одноосное сжатие. (А) образец смолы во время проведения испытания, (Б) образец смолы по достижении 4% деформации. (С) образец после завершения испытания

3.3.2.4. Результаты лабораторных испытаний образцов смолы и их интерпретация

Диаграммы напряженно-деформированного состояния для каждого полученного образца в соответствии с их коэффициентами расширения представлены на рисунках 3.8–3.14.

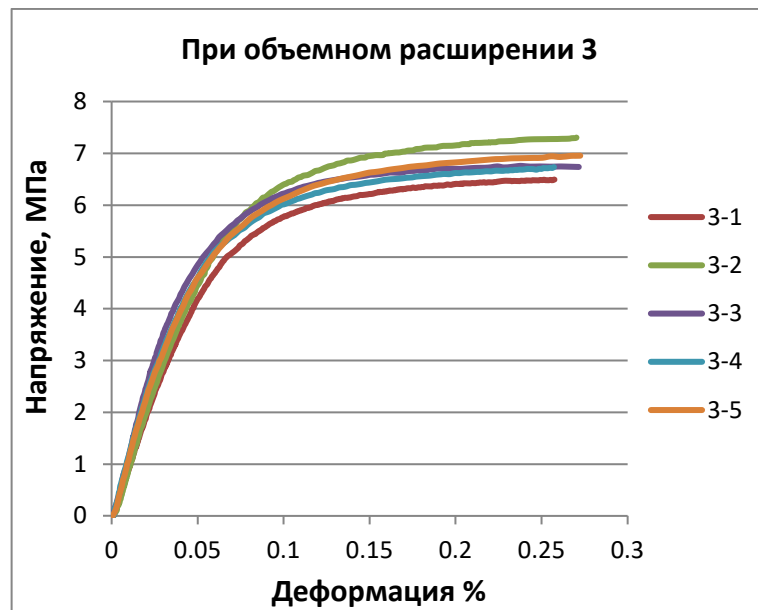


Рисунок 3.8 – Напряженно-деформированное состояние при коэффициенте объемного расширения 3

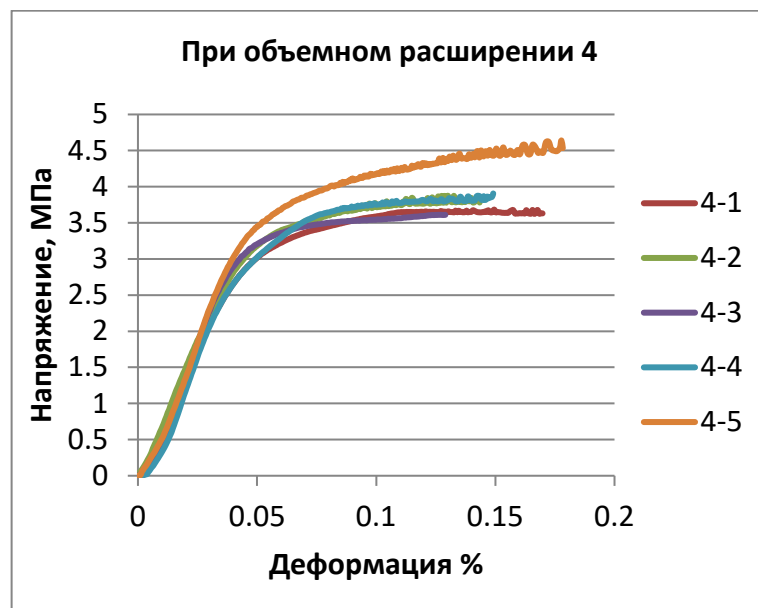


Рисунок 3.9 – Напряженно-деформированное состояние при коэффициенте объемного расширения 4

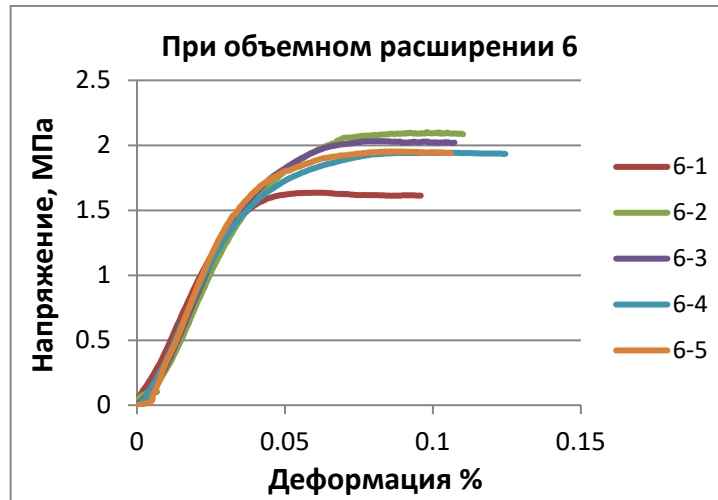


Рисунок 3.10 – Напряженно-деформированное состояние при коэффициенте объемного расширения 6

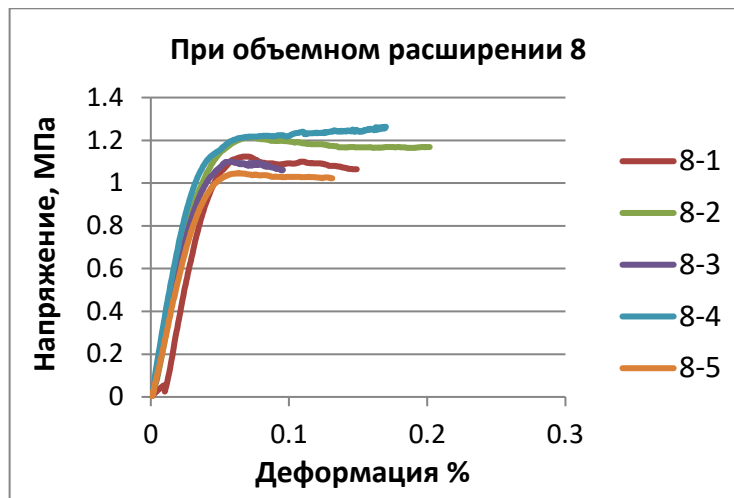


Рисунок 3.11 – Напряженно-деформированное состояние при коэффициенте объемного расширения 8

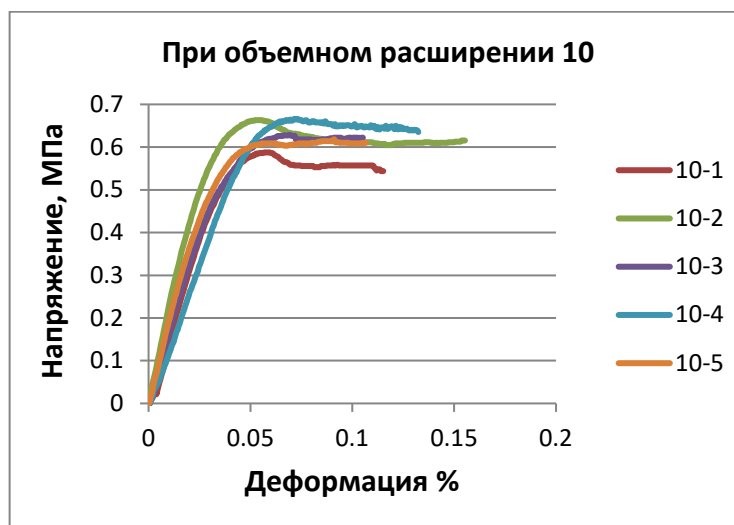


Рисунок 3.12 – Напряженно-деформированное состояние при коэффициенте объемного расширения 10

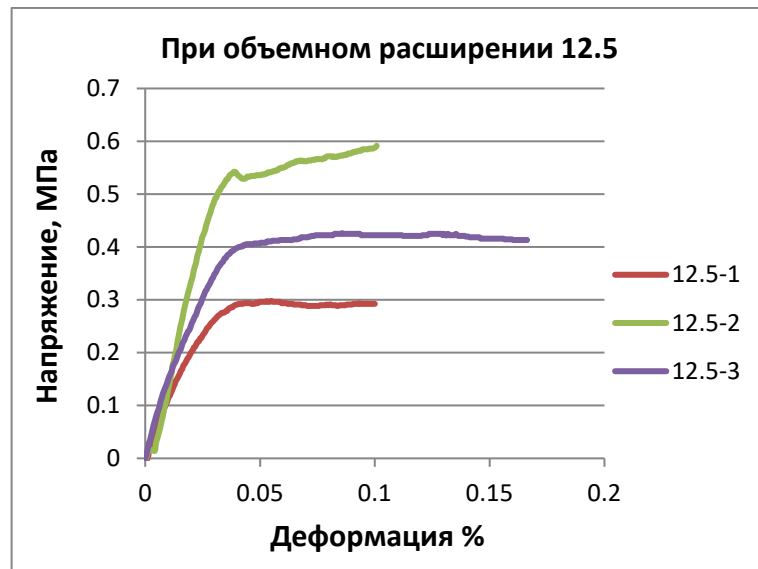


Рисунок 3.13 – Напряженно-деформированное состояние при коэффициенте объемного расширения 12.5

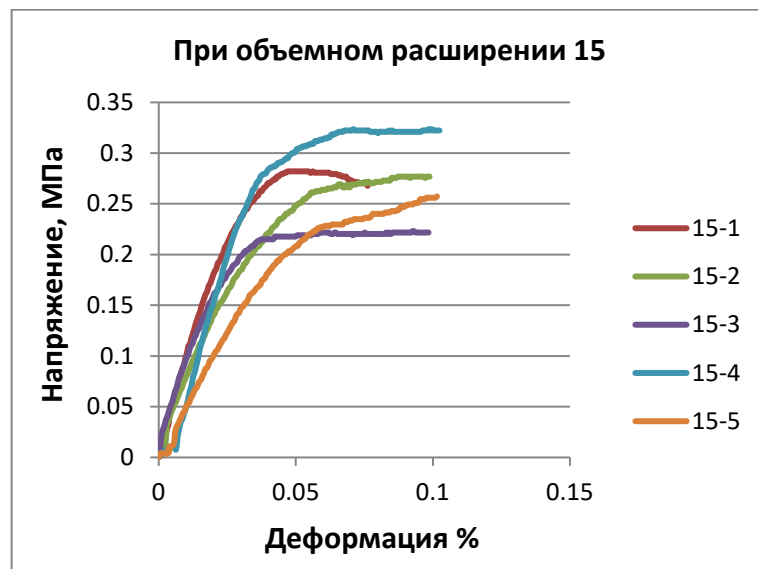


Рисунок 3.14 – Напряженно-деформированное состояние при коэффициенте объемного расширения 15

При интерпретации результатов были определены предельная прочность, предел текучести и модули упругости для каждого образца.

Модуль упругости был рассчитан при деформации равной 50% деформации на упругом участке деформационной кривой (предел текучести) каждого образца с использованием следующей формулы:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.1)$$

где E – модуль упругости; σ – напряжение равное 50% предела текучести; ε – деформация равная 50% деформации текучести.

Деформация текучести исследованных образцов в основном варьировалась между 4%- 4,5% в зависимости от плотности испытанного образца, за исключением трехкратной степени расширения, где деформация текучести составляла 6%.

Полученные значения модуля упругости были для каждого образца подтверждены путем вычисления регрессии между двумя точками на линейной части напряженно-деформированного состояния.

Средние значения предельной прочности, предела текучести и модуля упругости смолы были получены для каждого коэффициента объемного расширения, как показано в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Средняя предельная прочность, предел текучести и модуль упругости в зависимости от их коэффициента объемного расширения

Коэффициент расширения смолы в фиксированном объеме трубки	Плотность смолы, г/см ³	Среднее значение предела текучести, МПа	Среднее значение предельной прочности, МПа	Модуль упругости, МПа
3	0,349	5,145	6,756	104
4	0,255	2,886	3,943	73
6	0,184	1,597	1,933	44
8	0,128	1,020	1,150	30
10	0,088	0,558	0,636	18
12,5	0,066	0,407	0,447	14
15	0,056	0,236	0,275	9

Зависимости модуля упругости от плотности, в дополнение к зависимости между плотностью и прочностью на сжатие, показаны на рисунках 3.15, 3.16.

Показанные на рисунках 3.15, 3.16 соотношения наглядно доказывают зависимость механических свойств расширяемой смолы от ее плотности, изменяющейся в зависимости от свойств ее объемного расширения.

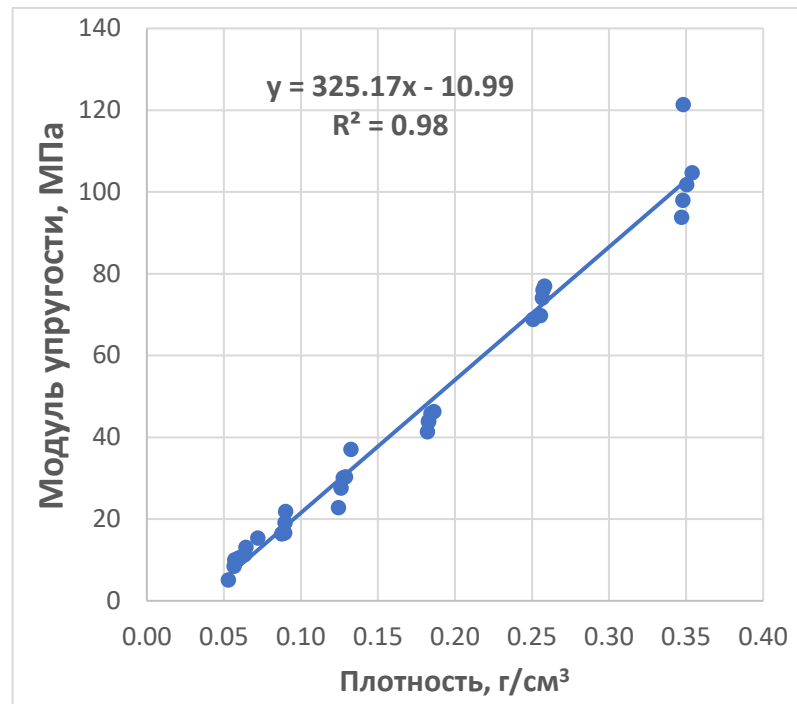


Рисунок 3.15 – Соотношение между плотностью смолы и ее модулем упругости

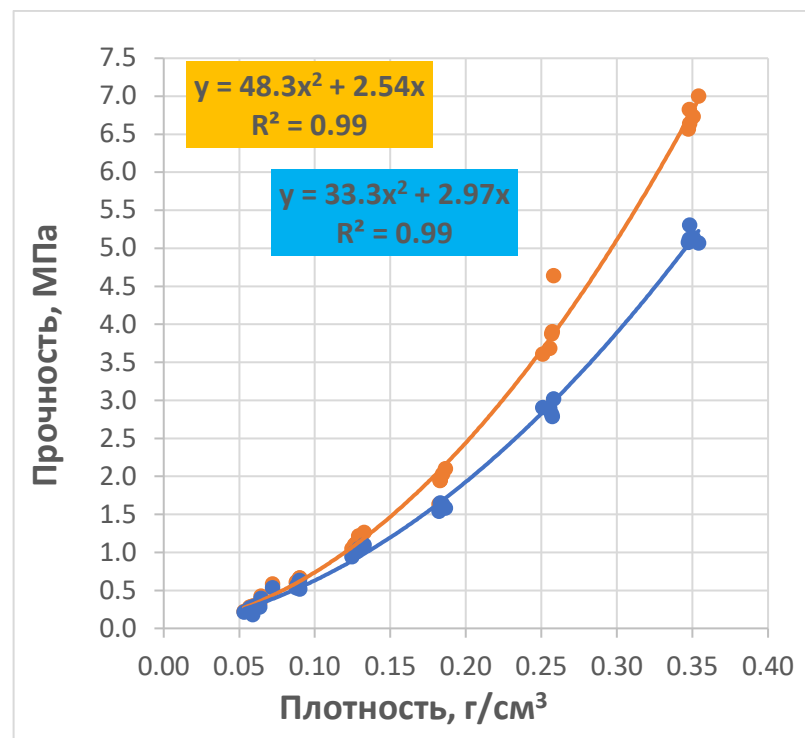


Рисунок 3.16 – Соотношение между плотностью смолы и ее прочностью на сжатие

Полученные результаты показывают, что данная смола может образовывать результирующие композиты с различными показателями плотности, обеспечивающие широкий спектр механических свойств в массиве грунта $E = 5\text{--}121$ МПа, предельной прочности $\sigma = 0,2\text{--}7$ МПа, соответственно, при различных

соотношениях диапазонов расширения в 3–15 раз. Следовательно, расширяемая смола может считаться высокопрочным инъекционным материалом по сравнению с прочими различными инъекционными материалами, используемыми в области укрепления грунтов оснований. Это показывает возможность эффективности данной технологии для контролируемого усиления оснований в соответствии с их состоянием.

Полученные соотношения между плотностью, прочностью и модулем упругости играют существенную роль в теоретическом и практическом применении использованной смолы. В результате этого становится возможным прогнозировать свойства получаемой смолы в соответствии с ее плотностью, формирующейся в массиве грунта основания.

3.4 Лабораторные испытания исследуемого грунта перед его инъектированием вспениваемой расширяющейся смолой

3.4.1 Испытания образцов на трёхосное сжатие

Образцы грунта были отобраны в ходе полевых испытаний с использованием методики отбора проб грунта из скважин. Шесть цилиндрических образцов были подготовлены и подвергнуты испытанию на трёхосное сжатие в стабилометре, в лаборатории компании ООО «Геореконструкция, Санкт-Петербург», по методике ГОСТ 12248-2010 [204] с целью определения механических свойств исследуемого песка перед его инъектированием вспениваемой расширяющейся смолой.

Давление уплотнения, приложенное к образцам грунта, составляет 0,1, 0,2, 0,3 МПа, а ступени повышения давления – от 0,05 до 0,1 и далее каждые 0,1 в соответствии с Таблицей 5.6 указанного ГОСТ [204], поскольку исследуемый грунт представляет собой песок средней плотности.

Предельные главные напряжения для каждого испытанного образца при потере несущей способности приведены в таблице 3.6. Зависимость между

главными напряжениями исследуемых образцов песка при потере несущей способности (разрушении) показана на рисунке 3.17.

Таблица 3.6 – Предельные главные напряжения для каждого испытанного образца при потере несущей способности (разрушении)

Образец, №	Плотность, ρ g/cm ³	Давление в камере, σ_3 МПа	Вертикальное давление, σ_1 МПа
1	1,830	0,0999	0,5185
2	1,810	0,1959	1,0421
3	1,850	0,3033	1,3742
4	1,950	0,1079	0,6145
5	1,970	0,1983	0,9044
6	1,950	0,305	1,3799

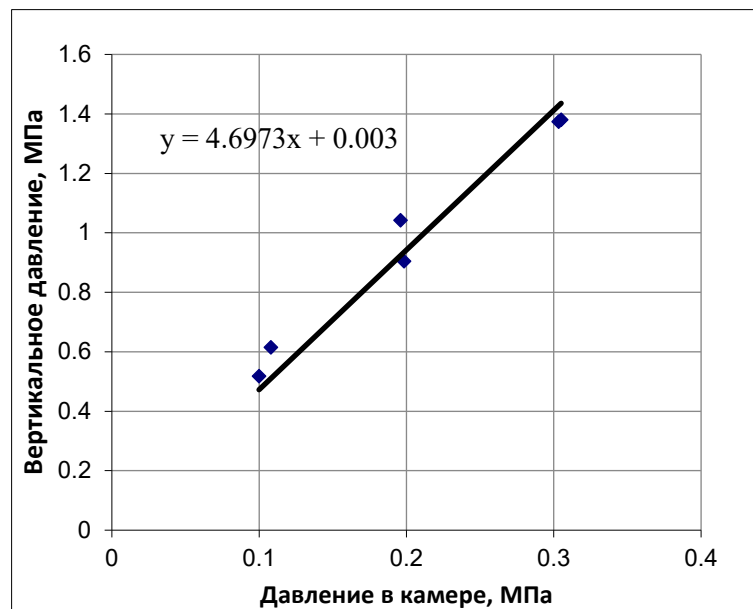


Рисунок 3.17 – Зависимость между главными напряжениями в образцах исследуемого песка при потере несущей способности (разрушении)

3.4.2 Расчёт прочностных характеристик исследуемого грунта

Показатели прочности c , φ определяются по формулам (3.2),(3.3), которые указаны в пункте (5.3.7) ГОСТ [204]:

$$c' = \frac{M}{2\sqrt{N}} \quad (3.2)$$

$$\varphi' = \arctg \frac{N - 1}{2\sqrt{N}} \quad (3.3)$$

где M , N вычисляются по уравнениям (3.4) ,(3.5):

$$N = \frac{n \sum \sigma_1 \sigma_3 - \sum \sigma_1 \sum \sigma_3}{n \sum (\sigma_3)^2 - (\sum \sigma_3)^2} \quad (3.4)$$

$$M = \frac{\sum \sigma_1 \sum (\sigma_3)^2 - \sum \sigma_3 \sum \sigma_1 \sigma_3}{n \sum (\sigma_3)^2 - (\sum \sigma_3)^2} \quad (3.5)$$

где $n=6$, и соответствует количеству испытанных образцов.

Расчётные нормативные величины параметров прочности исследованного грунта c , φ представлены в таблице 3.9.

3.4.3 Расчёт деформационных характеристик исследованного грунта

Значения напряжений и деформаций на линейной части каждого испытания, по которым рассчитывались деформационные свойства исследованного грунта, приведены в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Напряжения и деформации в линейной части каждого из исследованных образцов

σ_3	γ	q	ε_v	ε_{v0}	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\varepsilon_1$	$\Delta\varepsilon_3$
100	0,04286	0,12215	0,01276	0,00638	0,2443	0,0307	0,01216
200	0,02978	0,20955	0,0328	0,02186	0,4191	0,0235	0,00628
300	0,02262	0,27445	0,03	0,02	0,5489	0,018413333	0,004206667
100	0,04651	0,1481	0,00911	0	0,2962	0,034043333	0,012466667
200	0,0305	0,197	0,0291	0,0191	0,394	0,023666667	0,006833333
300	0,0296	0,3076	0,0228	0,01458	0,6152	0,022473333	0,007126667

Модуль деформации E и коэффициент Пуассона μ получены по формулам (3.6), (3.7):

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad (3.6)$$

$$\mu = \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad (3.7)$$

где: $\Delta\sigma_1$ – приращение напряжения σ_1 на линейном отрезке; $\Delta\varepsilon_1$: приращение относительной вертикальной деформации ε_1 ; $\Delta\varepsilon_3$: приращение относительной поперечной боковой деформации ε_3 .

Объёмный модуль K и модуль сдвига G получены по формулам (3.8), (3.9) в соответствии с пунктом (5.3.7) ГОСТ [204]:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\mu)} \quad (3.8)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (3.9)$$

Расчётные нормативные величины деформационных характеристик исследованного грунта представлены в таблице 3.10.

3.4.4 Расчёт углов дилатансии и коэффициента переуплотнения

Значения деформации, согласно которым рассчитываются углы дилатансии, даны в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Значения деформации, согласно которым рассчитываются углы дилатансии

σ_3	γ_1	ε_{v1}	γ_2	ε_{v2}	$\Delta\gamma$	$\Delta\varepsilon_v$
100	0,16	0,0328	0,197	0,0291	0,037	0,0037
200	0,10785	0,0464	0,1644	0,0419	0,05655	0,0045
300	0,0929	0,0346	0,1625	0,0264	0,0696	0,0082
100	0,0767	0,0191	0,1662	0,0082	0,0895	0,0109
200	0,07497	0,03736	0,1602	0,0319	0,08523	0,00546
300	0,099	0,0273	0,20396	0,0164	0,10496	0,0109

Угол дилатансии, определяемый как отношение объёмной деформации к деформации сдвига, вычисляется по формуле (3.10). [205].

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\gamma} \quad (3.10)$$

где $\Delta\varepsilon_v$ – приращение относительной объёмной деформации образца; $\Delta\gamma$ – приращение относительной сдвиговой деформации образца.

Расчётные величины углов дилатансии исследованных образцов представлены в таблице 3.10.

Коэффициент переуплотнения был определен на основе результатов испытания грунтов на динамическое проникновение конуса с использованием следующей формулы (3.11): [206,207].

$$OCR = 0,193 \left(\frac{N}{\sigma_{v0}} \right)^{0,689} \quad (3.11)$$

где OCR – коэффициент переуплотнения; N – количество ударов на 30 см погружения; σ_{v0} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в МПа.

3.4.5 Результаты испытаний исследуемого грунта

Результаты трёхосных испытаний исследованного песчаного грунта в стабилометре в виде графического паспорта приведены на рисунке 3.18.

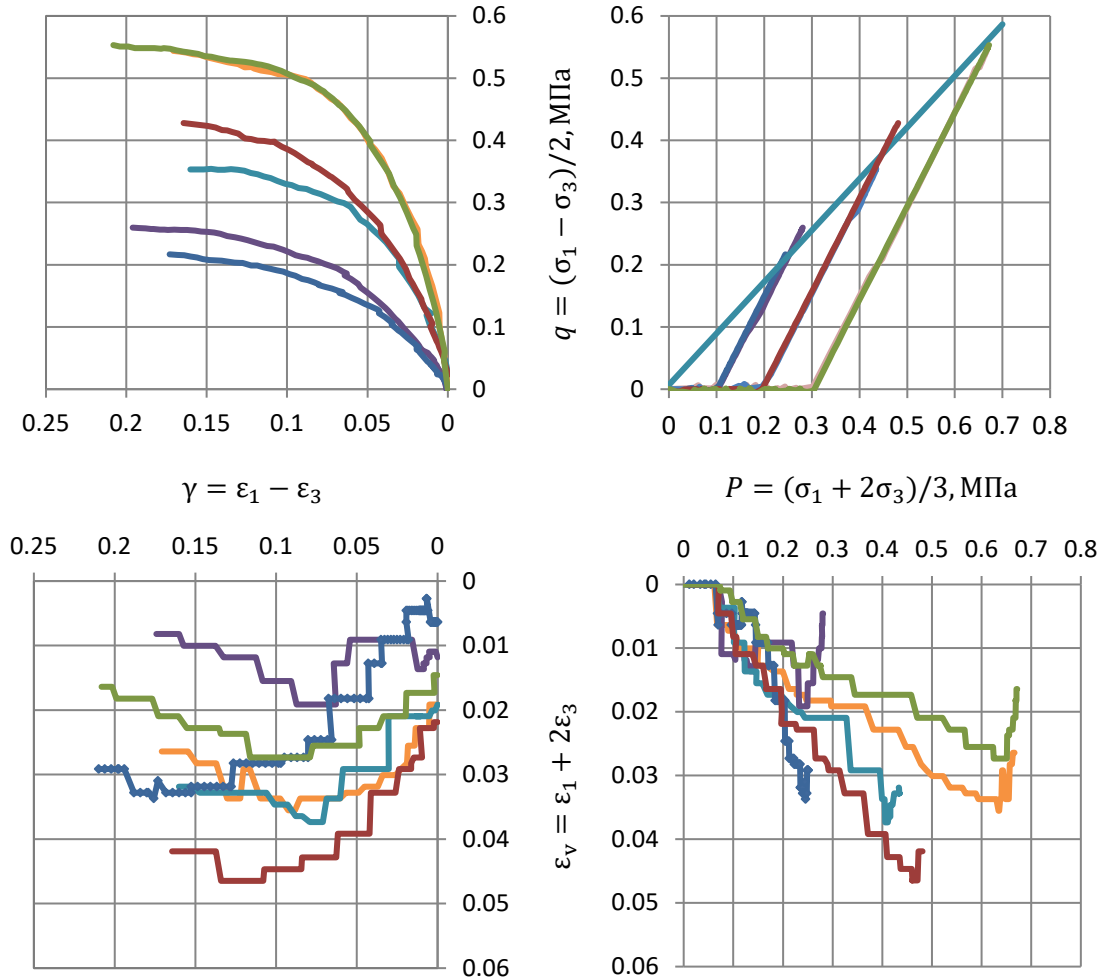


Рисунок 3.18 – Графический паспорт результатов испытаний исследованного песка

Расчетные прочностные и деформационные параметры, полученные по методике ГОСТ 12248-2010 [204] приведены в таблицах 3.9, 3.10.

Таблица 3.9 – Расчётные параметры прочности исследованного грунта

Угол внутреннего трения, φ , в градусах	Удельное сцепление, c , кПа
40,5	6,921

Таблица 3.10 – Расчётные деформационные параметры исследованного грунта

Напряжение при разрушении в камере,	Модуль деформации E, МПа	Модуль объёмной деформации K, МПа	Модуль сдвига G, МПа	Коэффициент Пуассона, ν	Угол дилатансии, в градусах
0,1	7,958	12,76	2,85	0,4	5,7
0,196	17,834	12,77	7,04	0,27	4,5
0,303	29,81	18,3	12,13	0,23	6,7
0,108	8,701	10,84	3,18	0,37	6,9
0,198	16,648	13,13	6,46	0,29	3,7
0,305	27,375	24,95	10,39	0,32	5,9
Сред. знач.	18,054	15,458	7,009	0,31	5,6

3.5 Выводы по главе 3

1- Была определена плотность вспениваемой смолы, образующейся в массиве инъектируемого грунта, которая составила $0,184 \text{ г/см}^3$; было также доказано, что в массиве инъектируемого песчаного грунта смола подверглась расширению в шесть раз по сравнению со своим первоначальным объемом.

2- В соответствии с расходом смолы, зарегистрированными во время инъектирования и значением расширения смолы, удалось установить, что объем результирующей смолы, необходимый для укрепления грунта, составлял 4% от общего объема грунтового массива, подвергнутого инъектированию, в то время как для поднятия фундаментной плиты до заданного уровня (1 см) необходимый объем смолы составлял 2% от общего объема с учетом степени ее расширения.

3- Были получены механические свойства инъектируемой смолы различной плотности в зависимости от характера ее объемного расширения, выявлено соотношение между плотностью и предельной прочностью ($\sigma = 48,3 \rho^2 + 2,54 \rho$) и соотношение между плотностью и модулем упругости ($E = 325,17\rho - 10,99$) предлагаемой смолы в пределах диапазона значений плотности (от $0,053$ до $0,354 \text{ г/см}^3$) и коэффициентов объемного расширения смолы (от 3 до 15) соответственно.

4- С помощью испытания на трехосное сжатие были определены механические свойства и параметры исследуемого песка перед его инъектированием вспениваемой расширяющейся смолой.

ГЛАВА 4. МОДЕЛИРОВАНИЕ И РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ОСАДОК, УСИЛЕННЫХ РАСШИРЯЕМОЙ СМОЛОЙ ОСНОВАНИЙ

Основные результаты расчетов были опубликованы соискателем в работе [201]

Улучшение характеристик грунта основания является управляемым параметром и зависит от формы распространения и плотности вспенивающейся смолы, образующейся в массиве инъецируемого грунта, а также от свойства самого грунта. Следовательно, для определения лучших параметров проектирования и дальнейшего улучшения применимости и повышения эффективности, а также эксплуатационной надежности данной технологии при усилении оснований, были поставлены следующие цели:

1. Разработка метода расчета несущей способности и осадок, усиленных расширяемой смолой оснований с учетом формы распространения смолы.
2. Проверка достоверности разработанного метода путем сопоставления результатов численного расчета с результатами натуральных штамповых испытаний, проведенных в ходе полевых исследований.

Определение измененных параметров грунта путем испытания его малоразмерных инъецируемых смолой образцов в лабораторных условиях является недостаточно надежным способом, в связи с малым масштабом эксперимента по сравнению с масштабом инъецирования в рамках реальных проектов, помимо сложности приготовления и испытания таких образцов. Таким образом, для выполнения поставленных выше целей проведено моделирование лабораторного трехосного испытания композита (грунт-смола) на основе отдельно полученных лабораторных характеристик грунта и смолы, а также на основе результатов полевых испытаний.

4.1 Подбор параметров исходного грунта для моделирования

Несмотря на то, что в результате проведения трехосных испытаний удаётся получить точные характеристики свойств грунта, в тех случаях, когда применяется конечно-элементное моделирование, правильный выбор параметров грунта, используемых для конкретной модели, имеет важное значение для обеспечения их надежности, а также для того, чтобы эти параметры соответствовали фактическому поведению грунта под нагрузкой при численном моделировании, используемом в процессах решения сложных геотехнических задач.

В свете этого соображения с помощью обобщенной упруго-вязко-пластической модели программы FEM-models нами были аппроксимированы результаты лабораторных испытаний грунта на трехосное сжатие для выбора корректных параметров песчаного грунта, необходимых для процесса моделирования. Аппроксимация результатов трехосных испытаний для выбора параметров исследуемого песка приведены на рисунке 4.1

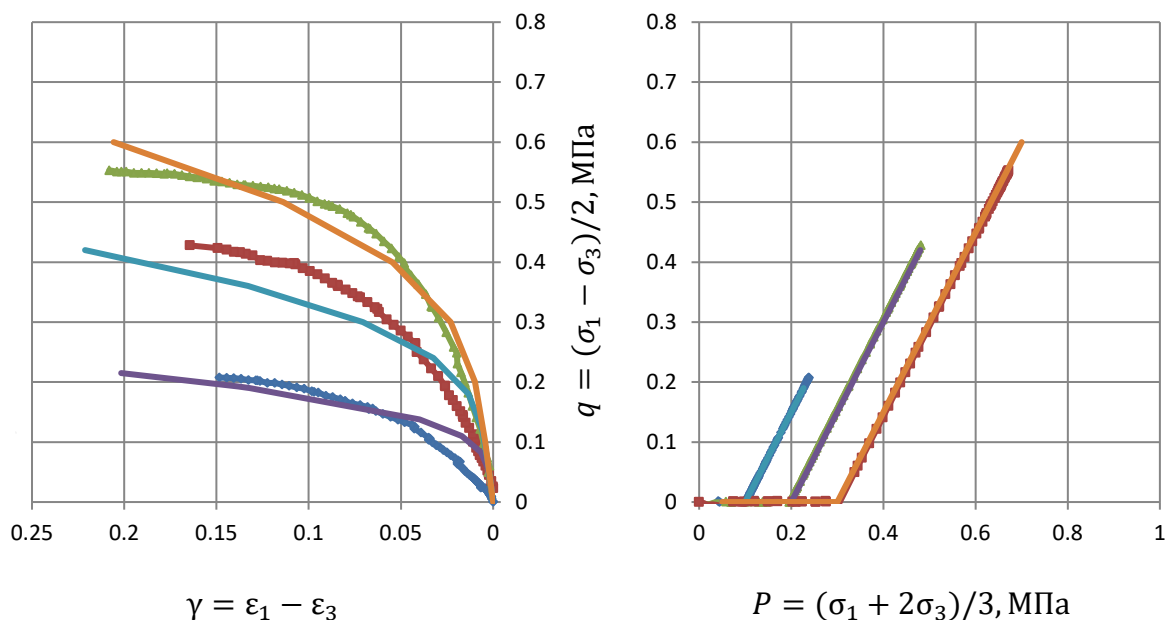


Рисунок 4.1 – Аппроксимация результатов лабораторных трехосных испытаний для выбора параметров модели исследуемого песка

Полученные параметры модели в соответствии с данными, определенными по результатам аппроксимации трехосных испытаний исследуемого песка, приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Полученные параметры моделирования для исследуемого песка

Параметр модели (FEM-models)	Ед. изм.	Значение
Модуль упругости (деформации)	кПа	18975
Начальное давление при компрессии	кПа	100
Конечное давление при компрессии	кПа	200
Начальное объемное напряжение	кПа	200
Начальный модуль деформации	кПа	60000
Коэффициент Пуассона	----	0,30
Удельный вес	кН/м ³	18
Удельное сцепление	кПа	6,921
Угол внутреннего трения	град	40,5
Угол внутреннего трения при разгрузке	град	40,5
Деформация сдвига при разрушении	%	0,15
Показатель степени	----	8

Также выбранные параметры были проверены и подтверждены при моделировании трехосного испытания путем оперативного математического моделирования стандартных лабораторных испытаний грунтов с использованием моделей упрочняющегося грунта (опция «soil test») программы Plaxis 2D, как показано на рисунке 4.2

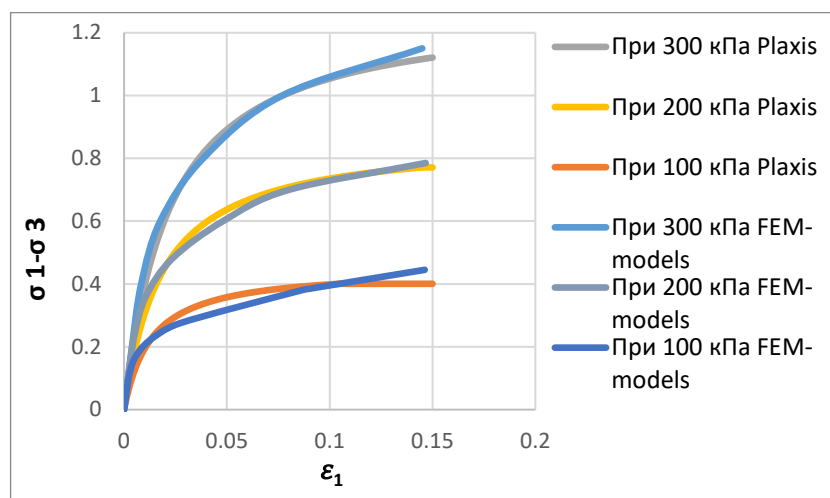


Рисунок 4.2 – Результаты имитаций трехосных испытаний песка, проведённое с помощью модели Hardening Soil программы Plaxis 2D в сравнении с моделированием в программной среде FEM-models

4.2 Моделирования трехосного испытания и определение напряжения в исследуемом грунте без включения смолы

Модель трехосного испытания была построена в программном комплексе FEM-models с использованием обобщенной упруго-вязко-пластической модели. Расчетная схема модели представляет собой систему виртуального лабораторного испытания, состоящего из элементов одного слоя грунта основания, подвергающегося воздействию трехосной гидростатической нагрузки 100 кПа как показано на рисунке 4.3. Геометрические параметры модели составляют 1 * 1 * 2 м, а глубина модели составляет 2 м, что соответствует глубине инъектирования при проведении полевых исследований.

Результаты расчета напряжения в грунте без включения элементов смолы показаны на рисунке 4.4 в соответствии с параметрами модели, полученными в ходе аппроксимации лабораторных испытаний грунтов трехосным сжатием; (см. таблицу 4.1)

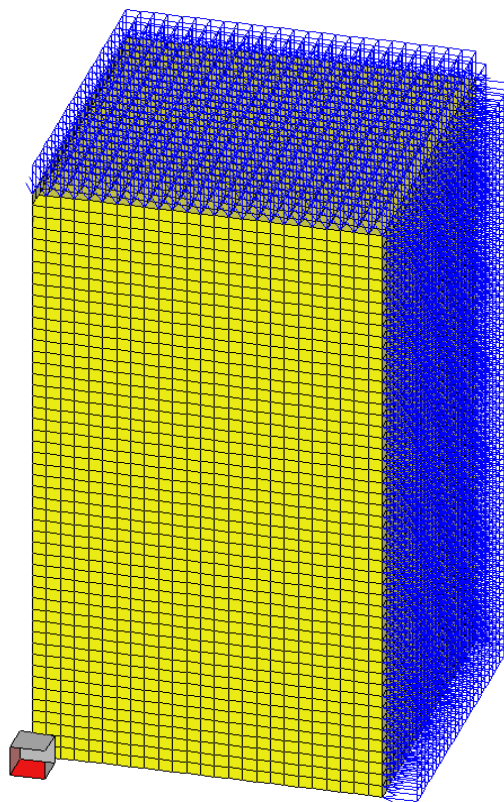


Рисунок 4.3 – Расчетная схема виртуального лабораторного испытания грунта трехосным сжатием без включения смолы

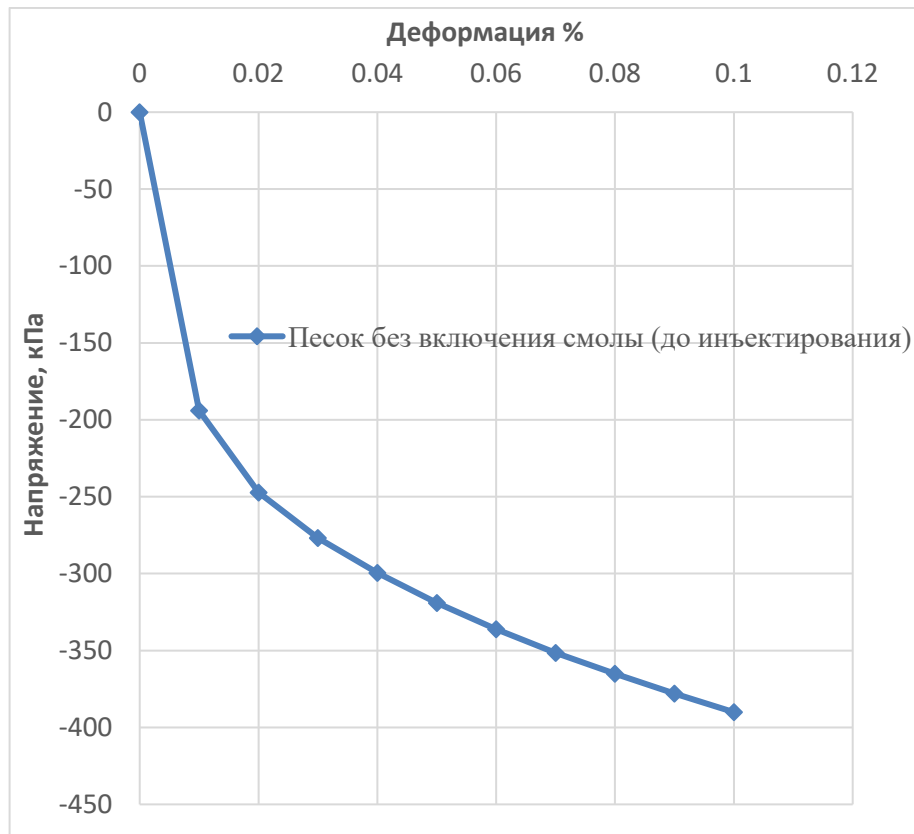


Рисунок 4.4 – Результаты расчета напряжения в грунте без включения смолы

4.3 Моделирование трехосного испытания смолы и подбор параметров инъектируемой смолы

Виртуальное трехосное испытание для вспенивающейся полиуретановой смолы построено с идентичными граничными условиями модели грунта с целью получения параметров модели смолы в соответствии с ее характеристиками, полученными в ходе лабораторных испытаний при ее фактической плотности, сформированной в массиве инъектированного грунта, как указано в пункте 3.3.1.

Расчетная схема виртуального лабораторного испытания смолы приведена на рисунке 4.5. Результаты расчета напряженно-деформированного состояния смолы при фактической плотности показаны на рисунке 4.6.

Полученные параметры модели инъектируемой смолы в соответствии с ее характеристиками, определенными по результатам проведения одноосных испытаний смолы при ее фактической плотности, сформированной в массиве инъектированного грунта, приведены в таблице 4.2

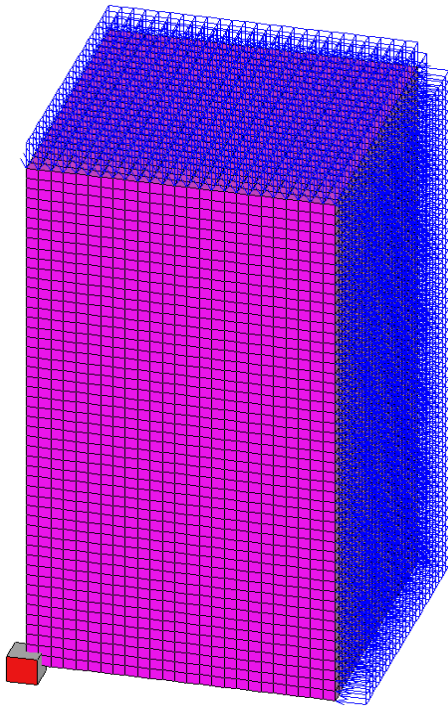


Рисунок 4.5 – Расчетная схема виртуального трехосного испытания смолы

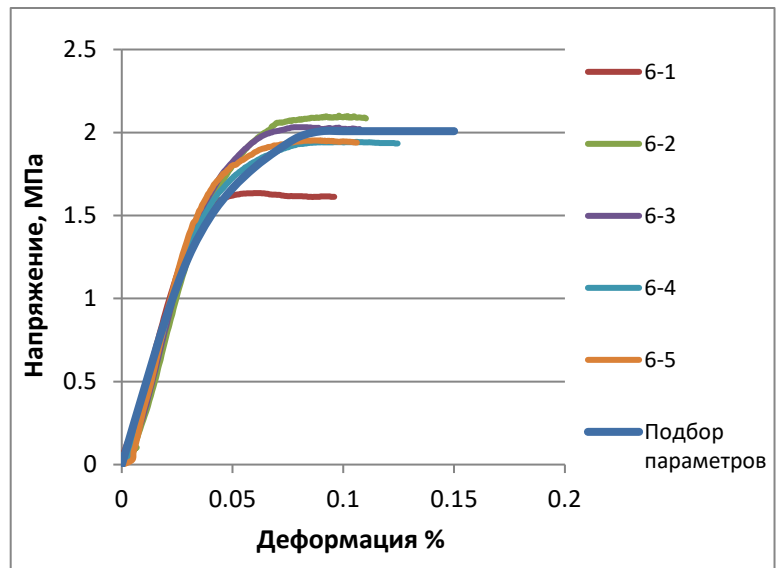


Рисунок 4.6 Результаты моделирования напряженно-деформированного состояния смолы при ее фактической плотности, сформированной в массиве инъецированного грунта

Таблица 4.2 – Полученные параметры моделирования для инъецируемой смолы

Параметр модели (FEM-models)	Ед. изм.	Значение
Модуль упругости	кПа	45000
Начальное давление при компрессии	кПа	100
Конечное давление при компрессии	кПа	200
Начальное объемное напряжение	кПа	10
Начальный модуль деформации	кПа	45000
Коэффициент Пуассона	----	0,30
Удельный вес	кН/м ³	18
Удельное сцепление	кПа	1000
Угол внутреннего трения	град	0
Угол внутреннего трения при разгрузке	град	0
Деформация сдвига при разрушении	%	0,06
Показатель степени	----	6

4.4 Определение параметров грунта с включением инъектируемой смолы

На данном этапе был смоделирован трехосный лабораторный эксперимент, состоявший из композитной системы грунта с включением смолы, сформированной в соответствии с ее геометрическими параметрами и фактическими формами распространения в массиве грунта, как было определено в ходе полевых испытаний; (см. параграф 2.6.3).

Различные конфигурации распространения смолы (при средней толщине слоя 1 см и расстоянии между пластинами смолы 30–50 см) были включены в расчетную схему в рамках виртуального лабораторного испытания, как показано на рисунках 4.7, 4.8.

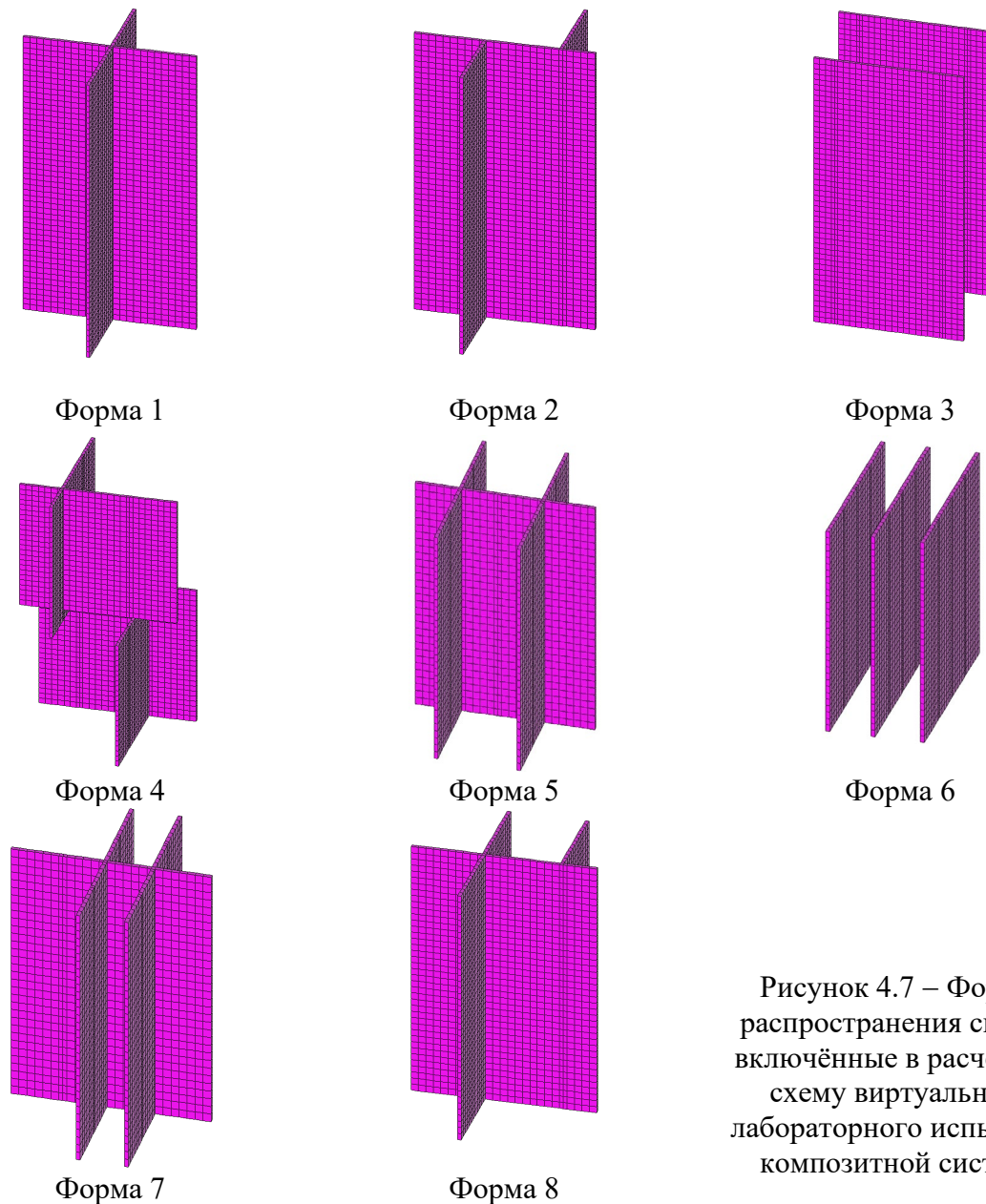


Рисунок 4.7 – Формы распространения смолы, включённые в расчетную схему виртуального лабораторного испытания композитной системы

Кроме того, объем смолы в слое грунта постоянен и составляет 4% от общего объема грунта, в зависимости от ее фактической плотности и расхода, необходимых для укрепления исследуемого грунта, как было определено в ходе лабораторных испытаний; (см. параграф 3.3.1).

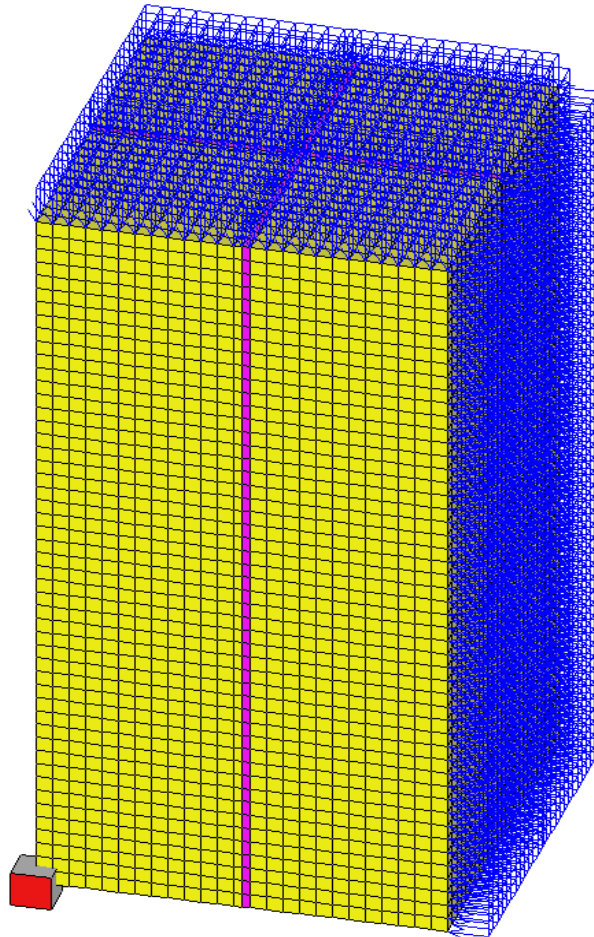


Рисунок 4.8 – Расчетная схема виртуального лабораторного испытания композитной системы трехосным сжатием (грунт с включением смолы)

С помощью численных расчетов при различных вариантах распространения смолы были получены осреднённые характеристики результирующего композита. Результаты сравнения напряжения до и после включения смолы в слой грунта при различных формах распространения смолы показаны на рисунке 4.9.

Виртуальное лабораторное испытание было повторено при трехосной нагрузке 300 кПа. Результаты расчета напряжения в композитной системе при нагрузке 300 кПа после включения смолы показаны на рисунке 4.10.

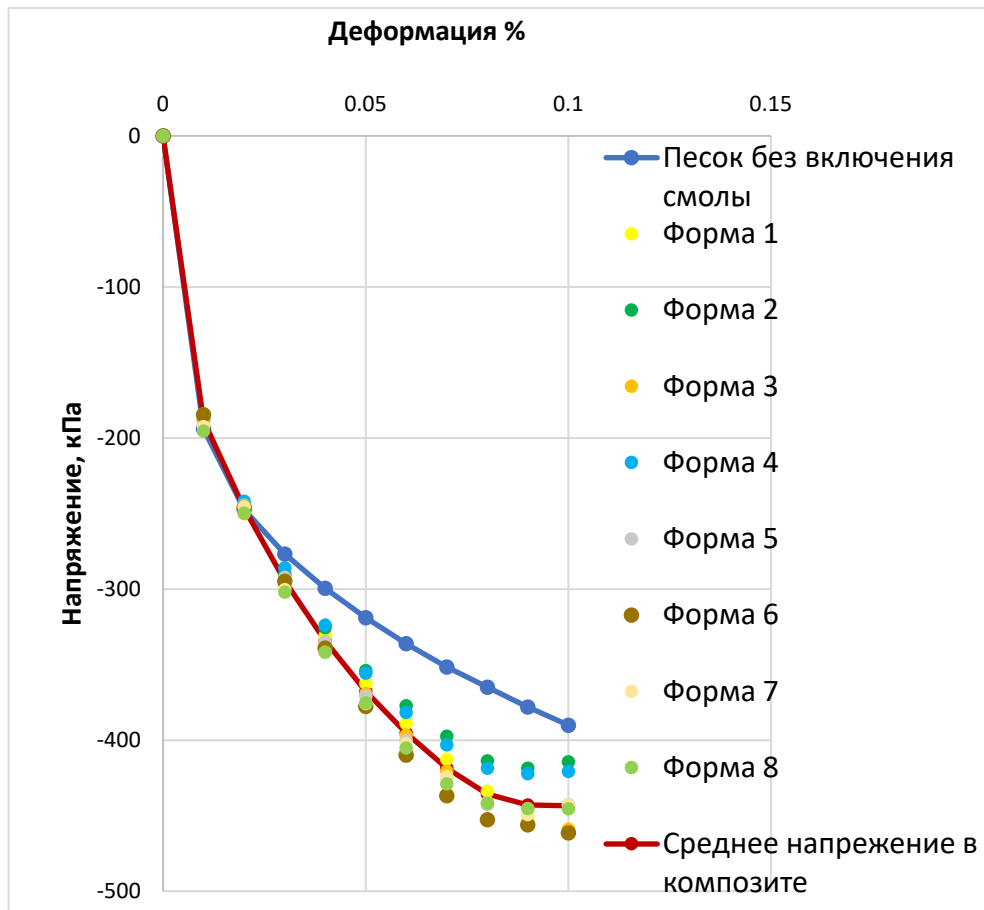


Рисунок 4.9 – Результаты напряжения до и после включения смолы при нагрузке 100 кПа. Кривая красного цвета представляет среднее напряжение в композите после включения смолы при различных конфигурациях распространения смолы

Таким образом, измененные параметры грунта после включения смолы в слой грунта были определены с использованием критериев разрушения кулона Мора в соответствии со следующими формулами (4.1), (4.2).

$$C + M \left(100 + \frac{\sigma_{100}}{3} \right) = \frac{\sigma_{100}}{2} \quad (4.1)$$

$$C + M \left(300 + \frac{\sigma_{300}}{3} \right) = \frac{\sigma_{300}}{2} \quad (4.2)$$

где $M = \frac{3 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$; σ_{100} – максимальное напряжение при 100 кПа; σ_{300} – максимальное напряжение при 300 кПа.

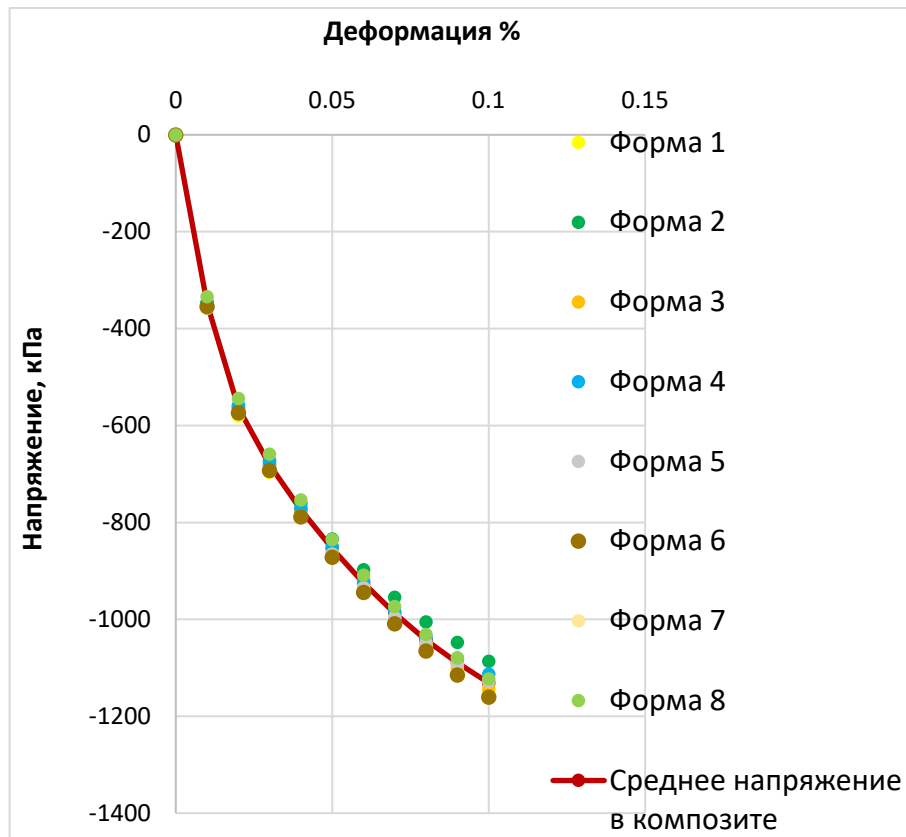


Рисунок 4.10 – Результаты напряжения в композите при нагрузке 300 кПа.

Кривая красного цвета представляет среднее напряжение в композите после включения смолы при различных конфигурациях распространения смолы

В итоге проведённых расчетов становится очевидно, что закрепление грунта вспениваемой смолой приводит к появлению в массиве закрепленного песчаного грунта удельного сцепления (объясняемого включением смолы), что в свою очередь приводит к соответствующему увеличению несущей способности естественных оснований. Расчётные значения модифицированного удельного сцепления после включения смолы приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Расчётные значения модифицированного сцепления после включения смолы

Расчетное сцепление	Форма распространения	Значение, кПа
Минимальное	2	11,551
Среднее	Средняя	18,059
Максимальное	6	22,458

4.5 Определение приведенных параметров однородной среды эквивалентной грунту с включением инъектируемой смолы

На данном этапе моделировался виртуальный лабораторный эксперимент, состоявший из элементов только одного грунтового основания без включения смолы, но при использовании полученных осреднённых характеристик композита; (см. рисунок. 4.11). Таким образом была получена модель грунта без включения смолы (до инъектирования), характеристики которой, однако, эквивалентны грунту с включением смолы (после инъектирования).

Результаты напряжения в грунте без включения смолы при моделировании однородной грунтовой среды эквивалентной грунту с включением смолы приведены на рисунке (4.12).

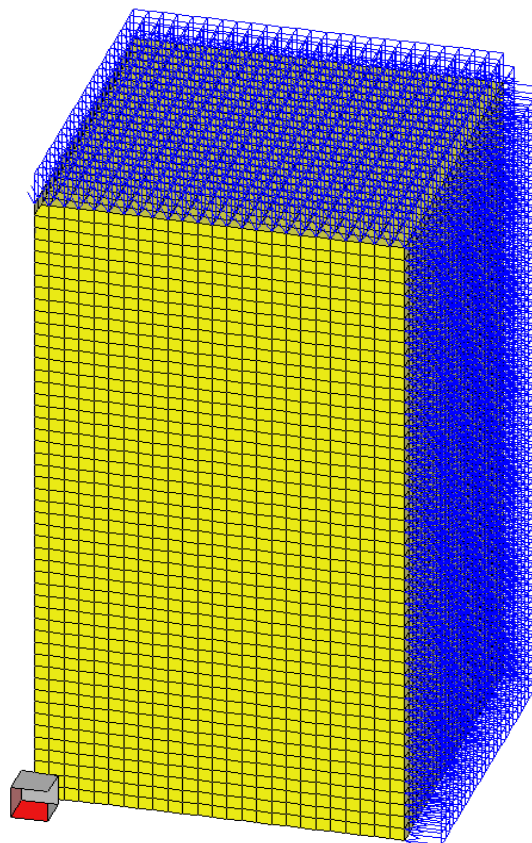


Рисунок 4.11 Расчетная схема виртуального лабораторного испытания грунта трехосным сжатием без включения смолы, характеристики которой, однако, эквивалентны грунту с включением смолы

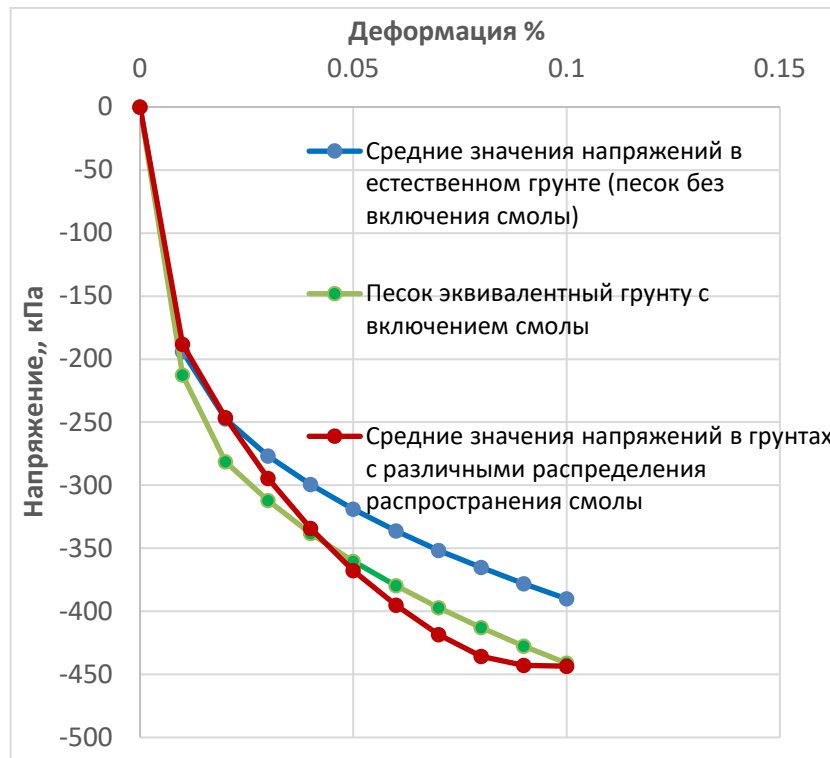


Рисунок 4.12 – Результаты напряжения в грунте без включения смолы, характеристики которой эквивалентны грунту с включением смолы

4.6 Проверка достоверности разработанного метода расчета путём сопоставления его с результатами полевых испытаний

В программном комплексе Plaxis 2D была построена осесимметричная модель штамповых испытаний с использованием модели упрочняющегося грунта (Hardening Soil Model) в соответствии с однородными условиями полевых испытаний. Это было выполнено для того, чтобы проверить точность разработанного метода для расчёта несущей способности и осадок путем сравнения результатов численного моделирования с результатами натуральных штамповых испытаний, полученными в ходе полевых исследований до и после инъецирования грунта основания вспениваемой смолой.

Расчетная схема модели представляет собой однослойное грунтовое основание, подвергнутое испытанию круглым штампом площадью 600 см^2 в полевых условиях, т. е. воздействию вертикальной нагрузки при однородной среде в полевых условиях до и после инъецирования.

4.6.1 Моделирование полевого испытания грунтовым штампом до инъектирования на глубине 0,4 м

Испытание грунтов штампом (до инъектирования) на глубине 0,4 м было смоделировано в соответствии с исходными параметрами грунта без включения смолы. Входные параметры модели приведены в таблице 4.4. Деформационная схема при моделировании штампового испытания до инъектирования на глубине 0,4 м приведена на рисунке 4.13. Результаты моделирования полевого штампового испытания грунта до инъектирования его смолой на глубине 0,4 м представлены на рисунке 4.14.

Таблиц 4.4 – Входные параметры модели первого испытания штампом в полевых условиях до инъектирования на глубине 0,4 м

Параметры модели	Символ	Ед. изм.	Значение
Секущий модуль стандартного трехосного дренированного испытания	E_{50}^{ref}	кПа	18975
Касательный модуль первичной компрессии	E_{oed}^{ref}	кПа	18975
Модуль разгрузки	E_{ur}^{ref}	кПа	60000
Угол внутреннего трения	φ	град	40,5
Удельное сцепление	c	кПа	6,921
Угол дилатансии	ψ	град	5,6
Коэффициент предуплотнения	OCR	----	17
Удельный вес	γ	кН/м ³	18

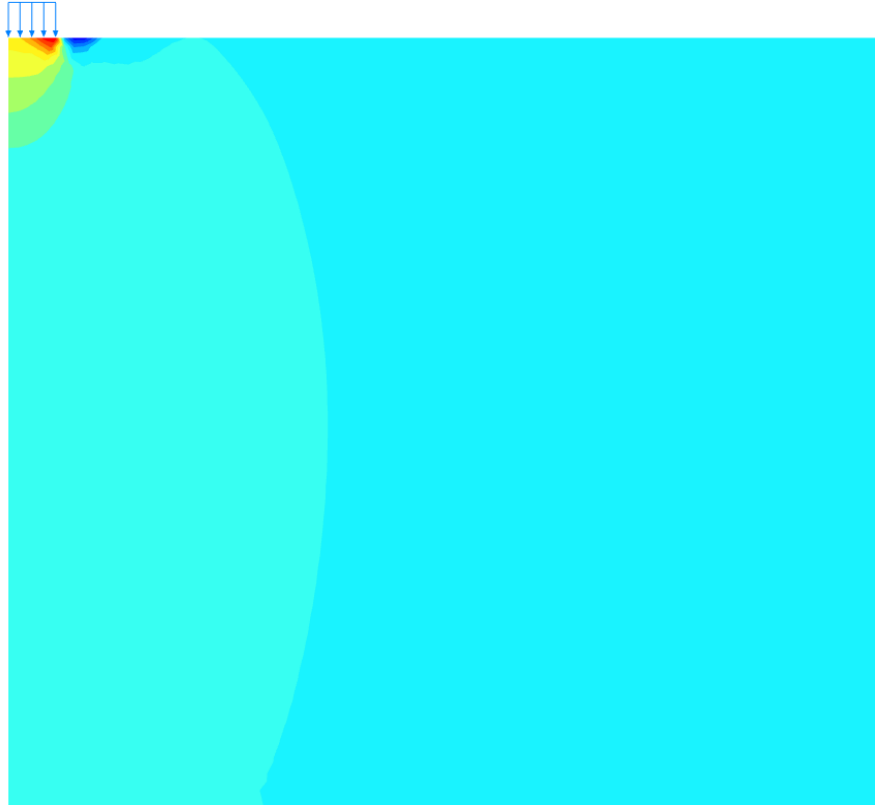


Рисунок 4.13 – Деформационная схема моделирования штампового испытания грунта до инъецирования на глубине 0,4 м

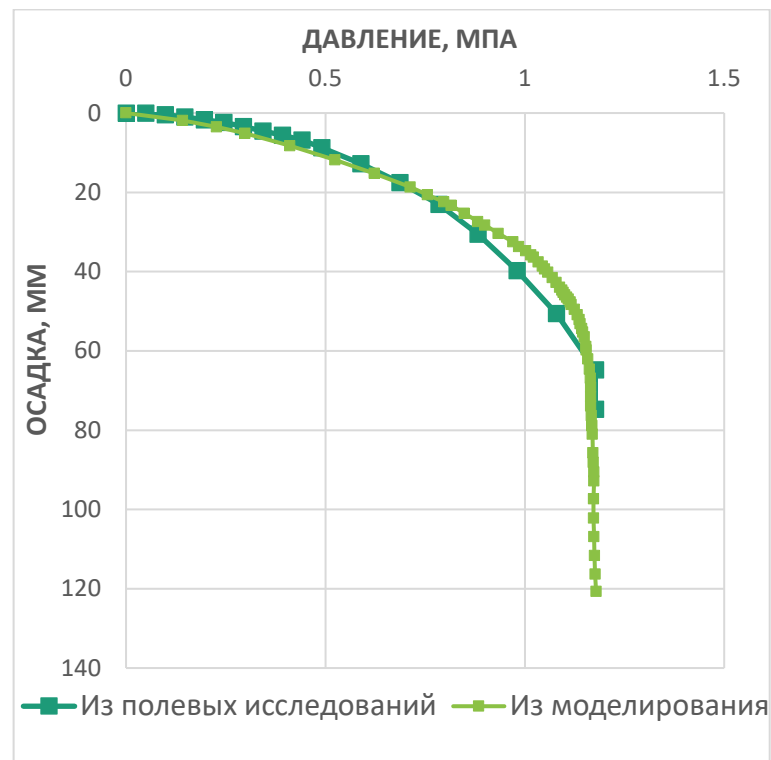


Рисунок 4.14 – Результаты моделирования штампового испытания грунта до инъецирования на глубине 0,4 м

4.6.2 Моделирование полевого испытания грунтов штампом до инъектирования на глубине 1,2 м

Второе испытание грунтов штампом (до инъектирования) было смоделировано в соответствии с исходными параметрами грунта без включения смолы. Входные параметры модели приведены в таблице 4.5. Деформационная схема моделирования штампового испытания грунта до инъектирования на глубине 1,2 м дана на рисунке 4.15. Результаты моделирования полевого штампового испытания грунта до инъектирования его смолой на глубине 1,2 м до инъектирования даны на рисунке 4.16.

Таблица 4.5 – Входные параметры модели второго штампового испытания в полевых условиях до инъектирования на глубине 1,2 м

Параметры модели	Символ	Ед. изм.	Значение
Секущий модуль стандартного трехосного дренированного испытания	E_{50}^{ref}	кПа	18975
Касательный модуль первичной компрессии	E_{oed}^{ref}	кПа	18975
Модуль разгрузки	E_{ur}^{ref}	кПа	60000
Угол внутреннего трения	φ	град	40,5
Удельное сцепление	c	кПа	6,921
Угол дилатансии	ψ	град	5,6
Коэффициент предуплотнения	OCR	----	27
Удельный вес	γ	кН/м ³	18



Рисунок 4.15 – Деформационная схема моделирования штампового испытания грунта до инъецирования на глубине 1,2 м при нагрузке 1200 кПа

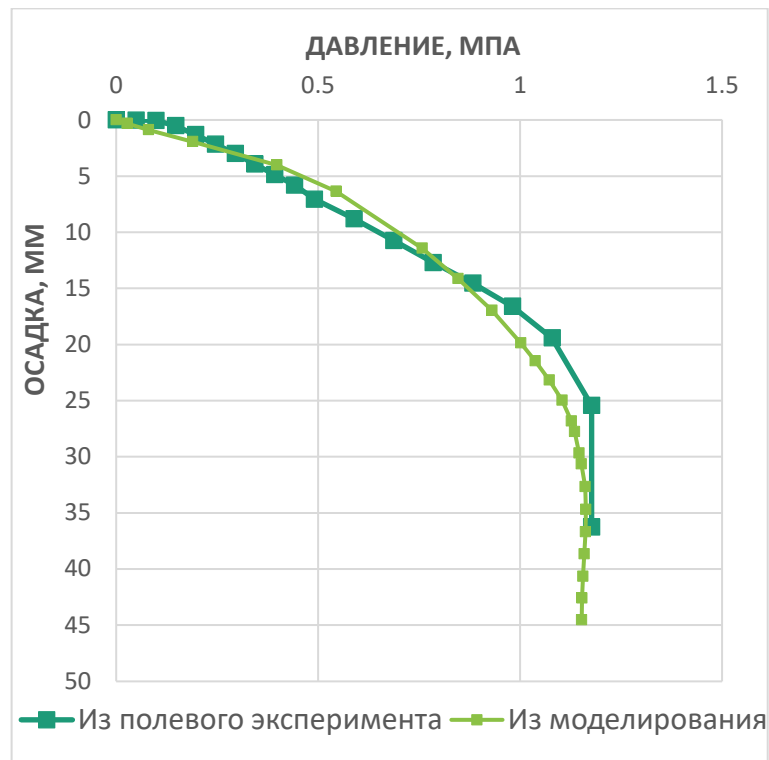


Рисунок 4.16 – Результаты моделирования штампового испытания грунта до инъецирования на глубине 1,2 м

4.6.3 Моделирования результатов испытания грунтов штампом после инъектирования на глубине 0,4 м

Третье испытание грунтов штампом (после инъектирования) было смоделировано в соответствии с выходными параметрами грунта с включением смолы, определенными разработанным методом расчета. Входные параметры модели приведены в таблице 4.6. Деформационная схема моделирования испытания грунтов штампом после инъектирования на глубине 0,4 м приведена на рисунке 4.17. Результаты моделирования полевого штампового испытания грунта после инъектирования его смолой на глубине 0,4 м даны на рисунке 4.18.

Таблица 4.6 – Входные параметры модели третьего штампового испытания грунта в полевых условиях после инъектирования на глубине 0,4 м

Параметры модели	Символ	Ед. изм.	Значение
Секущий модуль стандартного трехосного дренированного испытания	E_{50}^{ref}	кПа	18975
Касательный модуль первичной компрессии	E_{oed}^{ref}	кПа	18975
Модуль разгрузки	E_{ur}^{ref}	кПа	60000
Угол внутреннего трения	φ	град	40,5
Удельное сцепление	c	кПа	13
Угол дилатансии	ψ	град	5,6
Коэффициент предуплотнения	OCR	----	37
Удельный вес	γ	кН/м ³	18

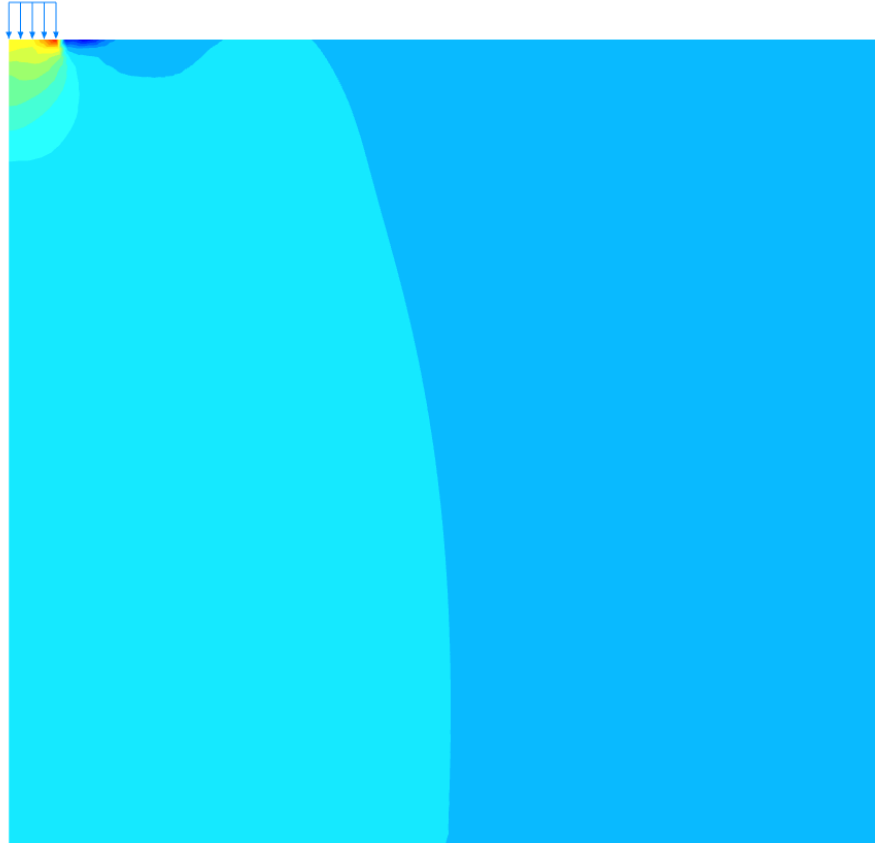


Рисунок 4.17 – Деформационная схема моделирования штампового испытания грунта после инъецирования на глубине 0,4 м

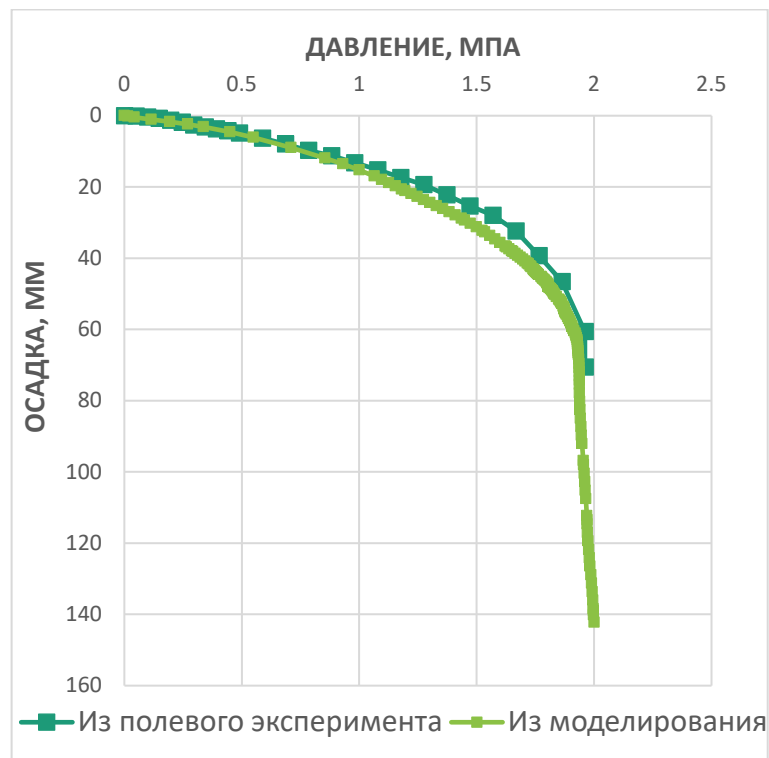


Рисунок 4.18 – Результаты моделирования штампового испытания грунта после инъецирования на глубине 0,4 м

4.6.4 Моделирования результатов испытания грунтов штампом после инъектирования на глубине 1,1 м

Четвёртое испытание грунтов штампом (после инъектирования) было смоделировано в соответствии с выходными параметрами грунта с включением смолы, определенными разработанным методом расчета. Входные параметры модели приведены в таблице 4.7. Деформационная схема моделирования испытания грунтов штампом после инъектирования на глубине 1,1 м приведена на рисунке 4.19. Результаты моделирования полевого штампового испытания грунта после инъектирования его смолой на глубине 1,1 м даны на рисунке 4.20.

Таблица 4.7 – Входные параметры модели четвёртого штампового испытания грунта в полевых условиях после инъектирования на глубине 1,1 м

Параметры модели	Символ	Ед. изм.	Значение
Секущий модуль стандартного трехосного дренированного испытания	E_{50}^{ref}	кПа	18975
Касательный модуль первичной компрессии	E_{oed}^{ref}	кПа	18975
Модуль разгрузки	E_{ur}^{ref}	кПа	60000
Угол внутреннего трения	φ	град	40,5
Удельное сцепление	c	кПа	18
Угол дилатансии	ψ	град	56
Коэффициент предуплотнения	OCR	----	27
Удельный вес	γ	кН/м ³	18

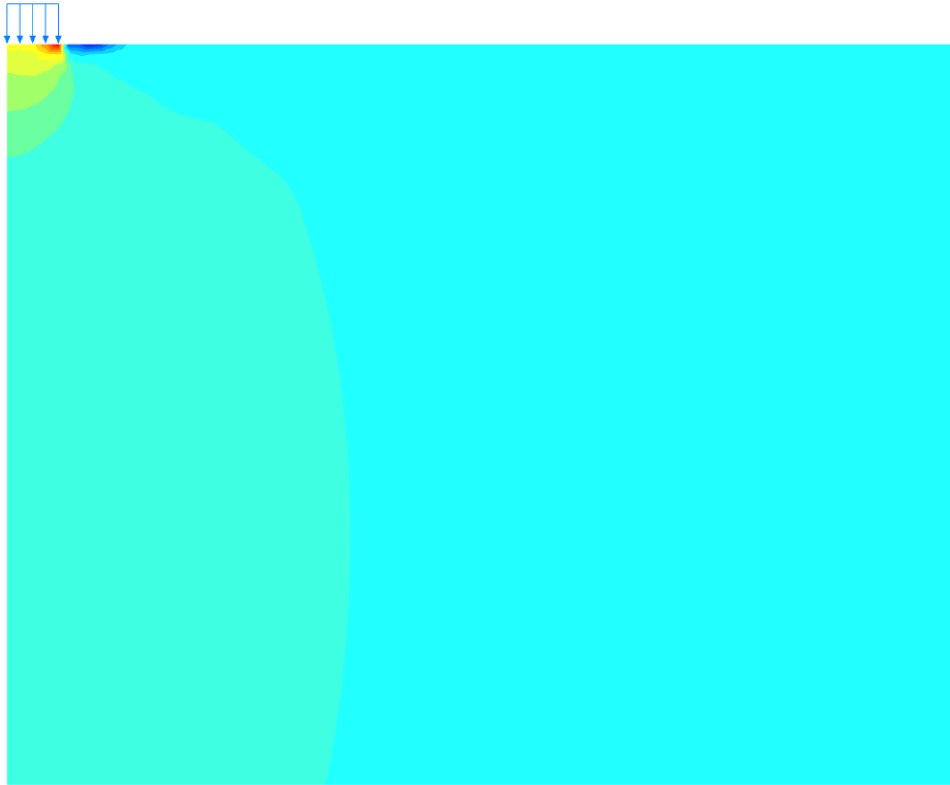


Рисунок 4.19 – Деформационная схема моделирования штампового испытания грунта после инъецирования на глубине 1,1 м

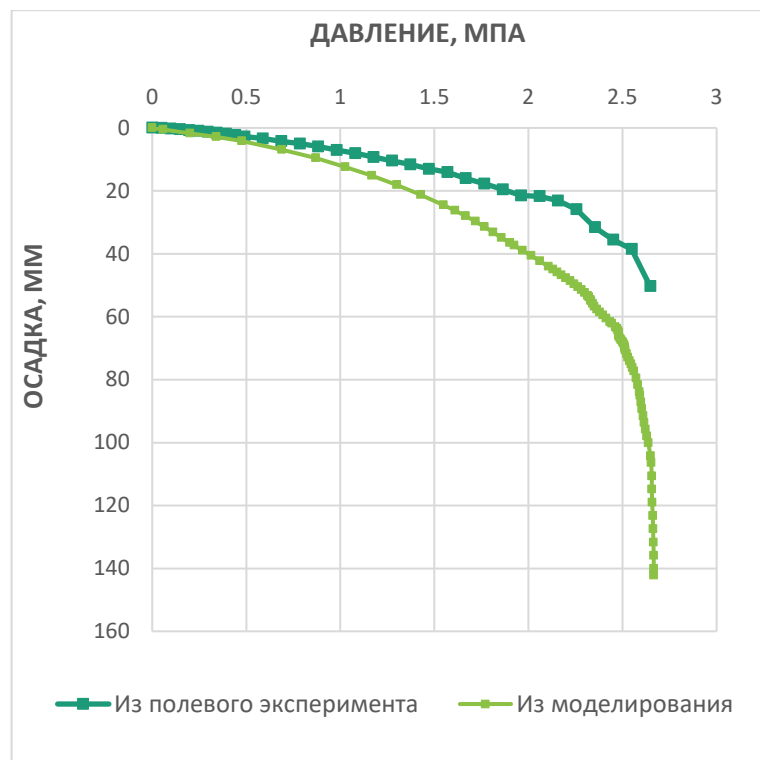


Рисунок 4.20 – Результаты моделирования штампового испытания грунта после инъецирования на глубине 1,1 м

Рассчитанная предельная критическая нагрузка при моделировании испытания грунтов штампом на контрольном участке (с использованием исходных параметров грунта без включения смолы) составляла 1,18 и 1,15 МПа, как показано на рисунках 4.14, 4.16. Данные результаты совпадают с результатами полевых исследований грунтов штампом без инъектирования, в которых предельная критическая нагрузка составляла 1,18 МПа на исследованных отметках 0,4 и 1,2 м соответственно.

Рассчитанная предельная критическая нагрузка при моделировании испытания грунтов штампом на инъектированном участке (с использованием выходных параметров композита, полученные из численного расчета) составляла 2, и 2,66 МПа, как показано на рисунках 4.18, 4.20. Результаты расчета совпадают с экспериментальными для инъектированного основания, в которых предельная критическая нагрузка составляла 1,96 и 2,65 МПа на исследованных отметках 0,4 и 1,1 м соответственно.

Таким образом, результаты моделирования натуральных штамповых испытаний с достаточной точностью отражают поведения инъектированных смолой оснований, что свидетельствует о достоверности предложенного метода расчета несущей способности и оценки осадок усиленных смолой оснований.

4.7 Выводы по главе 4

1- **Разработан** метод расчета несущей способности и осадок усиленных расширяемой смолой оснований, что, в свою очередь, обеспечивает улучшение практики проектирования для дальнейшего совершенствования применения предлагаемой технологии, а также с целью повышения её эффективности и эксплуатационной надежности.

2- Путем сопоставления результатов численного расчета осредненных характеристик закрепленного смолой массива с результатами натуральных испытаний грунтов штампом, **подтверждена** достоверность предложенного метода для расчета несущей способности и оценки осадок усиленных смолой оснований.

3- В итоге численных расчетов композита (грунт-смола) при различных

вариантах распространения смолы, **доказано** что инъецирование несвязного грунта расширяемой смолой приводит к появлению в его массиве удельного сцепления, что приводит к соответствующему увеличению несущей способности естественных оснований.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные результаты работы предварительно были изложены соискателем в ВКР [208] и опубликованы в работах [192–194,200,201].

По результатам полевых, лабораторных и численных расчетов с целью разработки нового экспериментально подтвержденного метода расчета осадок и несущей способности усиленных расширяемой полиуретановой смолой оснований сделались следующие выводы:

1. **Практически подтверждена** эффективность рассмотренной технологии для быстрого выравнивания оснований и компенсации осадок фундаментов зданий и сооружений.

2. По результатам полевых испытаний исследованного песчаного грунта основания до и после нагнетания в его массиве двухкомпонентной вспениваемой полиуретановой смолы в режиме гидроразрыва **выявлено**, что:

– Показатели условного динамического сопротивления исследуемого песка увеличились после нагнетания его вспениваемой смолой. Среднее значение увеличения динамического сопротивления составляет 81%.

– Предельная критическая нагрузка песчаного основания после инъецирования увеличилась на 67% и 125% на исследуемых отметках 0,4 и 1,1 м соответственно. Также рассчитанный модуль деформации укрепленного смолой песка увеличился на 55% и 203% на исследуемых глубинах 0,4 и 1,1 м соответственно.

3. **Определены** геометрические параметры и конфигурация распространения вспениваемой смолы в массиве песчаного грунтового основания. **Установлено**, что смола распространялась по всей глубине грунтового слоя на расстояние 30–50 см, образуя идентичные сплошные стенки из вспененных затвердевших полимерных пластин со средней толщиной 1–2 см, охватывающих инъецируемый песчаный грунт со всех сторон, приводя к его закреплению.

4. В процессе наблюдения за параметрами расхода смолы, зарегистрированными во время инъектирования, **установлено** что:

– Объем расхода смолы, необходимый для подъема опытного фундамента, подвергающегося нагрузке от $1,2 \text{ т/м}^2$ до заданного уровня, и укрепления слоя песка под ней составил 180 литров, что соответствует 1% от общего объема закачанного грунта ($3*3*2 \text{ м}$) на каждые 10 мм подъема без учета расширения смолы.

– Количество смолы необходимое для укрепления массива грунта под фундаментной плитой составило примерно 123 литра, после чего дополнительные 57 литров смолы нагнетались уже для обеспечения подъема самой плиты. Таким образом, **выявлено**, что количество смолы, необходимое для укрепления массива исследованного грунта, более чем в два раза превышает количество, необходимое для реализации подъема самой плиты до 1 см.

5. По результатам лабораторных экспериментов **выявлено**:

– Соотношение между плотностью и предельной прочностью ($\sigma = 48.3 \rho^2 + 2.54 \rho$) и соотношение между плотностью и модулем упругости ($E = 325.17\rho - 10.99$) расширяемой смолы в пределах диапазона значений плотности (от 0,053 до 0,354 г/см³) и коэффициентов объемного расширения смолы (от 3 до 15) соответственно.

– Плотность вспениваемой смолы, образующейся в массиве инъектированного песчаного грунта, которая составила 0,184 г/см³. Было также **доказано**, что в массиве исследованного песчаного грунта смола подверглась расширению в шесть раз по сравнению со своим первоначальным объемом.

– Фактический объем результирующей смолы, необходимый для укрепления грунта, составил 4% от общего объема грунтового массива, подвергнутого инъектированию, в то время как для поднятия опытного фундамента до заданного уровня (10 мм) фактический объем смолы составил 2% от общего объема с учетом степени ее расширения.

6. По результатам численного моделирования:

– **Разработан** метод расчета несущей способности и оценки осадок усиленных расширяемой смолой оснований, что, в свою очередь, обеспечивает улучшение практики проектирования для дальнейшего совершенствования применения данной технологии, а также с целью повышения её эффективности и эксплуатационной надежности.

– В итоге численных расчетов **показано**, что инъектирование несвязного грунта расширяемой смолой приводит к появлению в его массиве удельного сцепления, что приводит к соответствующему увеличению несущей способности естественных оснований.

– Путем сопоставления результатов численного моделирования с результатами натурных штамповых испытаний **подтверждена** достоверность предложенного метода для расчета несущей способности и оценки осадок усиленных смолой оснований.

7. Результаты исследований **внедрены** в ООО «ПИ Геореконструкция», Санкт-Петербург при проектировании компенсационных мероприятий по подъему фундаментов и закреплению грунтов оснований на различных объектах.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы

Возможным направлением дальнейших исследований может быть укрепление расширяющейся полиуретановой смолой других типов грунтов оснований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Manfred R.H. Engineering principles of ground modification: International addition. New York, USA: McGraw-Hill College, 1990. – 632 с.
2. Коробова, О.А. Усиление Оснований и реконструкция фундаментов: учебное пособие. – Новосибирск, Россия: Издательско-библиотечный совет НГАСУ (Сибстрин), 2008. – 332 с.
3. Schaefer V.R. et al. Ground Modification Methods – Reference Manual – Volume II. Washington DC, USA: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2017. – 542 с.
4. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб., Россия: Геореконструкция, 2010. – 551 с.
5. Nicholson P.G. Soil Improvement and Ground Modification Methods. – USA: Elsevier Inc., 2014. – 455 с.
6. Townsend F.C., Anderson J.B. Compendium of Ground Modification Techniques Final Report. (4910-4504-). USA: Florida Department of Transportation, Research Management Center, – 2004.
7. Зурнаджи, В.А. Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий / В.А. Зурнаджи, М.П. Филатова. – М.: Стройиздат, 1970. – 96 с.
8. Абелев, М.Ю. Аварии фундаментов сооружений. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1975. – 56 с.
9. Далматов, Б.И., Улицкий, В.М. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий. Текст лекц. 1985. – 42 с.
10. Мулюков Э.И. Отказы оснований и фундаментов зданий и их устранение химическим и конструктивным методом : автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02/ – М., Россия, 1993. – 50 с.

11. Мулюков, Э.И. Статический анализ причин и вероятностный прогноз отказов оснований и фундаментов: Отказы в геотехнике. – Уфа: СБ. статей, 1995. – С. 5–17.
12. Аббуд М. Геотехническое обоснование стабилизации осадков фундаментов с помощью инъекционного закрепления грунтов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / – СПб., Россия, 2000. – 148 с.
13. Александрович, С.М. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / – Тюмень, 2016. – 185 с.
14. Srivastava A., Goyal C.R., Jain A. Review of Causes of Foundation Failures and their Possible Preventive and Remedial Measures // International Engineering Conference. 2012. № 1. – С. 1–6.
15. Derbyshire E., Dijkstra, Tom, Smalley I.J. Genesis and Properties of Collapsible Soils. Dordrecht: Springer Netherlands, 1995. – 413 с.
16. Hanna A., Soliman S. Experimental investigation of foundation on collapsible soils // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2017. № 11(143). С. 1–12. DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001750.
17. Janalizadeh A., Zahmatkesh A. Lateral response of pile foundations in liquefiable soils // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2015. № 5(7). С. 532–539. DOI:10.1016/j.jrmge.2015.05.001.
18. Boulanger R.W., Idriss I.M. Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2006. № 11(132). С. 1413–1426. DOI:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1413).
19. Quintero J. et al. Investigation into the Settlement of a Case Study Building on Liquefiable Soil in Adapazari, Turkey // Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2018. Vol. June, № GSP 290. С. 321–336.
20. Kryzhanovskii A.L., Kulikov O. V. Computation of slope stability // Hydrotechnical Construction. 1977. № 5(11). С. 504–513. DOI:10.1007/BF02403604.
21. Di Maio C., Vassallo R., Vallario M. Plastic and viscous shear displacements

of a deep and very slow landslide in stiff clay formation // *Engineering Geology*. 2013. (162). С. 53–66. DOI:10.1016/j.enggeo.2013.05.003.

22. Conte E., Troncone A., Donato A. A Simple Approach for Evaluating Slope Movements Induced by Groundwater Variations // *Procedia Engineering*. 2016. (158). С.200–205. DOI:10.1016/j.proeng.2016.08.429.

23. Bishop A.W., Bjerrum L. The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems // *Geotechnical Special Publication*. 2002. № 118 I. С. 690–754.

24. Usmanov R., Rakočević M., Murgul V., Vatin N. Problems of Sub-Mountain Area Development Associated with Collapsing Loess Soils (Case of Tajikistan) // *Applied Mechanics and Materials*. 2014. № 9(633–634). С. 927–931. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMM.633-634.927.

25. Гончарова, Л.В. Основы искусственного улучшения грунтов. Техническая мелиорация грунтов. – М.: Россия: Изд-во Моск. ун-та, 1973. – 376 с.

26. Полищук, А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий Нортхэмптон-Томск: STT, 2004. –476 с.

27. Kakoli S.T.N., Hanna A.M. Causes of foundation failure and sudden volume reduction of collapsible soil during inundation // 4th Annual Paper Meet and 1st Civil Engineering Congress, December 22-24, 2011, Dhaka, Bangladesh. 2011. С. 109–116.

28. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / 4 изд. перераб и доп. – М.: ВНИИТПИ, 2000. – 318 с.

29. Al-Sanad H.A., Shaqour F.M., Hencher S.R., Lumsden A.C. The influence of changing groundwater levels on the geotechnical behaviour of desert sands // *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*. 1990. № 4(23). С. 357–364. DOI:10.1144/GSL.QJEG.1990.023.04.10.

30. Sowers G.F. Review of Building on Sinkholes: Design and Construction of Foundations in Karst Terrain by George F. Sowers. № 3. New York, USA: ASCE Press, 1996. 202 с.

31. Baker Jr C.N., Steinberg S.B., Lam W. Building Design and Construction over Organic Soil // *Second International Conference on Case Histories in Geotechnical*

Engineering. 1988. (1-5 June). C. 1389–1393.

32. Wilkinson W.B. Rising groundwater levels in London and possible effects on engineering structures // Proceedings of the 18th Congress, International Association of Hydrogeologists. 1985. – C. 145–157.

33. Iwasaki T. Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 1986. № 1(5). C. 2–68. DOI:10.1016/0267-7261(86)90024-2.

34. Knodel P.C. Characteristics and Problems of Collapsible Soils. USA: U.S. Department of the interior bureau of reclamation, 1992. – 15 c.

35. Sudhakar J.M. Foundations on collapsible and Expansive Soils: An Overview // International Journal of Technical Innovation in Modern Engineering & Science. 2017. № 11(3). – C. 60–67.

36. Kalantari B. Foundations on collapsible soils: a review // Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Forensic Engineering. 2013. № 2(166). C. 57–63. DOI:10.1680/feng.12.00016.

37. Gaaver K.E. Geotechnical properties of Egyptian collapsible soils // Alexandria Engineering Journal. 2012. (51). C. 205–210. DOI:10.1016/j.aej.2012.05.002.

38. Jefferies M., Been K. Soil Liquefaction: A Critical State Approach. Florida, USA: CRC Press, 2006. – 512 c.

39. Liquefaction Potential of Cohesionless Soils: State of new york department of transportation geotechnical engineering bureau. 2015. – 62 c.

40. Kramer S.L., Holtz R.D. Soil Improvement and Foundation Remediation: with Emphasis on Seismic Hazards. Seattle, Washington DC: University of Washington, Department of Civil Engineering, 1991. – 103 c.

41. Mishra A.K., Sridharan A. A critical study on shrinkage behaviour of clays // International Journal of Geotechnical Engineering. 2020. № 1(14). C. 90–100. DOI:10.1080/19386362.2017.1405541.

42. Selvakumar S., Soundara B. Swelling behaviour of expansive soils with recycled geofoam granules column inclusion // Geotextiles and Geomembranes. 2019. № 1(47). C. 1–11. DOI:10.1016/j.geotexmem.2018.08.007.

43. Dafalla M., Al-Shamrani M., Al-Mahbashi A. Expansive Soil Foundation Practice in a Semiarid Region // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2017. № 5(31). С. 1–8. DOI:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001078.
44. Jeyyapalan J.K., Rice G.T., Lytton R.L. Review of expansive soil treatment methods: State of the art. USA: Texas A&M University, 1981. – 77 с.
45. Ladislau L. EXPANSIVE SOIL STABILIZATION – GENERAL CONSIDERATIONS // *International Journal of Current Engineering Sciences*. 2017. № 4(6). – С. 88–96.
46. Зерцалов, М.Г. Исследование влияния разработки котлована на окружающую застройку / М.Г. Зерцалов, С.А.Казаченко, Д.С.Конюхов // *Вестник МГСУ*. 2014. Vol. УДК 624.13, № 6. – С. 77–86.
47. Lizzi F. The static restoration of monuments : basic criteria, case histories : strengthening of buildings damaged by earthquakes // Sages Publisher. Genova: Sagep, 1982. – 146 с.
48. Lourenço P.B. Structural restoration of monuments: recommendations and advances in research and practice // 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures. 2006. № 24-27 April. – С. 1–16.
49. Сотников, С.Н. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С.Н. Сотников, В.Г. Симагин, В.П. Вершинин: под ред. Сотников, С.Н. – М.: Стройиздат, 1986. – 96 с.
50. Tokimatsu K., Mizuno H., Kakurai M. Building damage associated with geotechnical problems // *Soils and Foundations*. 1996. № Special(36). С. 219–234. DOI:10.3208/sandf.36.special_219.
51. Doğangün A. Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey // *Engineering Structures*. 2004. № 6(26). С. 841–856. DOI:10.1016/j.engstruct.2004.02.005.
52. Indraratna B., Heitor A., Rujikiatkamjorn C. Ground improvement methods for port infrastructure expansion // *Geotechnical Engineering*. 2015. № 3(46). С. 125–130.

53. Tapan M., Comert M., Demir C., Sayan Y., Orakcal K., Ilki A. Failures of structures during the October 23, 2011 Tabanlı (Van) and November 9, 2011 Edremit (Van) earthquakes in Turkey // *Engineering Failure Analysis*. 2013. (34). С. 606–628. DOI:10.1016/j.engfailanal.2013.02.013.
54. Carter N.T. Protecting new orleans: From hurricane barriers to floodwalls // *Flood Risk Management*. 2009. – С. 51–67.
55. Gupta Y., Kaur S., Dindorkar N. Bridge Failure Due to Inadequate Design of Bed Protection // *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*. 2017. № 4(98). С. 555–560. DOI:10.1007/s40030-017-0237-8.
56. Feld J., Carper K.L. *Construction failure*. 2nd ed: Wiley, New York, USA, 1996. – 512 с.
57. Леденев, В.В. аварии в строительстве т.1. Причины аварий зданий и сооружений / Утверждено. учебное по. – Тамбов, Россия: ФГБОУ ВПО «Тамбовский государственный технический университет», 2014. – 209 с.
58. Бедов, А.И., Знаменский, В.В. [и др.]. Оценка технического состояния, восстановление и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: Часть I. Обследование и оценка технического состояния оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. – М.: Россия: Издательство АСВ, 2014. – 704 с.
59. Liao P.-C., Ma Z., Chong H.-Y. Identifying Effective Management Factors Across Human Errors – A Case in Elevator Installation // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2018. № 9(22). С. 3204–3214. DOI:10.1007/s12205-017-1726-z.
60. Bekdaş G., Sayin B., Çelik Sola Ö., Güner A. Assessment of the Material Quality of Damaged Structures after Earthquake in Van, Turkey // *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2016. № 10(28). DOI:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001616.
61. Gana A., Engr O. The Costs and Effects of Buildings Structure Failures in a Developing Society (the Nigerian experience) // *International journal of engineering sciences & research technology*. 2015. № 3(4).- С. 566–574.
62. Okuntade T. Effects Of Faulty Construction On Building Maintenance //

International journal of technology enhancements and emerging engineering research. 2014. № 3(2). С. 73–79.

63. Goldsworthy J.S., Jaksa M.B., Fenton G.A., Griffiths D. V., Kaggwa W.S., Poulos H.G. Measuring the Risk of Geotechnical Site Investigations // Proceeding of Proceedings of Geo-Denver: Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering. 2007. № 170(GSP). С. 1–12. DOI:10.1061/40914(233)2.

64. Albatal A., Mohammad H., Elrazik M. Effect of inadequate site investigation on the cost and time of a construction project // Proceedings of the 4th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk. 2014. -- С. 331–336.

65. Muthukkumaran K., Keerthi Raaj S., Vinoth Kumar M. Assessment of pile failures due to excessive settlement during pile load test // Japanese Geotechnical Society Special Publication. 2016. Vol. 2, № 73. – С. 2520–2524.

66. Zumrawi M. Effects of Inadequate Geotechnical Investigation on Civil Engineering Projects // International Journal of Science and Research. 2014. № 6(3). – С. 927–931.

67. Forth R.. Groundwater and geotechnical aspects of deep excavations in Hong Kong // Engineering Geology. 2004. № 3–4(72). – С. 253–260.

68. Cho S.E. Probabilistic analysis of seepage that considers the spatial variability of permeability for an embankment on soil foundation // Engineering Geology. 2012. (133–134). С. 30–39. DOI:10.1016/j.enggeo.2012.02.013.

69. Li Y., Chai J., Xu Z. Analysis of influence of seepage on stability of foundation pit // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2017. (207). - С. 1–6.

70. Александрович, Е.В. Закрепление оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва при неоднократном инъецировании: дис. ... канд. техн. наук.: 05.23.02 / науч. рук. Р.А. Мангушев. – СПб., Россия, 2013.

71. Наумкина, Ю.В. Усиление ленточных фундаментов с переустройством в сплошную плиту переменной жесткости с предварительным напряжением грунтового основания: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / – Тюмень, Россия, 2013.

72. Никифоров, А.А. Методы усиления оснований и фундаментов, применяемые в инженерной реставрации // Геоэкология. Инженерная геология, гидро-геология, геокриология. 2003. № 2(624.131). – С. 181–188.

73. Schaefer V.R., Mitchell J.K., Berg R.R., Filz G.M., Douglas S.C., Rollins K., Zekkos D. Ground improvement in the 21st century: a comprehensive web-based information system. // Proceedings of GeoCongress Conference. 2012. С. 1–22.

74. Nimisha Kachra, Patel M. k, Patel S.D. Ground improvement techniques // Global Research and Development Journal for Engineering: Recent Advances in Civil Engineering for Global Sustainability RACEGS Conference. 2016. № 1(001). – С. 407–414.

75. Mishra B. A Study on Ground Improvement Techniques and Its Applications // International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. 2016. № 1(5). – С. 72–86.

76. Tiwari S.K., Kumawat N.K. Recent developments in ground improvement techniques-A Review // International Journal of Recent Development in Engineering and Technology. 2014. № 3(2). – С. 67–77.

77. Jones D. et al. Guidelines for the Stabilization of Subgrade Soils In California: California Department of Transportation Division of Research and Innovation Office of Roadway Research. – California, USA, 2010. – 97 с.

78. Mitchell J.M., Jardine F.M. A guide to ground treatment // CIRIA publication C573. Westminster, – London, United Kingdom, 2002. – 246 с.

79. Schaefer V.R., Berg R.R., Collin J.G., Christopher B.R., DiMaggio J.A., Filz G.M., Bruce D.A., Ayala D. Ground Modification Methods Reference Manual Volume I. Washington DC, – USA: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2017. – 386 с.

80. Mitchell J.K. Soil improvement – state-of-the-art // Proceeding of 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden. 1981. – С. 509–565.

81. Shillito R., Fenstermaker L. Soil Stabilization Methods with Potential for Application at the Nevada National Security Site: A Literature Review. Nevada

University, Reno, NV (United States): Nevada Field Office National Nuclear Security Administration U.S. Department of Energy, 2014. – 42 c.

82. Kazemian, Sina and Huat B. Assessment and comparison of grouting and injection methods in geotechnical engineering // *European Journal of Scientific Research*. 2009. № 2(27). – C. 234–247.

83. Warner J. *Practical Handbook of Grouting: Soil, Rock, and Structures* // John Wiley Sons, Inc. Hoboken, New Jersey, – USA, 2004. – 720 c.

84. Al-Amoudi O.S.B. et al. Method and Mechanisms of Soil Stabilization Using Electric Arc Furnace Dust // *Sci. Rep. Nature Publishing Group*, 2017. № 1(7). C. 1-10.

85. Ellis H.B. *Stabilization of soils with lime and sodium silicate*. Ames, Iowa: Ph.D. thesis // Iowa State University Of Science and Technology, 1963. – 93 c.

86. Hurley C.H., Thornburn T.H. *Sodium Silicate Stabilization of Soils: A Review of the Literature* // Highway Research Record. Soil Mechanics Laboratory, Department of Civil Engineering, Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1971. – 65 c.

87. Kazemian S., Prasad A., Huat B.B.K., Ghiasi V., Ghareh S. Effects of Cement–Sodium Silicate System Grout on Tropical Organic Soils // *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2012. № 8(37). – C. 2137–2148.

88. Al Adili A. et al. Strength of soil reinforced with fiber materials (Papyrus) // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2012. № 6(48). – C. 241–247.

89. Sharma V., Vinayak H.K., Marwaha B.M. Enhancing compressive strength of soil using natural fibers // *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 2015. № 93. – C. 943–949.

90. Patil P. et al. Soil Reinforcement Techniques // *J. Eng. Res. Appl*. 2016. № 2(6). – C. 25–31.

91. Grebneva V., Utkina K., Sabri M., Stolyarov O. Application of Stepped Isothermal Method for Prediction the Creep Behavior of Extruded Polypropylene Geogrid // *Applied Mechanics and Materials*. 2015. (725–726). – C. 611–616.

92. Usmanov R., Vatin N., Murgul V. Experimental Research of a Highly Compacted Soil Beds // *Applied Mechanics and Materials*. 2014. (633–634). – C. 1082–1085.

93. Полищук, А. И. Опыт усиления фундаментов реконструируемых зданий инъекционными сваями / А.И. Полищук, А.А.Петухов, Р.В.Шалгинов, А.А.Тарасов // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2014. № 3. – С. 131–144.
94. Пономарев, А.Б. Свайные фундаменты как элементы устойчивого строительства // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2015. № 1. – С. 103–119. DOI:10.15593/2224-9826/2015.1.08.
95. Викторovich, Г.К. Усиление оснований фундаментов нагнетаемыми несущими элементами: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / ПГТУ – Пермь, 2006. –220 с.
96. Lizzi F. Reticulated root piles to correct landslides // ASCE-Preprint, No. 3370. Chicago, USA: ASCE-Preprint, No. 3370, 1978. – 25 с.
97. Xanthakos P.P. Ground Anchors and Anchored Structures. A Wiley Interscience publication, 1991. 704 с.
98. СТО НОСТРОЙ–52655393–0011–2006. 2006.
99. Cao M. Laterally loaded piles in multi-layered soils // Lowland Technology International. 2017. № 2(19). – С. 87–98.
100. Lee T.-H., Im J.-C., Kim C., Seo M. An Experimental Study for Reinforcing the Ground Underneath a Footing Using Micropiles // Geotechnical Testing Journal. 2018. № 4(41). – С. 648–663.
101. Есипов, А.В. Взаимодействие микросвай с грунтовым основанием при усилении фундаментов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / – Тюмень, Россия, 2002.
102. Lim H., Jeong S., Chung M. Analysis of Soil Resistance on Laterally Loaded Offshore Piles in Inchon Marine Clay // Innovations in Geotechnical Engineering. 2018. (GSP 299). – С. 147–159.
103. Maity J., Chattopadhyay B.C. Ground Improvement Techniques. Prentice Hall India Pvt., Limited, 2017. – 424 с.
104. Шашкин, А.Г. Влияние вдавливания свай на массив грунта / А.Г. Шашкин, В.В. Цыганенко, В.Н. Парамонов // Тр. 5 Междунар. конф. по пробл. свайн. фундаментостроения. 1996. – С. 121–123.
105. Muhra H. Micropiles in Northern and Middle Europe, Geotechnical

Laboratory No. 39. Tampere, 1997. 71 с.

106. Sternik K., Blejarski T. Application of micropiles to the stabilization of a deflected old tenement house // The 12th International Workshop on Micropiles At: Kraków, Poland. 2014. № 6. – С. 1–13.

107. Голованов, А.М., Пашков, В.И., Рево, Г.А., Пашков, Д.В., Нерчинский О.В. Р.И.Т. Опыт закрепления структурно-неустойчивых грунтов цементацией // Вестник МГСУ. 2013. № 8. – С. 59–67.

108. Duarte M.Á.P. Foam as a soil conditioner in tunnelling: physical and mechanical properties of conditioned sands, PhD thesis. University of Oxford. 2007. – 385 с.

109. Harbuck D.I. Lightweight foamed concrete fill // Transportation Research Record, Publication № 1422. 1993. – 21–28 с.

110. Song E.-X., Song G. Simplified method for stability and deformation analysis of composite soil nailing with pre-installed micro-piles // Gongcheng Lixue/ Engineering Mechanics. 2014., № 3(31). – С. 52–62.

111. Sivakumar Babu G.L., Singh V.P., Srinivasa Murthy B.R. Soil nailing for rehabilitation of reinforced earth wall distress // Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement. 2011. № 4(164). – С. 235–244.

112. Wang L., Zhang G., Zhang J., Lee C.F. Dynamic centrifuge modeling test of cohesive soil slopes reinforced with soil nailing // Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. 2009. № 6(28). – С. 1226–1230.

113. СТО НОСТРОЙ 2.3.18-2011. Освоение подземного строительства. Укрепление грунтов инъекционными методами в строительстве. – М., 2012.

114. Писаренко, А.В. Метод химического закрепления просадочного грунта коллоидным раствором на основе золя кремниевой кислоты с добавлением полиакриламида / А.В. Писаренко, В.В. Яркин, С.П. Высоцкий // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании. – М.: 2017. – С. 282–286.

115. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. –М.: Стройиздат, 1986. – С. 264.
116. Karol R.H. Chemical Grouting And Soil Stabilization. Third Edit. New Jersey, U.S.A.: CRC Press, 2003. – 584 с.
117. Soni, Harsh and Pitroda, Dr. Jayeshkumar and Bhavsar J. Development of hydraulic fracturing grouting technique for a ground improvement // International Conference on: “Engineering: Issues, opportunities and challenges for development”, Patel Institute of Technology & Research Centre, Umrakh, Bardoli. 2015.
118. Soga K., Au S.K.A., Jafari M.R., Bolton M.D. Laboratory investigation of multiple grout injections into clay // *Géotechnique*. 2004. № 2(54). – С. 81–90.
119. Compaction Grouting Consensus Guide. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2010. – 75 с.
120. Раевский, В.В. Реконструкция и ремонт взлетно - посадочных полос (ВПП) и рулежных дорожек с применением двухкомпонентной пенополиуретановой смолы. Перевод капитального ремонта ВПП в текущий ремонт // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2014. № 26(11). –С. 18–32.
121. Ivanetich K., Gularte F., Dees B. Compaction Grout: A Case History of Seismic Retrofit // *Advances in Grouting and Ground Modification*. 2000. № 292(40516). С. 83–93.
122. Burke G.K. Vertical and Horizontal Groundwater Barriers Using Jet Grout Panels and Columns // *Grouting for Ground Improvement*. 2007. (GSP 168). С. 1–10.
123. Page, R.J. and Ong, J.C.W. and Osborne, N. and Shirlaw N. Jet Grouting Soft Clays for Tunnelling and Deep Excavations—Design and Construction Issues // *International Conference on Deep Excavations 28-30 June 2006, Singapore*.
124. Мангушев, Р.А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: учеб. пособия / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков. – М.: АСВ, 2012. – 280 с.
125. Ma C., Qin Z., Zhuang Y., Chen L., Chen B. Influence of sodium silicate and promoters on unconfined compressive strength of Portland cement-stabilized clay //

Soils and Foundations. 2015. № 5(55). –С. 1222–1232.

126. Domone P.L. The properties of low strength silicate/portland cement grouts // Cement and Concrete Research. 1990. № 1(20). –С. 25–35.

127. Moayedi H., Mosallanezhad M., Nazir R., Kazemian S., Huat B.K. Peaty Soil Improvement by Using Cationic Reagent Grout and Electrokinetic Method // Geotechnical and Geological Engineering. 2014. № 4(32). – С. 933–947.

128. Larionova N.A. et al. Chemical Grouting of Subsidence Loess by Sodium Silicate Solutions with Low Weight Ratio // Grouting and Deep Mixing. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2012. – С. 1968–1971.

129. Жинкин, Г.Н. Электрохимическое закрепление грунтов в строительстве. – Л.: Стройиздат, 1966. – 194 с.

130. Бобырь, Г.А [и др]. Обобщение результатов по химическому закреплению грунтов в основании зданий в волгодонске // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М.: Россия: Издательский дом “Экономика, строительство, транспорт,” 1992. № 3. – С. 18–21.

131. Casagrande I.L. Electro-Osmosis in Soils , casagrande // Géotechnique. Géotechniquea, 1949. № 39(1). – С. 159–177.

132. Asadi A. et al. Theory of electroosmosis in soil // Int. J. Electrochem. Sci. 2013. Vol. 8, № 1(8). – С. 1016–1025.

133. Hansbo S. Soil improvement by means of electro-osmosis // 6th Int. Conf. Case Hist. Geotech. Eng. 2008. № 7. – С. 1–14.

134. Wu H., Hu L., Zhang G. Effects of Electro-Osmosis on the Physical and Chemical Properties of Bentonite // J. Mater. Civ. Eng. 2016. № 8(28).

135. Chien S.-C., Ou C.-Y., Lo W.-W. Electro-osmotic chemical treatment of clay with interbedded sand // Proc. Inst. Civ. Eng. - Geotech. Eng. 2014. № 1(167). – С. 62–71.

136. Shang J.Q., Liu P.H. Soil Cementation Generated and Enhanced by Electrokinetics // GSP 232. American Society of Civil Engineers, 2013. – С. 205–212.

137. Liu P., Shang J.Q. Improvement of marine sediment by combined electrokinetic and chemical treatment // Int. J. Offshore Polar Eng. 2014. Vol. 24, № 3. –

P. 232–240.

138. Hocking G., Hebner G.C. Soil Liquefaction Prevention by Electro-Osmosis and an In Situ Method to Quantify a Soils Tendency to Liquefy // Gr. Modif. Seism. Mitigation(GSP 152). 2006. Vol. GSP, № 152. – P. 97–102.

139. Бугров, А.К., Кравченко, Д.А. Опыт закрепления грунтов карбамидной смолой под общественным зданием // Строительства и архитектура Ленинграда. 1962. № 9.

140. Воронкевич, С.Д. Основы технической мелиорации грунтов. – М.: Научный мир, 2005. – С. 504.

141. Соколович, В.Е. [и др]. Новые способы закрепления лессовых грунтов. – Днепропетровск: Изд-во «Промшь», 1975. – 127 с.

142. Улицкий, В.М., Шашкин, А.Г. Геотехническое сопровождение – реконструкция городов. СПб., Россия: – М.: Издательство АСВ, 1999. – 327 С.

143. Блескина, Н.А. Глубинное закрепление грунтов синтетическими / Н.А. Блескина, Б.С. Федоров. – М.: Стройиздат, 1980. – 147 С.

144. Anagnostopoulos C.A. Strength properties of an epoxy resin and cement-stabilized silty clay soil // Applied Clay Science. 2015. (114). С. 517–529.

145. Cambefort H. The principles and applications of grouting // Q. J. Eng. Geol. Hydrogeol. 1977. № 2(10). – С. 57–95.

146. Raison, Chris A., Ground and Soil Improvement: Thomas Telford Publishing. 2004. –С. 193 с.

147. Богов, С.Г., Запезалов, И.А. Исследование свойств инъекционных растворов на основе цемента для качественного закрепления грунтов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. (Интернет журнал). 2000. № 2. –С. 1–8.

148. Байдаков, О.С. Применение материалов Mikrodur для инъекционных работ при укреплении грунтов и усилении конструкций // Метро и тоннели. 2005. № 6. – С. 34–38.

149. Долев, А.А. О применении микроцементов в геотехническом строительстве / А.А. Долев, И.Я. Харченко // Геотехника. 2013. № 4. – С. 32–36.
150. Насибулович, И.М., Валентинович, С.В., Васильевич, Ш.А. Закрепление грунтов растворами из микроцементов основания, фундаменты и механика грунтов. 2016. (№ 6). – С. 26–31.
151. Королев, В.М. [и др]. Опыт закрепления грунтов с помощью микроцемента // основания, фундаменты и механика грунтов. 2006. (№ 4). – С. 10–14.
152. Макеев, В.А. Результаты закрепления грунтов оснований реконструируемых зданий инъекцией тонкодисперсных цементных растворов в режиме пропитки // Вестник НИЦ Строительство. 2014. (10). – С. 80–87.
153. Лушников, В. В., Богомолов, В.А. Высоконапорная инъекция грунтов, как способ создания геотехногенных систем в строительстве // Инженерно-геологические проблемы урбанизированных территорий: Материалы междунар. симпозиума. – Екатеринбург, 2001. – С. 732–740.
154. Богомолов, В.А. Метод высоконапорной инъекции связных грунтов при устройстве и усилении оснований и фундаментов: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.02 / – Екатеринбург. 2002. – 104 С.
155. Atangana Njock P.G., Shen J.S., Modoni G., Arulrajah A. Recent Advances in Horizontal Jet Grouting (HJG): An Overview // Arabian Journal for Science and Engineering. 2018. № 4(43). –С. 1543–1560.
156. Njock P.G.A., Chen J., Modoni G., Arulrajah A., Kim Y.H. A review of jet grouting practice and development // Arabian Journal of Geosciences. 2018. № 16(11).
157. Karahan G.N., Sivrikaya O. Designing singular jet grouting column for sandy soils // Environmental Earth Sciences. 2018. № 12(77). С. 1–11.
158. Малинин, А.Г. Струйная цементация грунтов. – М.: ОАО изд-во «Стройиздат», 2010. – 226 с.
159. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева, О.А. Новые способы геотехнического проектирования и строительства. Научное из. – М.: Издательство АСВ, 2015. – 224 с.

160. Мангушев, Р.А., Ершов, А.В., Осокин, А.И. Современные свайные технологии. – М.: Издательство АСВ, 2007. –160 с.
161. Улицкий, В.М., Богов, С.Г. Комплексное использование струйной технологии для целей реконструкции на слабых грунтах // Материалы 3-го Международного симпозиума: Реконструкция. СПб., Россия, 2005.
162. Hu, Q.-F., Zhang J.-Q. Experimental Study of Super High Pressure Jet Grouting in Gravel Stratum // Journal of Railway Engineering Society. 2018. № 12(34). – С. 13–17.
163. Boehm D.W., Posey T.A. Super Jet Grouting Repairs and Extends the Life of Ailing Coastal Front Structure // Grouting and Ground Treatment. 2003. (120 I). – С. 330–341.
164. Senapathy H., Davie J.R., Boehm D. Improving Deep-Seated Soft Clays Using Super-Jet Grouting // Grouting and Ground Treatment. 2003. – С. 440–451.
165. Grotenhuis R. te. Master of Science thesis: Fracture Grouting theory: Modelling of Fracture Grouting in sand. Faculty of Civil Engineering and Geosciences // Delft University of Technology, 2004. – 118 с.
166. Staheli K., Price C.G., Wetter L. Effectiveness of Hydrofracture Prediction for HDD Design // North American Society for Trenchless Technology (NASTT). – Chicago, Illinois, USA, 2010. – С. 1–10.
167. N.A. Smith et al. Two examples of structural damage caused by inadvertent hydraulic fracture // Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2015. – С. 3607–3612.
168. Bennett D., Wallin K. Step by Step Evaluation of Hydrofracture Risks for Horizontal Directional Drilling Projects // International Pipelines Conference. Atlanta, Georgia, United States, 2008. – С. 1–10.
169. Малинин А.Г. Обоснование технологических параметров инъекционного закрепления слабых грунтов в режиме гидроразрыва. Давление гидроразрыва // Подземное пространство мира. 2002. № 1.
170. Карякин, В. Ф. [и др.]. Патент RU (11) 2305153 (13) С2: Способ

усиления рыхлых оснований фундаментов направленным горизонтальным площадным гидроразрывом и устройством для горизонтального разрыва.

171. Md Yusof M.A., Mahadzir N.A. Development of mathematical model for hydraulic fracturing design // *Journal of Petroleum Exploration and Production Technology*. 2015. № 3(5). – С. 269–276.

172. Сахаров, И.И. К вопросу об адаптации манжетной технологии для целей укрепительной инъекции оснований зданий // *Реконструкция городов и геотехническое строительство (Интернет журнал)*. 2000. № 2. – С. 1–5.

173. Escolano Sánchez F., Mazariegos de la Serna A., Sánchez Lavín J.R., Campo Yagüe J.M. del. Underpinning of shallow foundations by expansive polyurethane resin injections. Case study: Cardinal Diego de Espinosa Palace in Segovia (Spain) // *Revista de la construcción*. 2017. № 3(16). – С. 420–430.

174. Niederbrucker R., Wu W., Paschetto A. Flat Dilatometer Tests for verification of Uretek 's Resin-Injektions // *Semant. Sch. (Электронный Ресурс)*. 2015.

175. Buzzi O., Fityus S., Sasaki, Y., Sloan S. Structure and properties of expanding polyurethane foam in the context of foundation remediation in expansive soil // *Mechanics of Materials*. 2008. № 12(40). – С. 1012–1021.

176. Buzzi O., Fityus S., Sloan S.W. Use of expanding polyurethane resin to remediate expansive soil foundations // *Canadian Geotechnical Journal*. 2010. № 6(47). – С. 623–634.

177. Popik M., Trout M., Brown R.W. Improving soil stiffness beneath pavements using polyurethane injection // *Annual Conference and Exhibition of the Transportation Association of Canada TAC/ATC: Canada, 2010*.

178. Hellmeier P., Soranzo E., Wu W., Niederbrucker R., Paschetto A. An experimental investigation into the performance of polyurethane grouting in soil // *14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. – Toronto, Ontario, Canada, 2011.

179. Sai Tejaswi Lanka., Aswathi T.S., Poongothai A. Rectification of settled foundations // *Proceedings of 6th IRF International Conference, Chennai, India. 2014*. С. 68–72.

180. Valentino R., Romeo E., Stevanoni D. An experimental study on the mechanical behaviour of two polyurethane resins used for geotechnical applications // *Mechanics of Materials*. 2014. (71). – C. 101–113.
181. Apuani T., Giani G.P., D'Attoli M., Fischanger F., Morelli G., Ranieri G., Santarato G. Assessment of the Efficiency of Consolidation Treatment through Injections of Expanding Resins by Geotechnical Tests and 3D Electrical Resistivity Tomography // *The Scientific World Journal*. 2015. – C. 1–13.
182. Warren B.J. Master Of Science Thesis: Field Application Of Expanding Rigid Polyurethane Stabilization Of Railway Track Substructure. University of Wisconsin-Madison, 2015.
183. A.H.Alsabhan et al. Field validation of polyurethane technology in remediating rail substructure and enhancing rail freight capacity: Report // University. Wisconsin–Madison. USA, 2016. – C. 1–55.
184. Nowamooz H. Resin injection in clays with high plasticity // *Comptes Rendus Mécanique*. 2016. № 11–12(344). –C. 797–806.
185. Fakhar A.M.M., Asmaniza A. Road Maintenance Experience Using Polyurethane (PU) Foam Injection System and Geocrete Soil Stabilization as Ground Rehabilitation // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2016. (136). – C. 1–10.
186. Hess J. Master of Science thesis: In-Situ Testing of Uretek ' s Injectable Barrier SM as a Mechanism for Groundwater Control: University of South Florida, 2016.
187. GolpazirI., Ghalandarzadeh A., Jafari M.K., Mahdavi M. Dynamic properties of polyurethane foam-sand mixtures using cyclic triaxial tests // *Construction and Building Materials*. 2016. (118). – C. 104–115.
188. Phougat N. Stablization Of Expansive Soil // *International Journal of Current Engineering Sciences*. 2017. № 4(6). – C. 88–96.
189. Traylen N.J. et al. A Study into Resin Injection as a Ground Improvement Technique for Seismic Liquefaction Mitigation // *Proceeding of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V Conference*. Austin, – Texas, 2018. – C. 60–70.

190. ПОСОБИЕ по химическому закреплению грунтов инъекцией в промышленном и гражданском строительстве. Москва, Россия: (к СНиП 3.02.01-86) / НИИОСП им. Н.М. Герсевича. – М.: Стройиздат, 1986. – 130 с.
191. Akpil B., Jaja, G. Reliability of Soil and Ground Improvement Techniques on Peaty Clay Soil – A Review // International Journal of Trend in Scientific Research and Development. 2016. № 3. – С. 682-690.
192. Sabri M.M., Shashkin K.G., Improvement of the soil deformation modulus using an expandable polyurethane resin // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 7(83). – С. 222–234. DOI:10.18720/MCE.83.20.
193. Sabri M.M., Shashkin K.G., Zakharin E., Ulybin A.V. Soil stabilization and foundation restoration using an expandable polyurethane resin // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 6(82). С. 68–80. DOI:10.18720/MCE.82.7.
194. Sabri Mohanad., Bugrov Aleksandr., Panov Stanislav. D.V. Ground improvement using an expandable polyurethane resin // MATEC Web of Conferences. 2018. (245). С. 1–4. DOI:10.1051/matecconf/201824501004.
195. Hamid A.M., Al-Amoudi O.S.B., Aiban S.A. Assessing the Effect of Density and Water Level on the Degree of Compaction of Sand Using Dynamic Cone Penetration Test // Arabian Journal for Science and Engineering. 2018. (44).
196. Hamid A. The dynamic cone penetration test: A review of its correlations // International Conference on Advances in Civil and Environmental Engineering. 2015.
197. Salgado, Rodrigo and Yoon S. Dynamic Cone Penetration Test (DCPT) for Subgrade Assessment // Joint Transportation Research Program. 2003. № FHWA/IN/JTRP-2002/30, SPR-2362 port Dynamic.
198. ГОСТ 19912-2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – М.: Стандартинформ. 2013.
199. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Стандартинформ. 2013.
200. Sabri M.M., Shashkin K.G. The mechanical properties of the expandable polyurethane resin based on its volumetric expansion nature // Magazine of Civil

Engineering. № 6(98). DOI:10.18720/MCE.98.11.

201. Sabri, M.M.S.; Shashkin, K.G. Subsoil stabilized by polyurethane resin injection: FEM calculation // Construction of Unique Buildings and Structures. 2020. № 8(91). DOI:10.18720/CUBS.91.8.

202. ГОСТ 15139-69. Пластмассы. Методы определения плотности (объемной массы). 1970.

203. ГОСТ 4651-2014. Пластмассы. Метод испытания на сжатие. – М.: Стандартиформ. 2014.

204. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Стандартиформ. 2012.

205. Болдырев, Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов: Состояние вопроса. – Пенза, 2008. – 695 р.

206. Mayne, Paul and Kemper J. Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT // Geotechnical Testing Journal. 1988. № 2(11). – С. 139–147.

207. Hicks M.A., Pisanò F., Peuchen J. Cone Penetration Testing 2018: Proceedings of the 4th International Symposium on Cone Penetration Testing. Delft, The Netherlands: CRC Press, 2018.

208. Сабри, М.М. Усиление оснований и регулирование осадок зданий расширяемой полиуретановой смолой. Научный доклад выпускной квалификационной работы, СПбПУ. 2019. –35 с.

Акт внедрения:



Общество с ограниченной ответственностью
«Институт архитектурно-строительного проектирования, геотехники и реконструкции»
(ООО «ПИ Геореконструкция»)

геотехника, изыскания и обследования, архитектурно-строительное проектирование

190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр.,
д. 4, пом. 414

тел.: +7 (812) 339-35-87, +7 (812) 575-35-87

ОКПО 96719055 ОГРН 5067847179440

факс: +7 (812) 575-36-25

ИНН/КПП 7839339252/783901001

E-mail: mail@georec.spb.ru www.georec.spb.ru

21.09.2020 № 01-2020-1152

В Диссертационный совет

На № _____ от _____

Д 999.187.02

АКТ О ВНЕДРЕНИИ

Результатов диссертационного исследования

Настоящим удостоверяется, что результаты диссертационного исследования Сабри М.М на тему: «Усиление оснований и регулирование осадок зданий расширяемой полиуретановой смолой» обладают актуальностью, представляют практический интерес и использовались в ООО «ПИ Геореконструкция» при проектировании компенсационных мероприятий по подъему фундаментов и закреплению грунтов оснований на различных объектах.

Генеральный директор _____



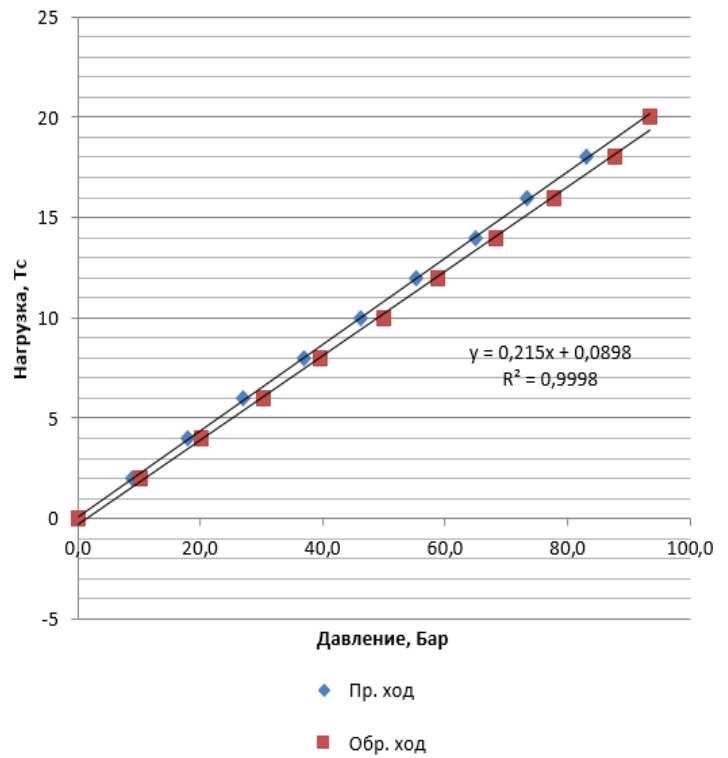
А.Г. Шашкин

Приложение 2

Процесс калибровки и графики тарировки по измеряемому давлению масла
в системе для определения нагрузки, создаваемой на штамп:



Процесс тарировки



Тарировочная зависимость

Копии сертификатов о поверке/калибровке оборудования, использованных
для проведения статических испытаний грунтов штампом

**РОССИЙСКАЯ СИСТЕМА КАЛИБРОВКИ
ФГУП «ВНИИМС»**

Общество с ограниченной ответственностью «Метэк»
г. Санкт-Петербург, Пискаревский пр., д.40, к. 2, пом. 12Н,
E-mail: metek2004@mail.ru, т. (812)241-68-81
Аттестат аккредитации на право поверки СИ № RA.RU.311259 от 24.06.2015 г.
Свидетельство о регистрации в РСК № 001399 от 21.01.2015 г до 21.01.2020 г.

**СЕРТИФИКАТ
КАЛИБРОВКИ**

№ 1498-2017 Страница 1 из 2

Дата калибровки: 21 апреля 2017 г.

Объект калибровки: рулетка измерительная металлическая «UM5M»
Заводской № 062

Изготовитель: «FISCO», Англия

Владелец: ПНИПКУ «Венчур», ИНН 7804047530

Метод калибровки: калибровка проведена в соответствии с МИ 1780-87 «ГСИ. Ленты образцовые и рулетки металлические и измерительные. Методика поверки.

Генеральный директор Лейкин М.Е.

Дата выдачи: 21 апреля 2017 г.

**РОССИЙСКАЯ СИСТЕМА КАЛИБРОВКИ
ФГУП «ВНИИМС»**

Общество с ограниченной ответственностью «Метэк»
г. Санкт-Петербург, Пискаревский пр., д.40, к. 2, пом. 12Н,
E-mail: metek2004@mail.ru, т. (812)241-68-81
Аттестат аккредитации на право поверки СИ № RA.RU.311259 от 24.06.2015 г.
Свидетельство о регистрации в РСК № 001399 от 21.01.2015 г до 21.01.2020 г.

**СЕРТИФИКАТ
КАЛИБРОВКИ**

№ 1984-2017 Страница 1 из 2

Дата калибровки: 19 мая 2017 г.

Объект калибровки: измеритель температуры и влажности
ТКА-ПКМ(20)

Заводской № 20 7738

Изготовитель: ООО «НТП «ТКА», 2012 г.

Владелец: ПНИПКУ «Венчур», ИНН 7804047530

Метод калибровки: калибровка проведена путем сличения показаний с показаниями образцового термогигрометра.

Генеральный директор Лейкин М.Е.

Дата выдачи: 19 мая 2017 г.


РОССИЙСКАЯ СИСТЕМА КАЛИБРОВКИ
ФГУП «ВНИИМС»

Общество с ограниченной ответственностью «Метэк»
г. Санкт-Петербург, Пискаревский пр., д.40, к.2, пом. 12Н,
E-mail: metek2004@mail.ru, т. (812)241-68-81
Аттестат аккредитации на право проведения поверки СИ № RA.RU.311259 от 24.06.2015 г.
Свидетельство о регистрации в РСК № 001399 от 21.01.2015 г. до 21.01.2020 г.

**СЕРТИФИКАТ
КАЛИБРОВКИ**

№ 4278-2016 Страница 1 из 2

Дата выдачи: 06 декабря 2016 г.

Объект калибровки: прогибомер 6-ПАО
Заводской № 058
Владелец: ФГАОУ ВО «СПБПУ», ИНН 7804040077

Метод калибровки: калибровка проведена в соответствии с МИ 956-85-92 «Прогибомер 6-ПАО. Методы и средства поверки»

   **Генеральный директор** **Лейкин М.Е.**


РОССИЙСКАЯ СИСТЕМА КАЛИБРОВКИ
ФГУП «ВНИИМС»

Общество с ограниченной ответственностью «Метэк»
г. Санкт-Петербург, Пискаревский пр., д.40, к.2, пом. 12Н,
E-mail: metek2004@mail.ru, т. (812)241-68-81
Аттестат аккредитации на право поверки СИ № RA.RU.311259 от 24.06.2015 г.
Свидетельство о регистрации в РСК № 001399 от 21.01.2015 г. до 21.01.2020 г.


**СЕРТИФИКАТ
КАЛИБРОВКИ**

№ 4818/2-2017 Страница 1 из 2

Дата калибровки: 06 декабря 2017 г.
Объект калибровки: прогибомер 6-ПАО
Заводской № 058
Владелец: НИЛ «Политех-СКМ-Тест» (ФГАОУ ВО «СПБПУ»)
Метод калибровки: калибровка проведена в соответствии с МИ 956-85-92 «Прогибомер 6-ПАО. Методы и средства поверки»

   **Генеральный директор** **Лейкин М.Е.**

Дата выдачи: 06 декабря 2017 г.


РОССИЙСКАЯ СИСТЕМА КАЛИБРОВКИ
ФГУП «ВНИИМС»

Общество с ограниченной ответственностью «Метэк»
г. Санкт-Петербург, Пискаревский пр., д.40, к.2, пом. 12Н,
E-mail: metek2004@mail.ru, т. (812)241-68-81
Аттестат аккредитации на право проведения поверки СИ № RA.RU.311259 от 24.06.2015 г.
Свидетельство о регистрации в РСК № 001399 от 21.01.2015 г. до 21.01.2020 г.




**СЕРТИФИКАТ
КАЛИБРОВКИ**

№ 4276-2016 Страница 1 из 2

Дата выдачи: 06 декабря 2016 г.

Объект калибровки: прогибомер 6-ПАО
Заводской № 064
Владелец: ФГАОУ ВО «СПБПУ», ИНН 7804040077

Метод калибровки: калибровка проведена в соответствии с МИ 956-85-92 «Прогибомер 6-ПАО. Методы и средства поверки»

   **Генеральный директор** **Лейкин М.Е.**


РОССИЙСКАЯ СИСТЕМА КАЛИБРОВКИ
ФГУП «ВНИИМС»

Общество с ограниченной ответственностью «Метэк»
г. Санкт-Петербург, Пискаревский пр., д.40, к.2, пом. 12Н,
E-mail: metek2004@mail.ru, т. (812)241-68-81
Аттестат аккредитации на право поверки СИ № RA.RU.311259 от 24.06.2015 г.
Свидетельство о регистрации в РСК № 001399 от 21.01.2015 г. до 21.01.2020 г.

**СЕРТИФИКАТ
КАЛИБРОВКИ**

№ 4818/3-2017 Страница 1 из 2

Дата калибровки: 06 декабря 2017 г.
Объект калибровки: прогибомер 6-ПАО
Заводской № 064
Владелец: НИЛ «Политех-СКМ-Тест» (ФГАОУ ВО «СПБПУ»)
Метод калибровки: калибровка проведена в соответствии с МИ 956-85-92 «Прогибомер 6-ПАО. Методы и средства поверки»

   **Генеральный директор** **Лейкин М.Е.**

Дата выдачи: 06 декабря 2017 г.