

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

На правах рукописи



ГАНБОЛД АДЪЯАЖАВ

**ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ОГРАЖДАЮЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ
КОТЛОВАНА ТИПА «СТЕНА В ГРУНТЕ» НА ОСАДКИ И КРЕН
ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ НА ПЛИТНОМ ФУНДАМЕНТЕ**

Специальность: 2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Знаменский Владимир Валерианович

Москва – 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1. КОТЛОВАНЫ И ИХ ОГРАЖДЕНИЯ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ	12
1.1 Котлованы	12
1.2 Устройство котлованов с ограждающими конструкциями	14
1.3 Влияние стены в грунте траншейного типа на окружающую застройку и возведенное высотное здание	20
1.4 Выводы по первой главе	24
ГЛАВА 2. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ СТЕНЫ В ГРУНТЕ НА ОСАДКИ И КРЕНЫ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ	26
2.1 Постановка задачи, программа исследований	26
2.2 Исследование влияния стены в грунте на среднюю осадку высотного здания на плитном фундаменте, расположенного в центре строительной площадки	28
2.2.1 Расчетная схема и состав исследований	28
2.2.2 Результаты выполненных исследований	30
2.3 Исследование влияния стены в грунте на крен высотных зданий на плитном фундаменте, смещенного к ограждению котлована	36
2.3.1 Расчетная схема и состав исследований	36
2.3.2 Результаты выполненных исследований	37
2.4 Исследование влияния стены в грунте на среднюю осадку высотных зданий на плитном фундаменте, смещенного к ограждению котлована	45
2.4.1 Результаты выполненных исследований	45
2.5 Выводы по второй главе	52
ГЛАВА 3. МАТЕМАТИКО-СТАТИСТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ СТЕНЫ В ГРУНТЕ НА ОСАДКИ И КРЕНЫ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЯ НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ	54
3.1 Средняя осадка здания, расположенного в центре котлована	57
3.1.1 Математическая модель эксперимента 1	58

3.1.2	Проверка однородности дисперии эксперимента 1	60
3.1.3	Расчет коэффициентов уравнения регрессии эксперимента 1	60
3.1.4	Проверка адекватности модели эксперимента 1	62
3.1.5	Анализ результатов численного расчета эксперимента 1	64
3.2	Крен здания, смещенного к ограждению котлована	65
3.2.1	Математическая модель эксперимента 2	66
3.2.2	Проверка однородности дисперии эксперимента 2	68
3.2.3	Расчет коэффициентов уравнения регрессии эксперимента 2	68
3.2.4	Проверка адекватности модели эксперимента 2	69
3.2.5	Анализ результатов численного расчета эксперимента 2	70
3.3	Средняя осадка здания, смещенного к ограждению котлована	72
3.3.1	Математическая модель эксперимента 3	72
3.3.2	Проверка однородности дисперии эксперимента 3	73
3.3.3	Расчет коэффициентов уравнения регрессии эксперимента 3	73
3.3.4	Проверка адекватности модели эксперимента 3	74
3.3.5	Анализ результатов численного расчета эксперимента 3	76
3.4	Выводы по третьей главе	76
ГЛАВА 4. ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРЕНА ВЫСОТНОГО		
ЗДАНИЯ НА ПЛИТНОМ ФУНДАМЕНТЕ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ НА НЕГО		
ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КОТЛОВАНА		78
4.1	Построение номограмм	85
4.1.1	Блок-схема и номограммы для расчета крена здания в зависимости от параметра $m (X_1)$	85
4.1.2	Блок-схема и номограммы для расчета крена здания в зависимости от параметра $t (X_2)$	89
4.1.3	Блок-схема и номограммы для расчета крена здания в зависимости от параметра $Rint (X_3)$	93
4.2	Сопоставления измеренных кренов здания с результатами расчета по разработанной инженерной методике	97
4.3	Выводы по четвертой главе	102

ЗАКЛЮЧЕНИЕ	104
Список литературы	106
Приложение А. Значения критерия Стьюдента (для факторного анализа)	120
Приложение Б. Значения критерия Фишера при уровне значимости 0.05	121

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации:

В современной строительной практике при устройстве глубоких котлованов в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях часто прибегают к устройству ограждений в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа. По сравнению с другими конструктивными типами ограждений стена в грунте обладает рядом преимуществ, такими как возможность ее устройства практически в любых инженерно-геологических и гидрогеологических условиях строительных площадок, надежная защита котлована от подтопления при ее качественном исполнении и повышенная жесткость. Однако само устройство стены в грунте этого типа оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состояние (НДС) вмещающего ее грунтового массива, что негативно сказывается не только на окружающей застройке, что проявляется в виде ее дополнительных осадок, но и приводит к неравномерным деформациям грунтового массива в основании плитных фундаментов возводимых высотных зданий, увеличивая их крен. Но если изучению влияния устройства стены в грунте на дополнительные осадки зданий окружающей застройки в последние годы был посвящен ряд работ, позволивший установить закономерности их развития и разработать эффективные защитные мероприятия, то влияние стены в грунте на осадки и крены возводимых в котловане зданий практически не изучалось, а их правильная оценка особенно важна при строительстве высотных зданий, крены которых жестко ограничены действующими нормативными документами. Учитывая это, а также в связи с постоянно увеличивающимся объемом возведения высотных зданий, выполнение исследований, направленных на изучение влияния ограждения котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа на осадки и крены высотных зданий на плитном фундаменте с целью повышения точности их расчета следует считать актуальной геотехнической задачей.

Степень разработанности темы

Изучению влияния устройства котлованов и их ограждений на изменение НДС окружающего массива грунта занимались многие отечественные и зарубежные ученые и специалисты. В нашей стране - Готман А.Л. [6, 7], Готман Н.З. [8], Знаменский В.В. [12, 13, 14, 15, 110], Егоров К.Е. [10], Ильичев В.А. [16, 17, 18, 91], Мангушев Р.А. [24, 25, 26, 27], Конюхов Д.С. [19], Мирсяяпов И.Т. [28, 29, 30, 95], Парамонов В.Н. [32, 33, 34], Пономарев А.Б. [41, 42], Петрухин В.П. [35, 36, 37, 38, 39, 40], Тер-Мартirosян З.Г. [51, 52, 53, 54, 55], Тер-Мартirosян А.З. [51, 52, 53, 54, 55], Сидоров В.В. [52], Улицкий В.М. [58, 59, 60], Ухов С.Б. [62], Фадеев А.Б. [63, 64], Федоровский В.Г. [65, 66, 67], Шашкин А.Г. [68], Шулятьев О.А. [69-75], Никифорова Н.С. [30, 90, 91], Чунюк Д.Ю. [12, 13], Морозов Е.Б. [14], Минаков Д.К. [71] и др. За рубежом - Abdel-Rahman [78], Van Impe W. F. [105], Carder D.R. [82], Puller M. [99], Chang-Yu Ou [80, 81], Xiangfu C. [109], Lemmen H.E. [93], Kewei DING [92], Thompson P.A. [102] и др.

Изучалось, в основном, влияние устройства котлованов и их ограждений на дополнительные осадки зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния нового строительства, как одного из проблемных вопросов при возведении зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки, что связано с необходимостью обеспечения ее сохранности и нормального эксплуатационного состояния. Результаты проведенных исследований были отражены в соответствующих нормативных документах. Что касается влияния устройства и работы стены в грунте на НДС грунтового массива в основании плитного фундамента возведенного здания, то до недавнего времени этот вопрос практически не изучался, однако с началом массового строительства высотных зданий, особо чувствительным к кренам, повысились и требования к точности их определения. Было установлено, что наряду с изменением НДС грунтового массива в основании плитных фундаментов, вызванных устройством стены в грунте, на крен высотного здания оказывает влияния и ее включение в работу после его возведения, что со всей очевидностью показали данные мониторинга,

представленные в работе О.А. Шулятьева и др. (2016) [69] на примере возведенного в г. Москве здания, что еще раз подтвердило необходимость дальнейшего изучения этого вопроса.

Целью диссертационной работы является исследование влияния ограждающих конструкций котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа на осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах, установление зависимости этого влияния от различных факторов и разработка методики его учета при проектировании.

Задачи исследования:

1. Изучение и анализ экспериментальных и расчетных данных о влиянии устройства и работы стены в грунте траншейного типа на дополнительные осадки окружающей застройки и деформации грунтового массива в основании плитных фундаментов возводимых в котловане зданий.

2. Исследования численным методом зависимости влияния ограждения котлована типа «стена в грунте» на осадки и крены высотных зданий на плитном фундаменте от параметров ограждения при его одностороннем и двухстороннем расположении относительно здания.

3. Установление границ существенного влияния стены в грунте на деформации грунтового массива в основании фундаментных плит высотных зданий.

4. Математико-статистический анализ степени влияния параметров стены в грунте, ее положения относительно фундамента, нагрузки на основание, модуля деформации грунтового основания, глубины заделки стены в грунте и условия на контакте бетон-грунт на осадки и крен высотного здания на плитном фундаменте.

5. Получение уравнений регрессии, связывающих осадку и крен высотного здания на плитном фундаменте с параметрами ограждения, его местоположением относительно фундамента и нагрузки на основание.

6. Разработка инженерного метода определения осадки и крена высотного здания на плитном фундаменте с учетом влияния на них ограждения котлована типа «стена в грунте».

7. Разработка рекомендаций по изменению параметров стены в грунте и ее положения относительно фундаментной плиты с целью снижения средних осадок и кренов высотного здания до нормативных пределов.

Объект исследования – грунтовый массив в основании плитного фундамента, устроенного в глубоком котловане под защитой стены в грунте траншейного типа.

Предмет исследования – закономерности влияния ограждения котлована типа «стена в грунте» на осадку и крен высотного здания на плитном фундаменте.

Научная новизна работы состоит в следующем:

1. Получены новые данные о зависимости средних осадок и кренов высотных зданий на плитных фундаментах, возведенных в котлованах под защитой ограждений типа «стена в грунте», от расстояния от ограждения котлована до края плиты, глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована, условий контакта грунтового массива со стороны котлована с поверхностью ограждения (грунт-бетон), деформационных характеристик основания и действующей на него нагрузки.

2. Определена степень влияния каждого из указанных факторов на средние осадки и крены зданий, а также выделены наиболее значимые из них, к которым для средних осадок здания относятся интенсивность равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту и деформационные характеристики грунта, а для кренов - конструктивные параметры ограждения котлована, расстояние от ограждения до края фундаментной плиты и интенсивность нагрузки на основание.

3. Получены аналитические зависимости, позволяющие определять средние осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах с учетом влияния на них ограждающей конструкции котлована типа «стена в грунте».

Теоретическая значимость работы заключается в развитии и совершенствовании методов расчета по деформациям основания высотных зданий на плитных фундаментах, возведенных в котлованах под защитой монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа.

Практическая значимость работы заключается:

1. В установлении пределов существенного влияния изменения параметров ограждения и его расстояния от фундаментной плиты на средние осадки и крены высотного здания на плитном фундаменте.

2. В разработке алгоритма расчета кренов высотных зданий на плитных фундаментах с учетом влияния на них ограждения котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа.

3. В возможности выполнять расчеты по разработанным методикам с использованием специальных номограмм, что существенно сокращает время проектирования и позволяет рассмотреть большое число возможных вариантов ограждения и его расположения относительно края фундаментной плиты.

4. В возможности снижения кренов высотных зданий на плитных фундаментах до нормативного уровня за счет изменения параметров ограждения, его расположения относительно края фундамента и изменения условий контакта грунтового массива со стороны котлована с поверхностью его ограждения (грунт-бетон).

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

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

- анализ литературных источников по тематике диссертационной работы;
- численное моделирование работы монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа с целью установления закономерностей ее влияния на напряженно-деформированное состояние грунтового массива в основании плитного фундамента высотного здания и, как следствие, на его осадку и крен;
- математико-статистический анализ степени влияния параметров стены в грунте, ее положения относительно фундамента, нагрузки на основание, модуля деформации

грунтового основания, глубины заделки стены в грунте и условия на контакте бетон-грунт на осадки и крен высотного здания на плитном фундаменте;

- сравнение результатов расчетов по разработанной методике с результатами мониторинга кренов возведенного высотного здания на плитном фундаменте.

Положения, выносимые на защиту

1. Установленные численным моделированием закономерности влияния стены в грунте траншейного типа на средние осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах.

2. Результаты математико-статистического анализа степени влияния на средние осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах расстояния от ограждения до края плиты, глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована, условий контакта грунтового массива со стороны котлована с поверхностью ограждения (грунт-бетон), деформационных характеристик основания и действующей на него нагрузки.

3. Полученные уравнения регрессии, позволяющие определять средние осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах с учетом влияния на них стены в грунте.

4. Методика расчета средней осадки и крена высотного здания на плитном фундаменте с использованием диаграмм.

Достоверность результатов полученных в рамках настоящей диссертационной работы, обеспечена использованием основных гипотез и моделей механики грунтов и теории упругости, современных комплексов и методик обработки экспериментальных данных, непротиворечием полученных результатов имеющимся данным о влиянии стены в грунте на напряженно-деформированное состояние грунтового массива в основании плитных фундаментов и сравнением результатов расчета по разработанной методике с данными мониторинга кренов возведенного в Улан-Баторе (Монголия) многоэтажного здания.

Личный вклад автора состоит:

- в постановке задачи данного исследования, проведении анализа современного состояния вопроса, выборе объекта и предмета исследования;
- в разработке модели и выполнении численных расчетов влияния ограждения котлована типа монолитной железобетонной стены в грунте на осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах;
- в выполнении математико-статистического анализа степени влияния местоположения и параметров стены в грунте на осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах;
- в разработке методики расчета кренов высотных зданий на плитных фундаментах, учитывающей влияние на них наличие монолитной железобетонной стены в грунте.

Абробация работы. Основные положения диссертационной работы были рассмотрены и обсуждены на:

- Международной конференции «Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территорий» (Пермь, 2021 г.);
- Международной конференции «Современные теоретические и практические вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и методики расчетов» (Санкт-Петербург, 2021г.).

Публикации. По теме диссертации опубликовано 3 научные статьи: две в рецензируемых журналах, входящих в перечень ВАК, одна в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus и Web of Science.

Структура и объем диссертации

Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения, списка использованной литературы из 110 наименований, в том числе 32 иностранных, и 2 Приложений, содержит 121 страницы машинописного текста, включает 74 рисунков и 17 таблиц.

ГЛАВА 1. КОТЛОВАНЫ И ИХ ОГРАЖДЕНИЯ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

1.1 Котлованы

Основными требованиями, выполнение которых необходимо предусмотреть при проектировании котлованов и их устройстве, является обеспечение устойчивости их бортов и снижение негативного влияния на окружающую застройку, которое проявляется в виде развития ее дополнительных осадок, способных не только вывести соседние здания из нормального эксплуатационного состояния, но и привести к их разрушению.

В последнее 40 лет в России быстро развивается строительство высотных зданий, что соответствует общей мировой тенденции и связано, в основном, с резко возросшей стоимостью земли и отсутствием обширных свободных участков в пределах городов. Увеличившиеся нагрузки на грунтовое основание при возведении высотных зданий с развитой подземной частью, оказывающей влияние на напряженно-деформированное состояние грунтового массива сопоставимое с гидротехническими сооружениями, потребовало развития расчетных комплексов, позволяющих повысить точность выполняемых расчетов и обеспечить экономическую эффективность, долговечность и эксплуатационную надежность возведенных высотных зданий, одной из особенностей которых является их повышенная чувствительность к кренам, превышение которых над нормативными может привести к сбою в работе их систем жизнеобеспечения, вывести из строя лифтовое хозяйство, вызвать дополнительные напряжения и образование трещин в их несущих и ограждающих конструкциях и, в крайних случаях, привести к нарушению их устойчивости.

Последние работы НИИОСП им. Н.М.Герсеванова показали необходимость внесения поправок в нормативные документы, ужесточив требования по допускаемым предельным кренам высотных зданий, что требует и более точного учета в расчетах влияющих на них факторов.

На крен здания оказывают влияние грунтовые условия, нагрузки и окружающие здания и сооружения. Влияние этих факторов на напряженно-

деформированное состояние (НДС) грунтов в основании плитных фундаментов зданий высотой до 75 м, относящихся к многоэтажным зданиям, хорошо изучено, что позволяет определять их осадки и крены с удовлетворительной точностью. Что касается высотных зданий, то здесь, как отмечено в монографии О.А.Шулятьева «Основания и фундаменты высотных зданий», 2016 [68], необходим более точный расчет, в частности, учет дополнительных факторов, влияющих на НДС грунтового массива в основании этих зданий, в частности, устройства и работу ограждений котлованов, конструктивные решения которых зависят от инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, глубины котлована, окружающей застройки и ряда других факторов.

1.2 Устройство котлованов с ограждающими конструкциями

Глубокие котлованы под высотное строительство зданий с развитой подземной частью выполняют, как правило, с вертикальными откосами, основными конструктивными видами креплений которых, применяемых в современной строительной практике, являются:

- шпунтовые ограждения;
- ограждения из стальных элементов с забиркой;
- ограждения из буровых свай;
- ограждения типа «стена в грунте» в сборном или монолитном варианте.

Жесткость ограждений увеличивают за счет применения различных дополнительных элементов: горизонтальных распорок, раскосов, подкосов, грунтовых анкеров или дисков перекрытий при возведении подземной части здания методом «сверху-вниз».

Шпунтовые ограждения состоят из отдельных элементов (шпунтин), которые погружаются в грунт еще до отрывки котлована и образуют сплошную водонепроницаемую стену. Шпунт может быть деревянным или стальным.

Деревянный шпунт, изготавливаемый из досок или бруса, применяют при глубине котлована от трех до пяти метров. Доски имеют толщину до 8 см, брус сечение от 10х10 см до 24х24 см. Длина шпунтин не превышает 8 м.

Деревянный шпунт в последнее время почти не используется вследствие его малой прочности и невозможности погружения в плотные грунты.

Металлический шпунт применяют при глубине котлована более 5...6 м. Шпунтины могут быть различного профиля - корытного, плоского или Z-образного (рис. 1.1). Длина шпунтин составляет от 8 до 22 м и при необходимости может быть увеличена наращиванием сваркой до 40 м.

Металлические шпунтовые ограждения являются водонепроницаемыми за счет заиливания через короткий промежуток времени после погружения их замковых устройств (рис. 1.1 б)

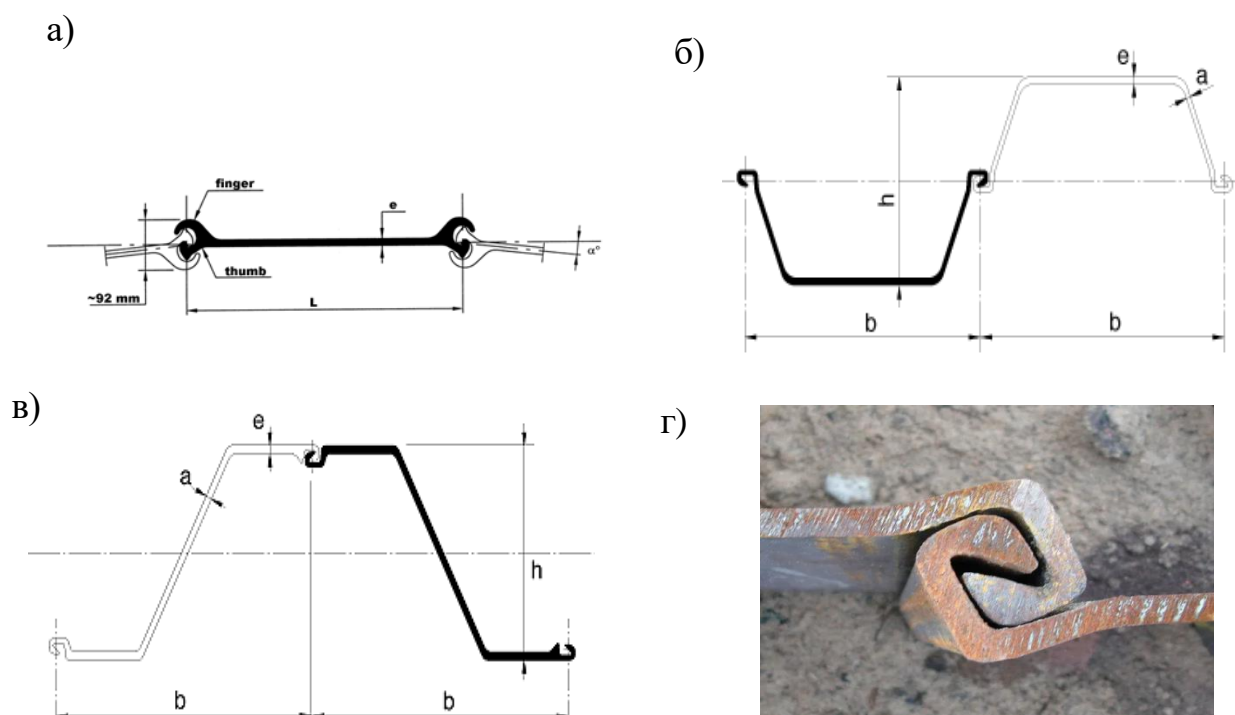


Рис. 1.1 – Профил прокатных стальных шпунтов [30]

а) плоский; б) корытный; в) Z – образный; г) Замок

Металлический шпунт полагается извлекать из грунта для последующего использования.

Шпунтины могут выполняться и из ПВХ (рис. 1.2).

Шпунт из ПВХ не подвержен коррозии и устойчив к агрессивным средам

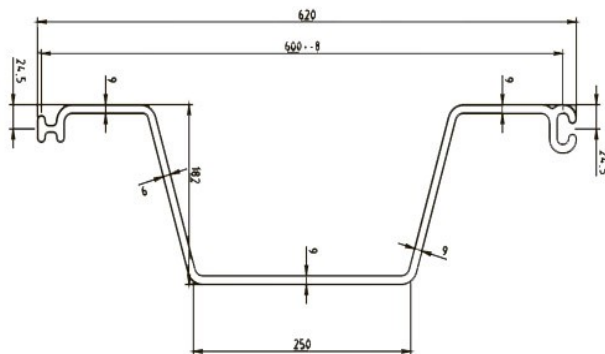


Рис. 1.2 – Шпунт ПВХ [30]

Ограждения из стальных стоек

Металлические элементы-стойки используются для крепления откосов котлованов любой глубины при отсутствии грунтовых вод.

Стойки, как правило, выполняются из стальных труб, расстояние между которыми определяется расчетом. Пространство между трубами закрывается забиркой из деревянных досок или стального листа, которая препятствует осыпанию грунта в котлован между стойками (рис. 1.3)..

В условиях стесненной городской застройки стойки-трубы погружаются в грунт, как правило, завинчиванием, для чего на их боковую поверхность приваривается спираль из арматуры. Это позволяет избежать воздействия динамических нагрузок на окружающую застройку, сопровождающих погружении труб ударными механизмами.

Вместо труб в качестве стоек могут быть использованы металлические двутавры.



Рис. 1.3 – Ограждение котлована из стальных стоек с деревянной доской [43]

Ограждения из буровых свай

При устройстве ограждений из буровых свай применяют три варианта их расположения в плане:

- сваи расположены с интервалами между ними (рис. 1.4.а), такое расположение свай, называемое разреженным рядом свай, используется в сухих связных устойчивых грунтах;

- буроэскапированные сваи (рис. 1.4.б). Ограждения из буроэскапированных свай устраивают при уровне подземных вод, расположенном выше дна котлована;

- сваи расположены вплотную друг к другу (бурокасательные сваи). Этот тип ограждения эффективен в сухих несвязных грунтах. Схема ограждения из бурокасательных свай показана на рис. 1.4.в.

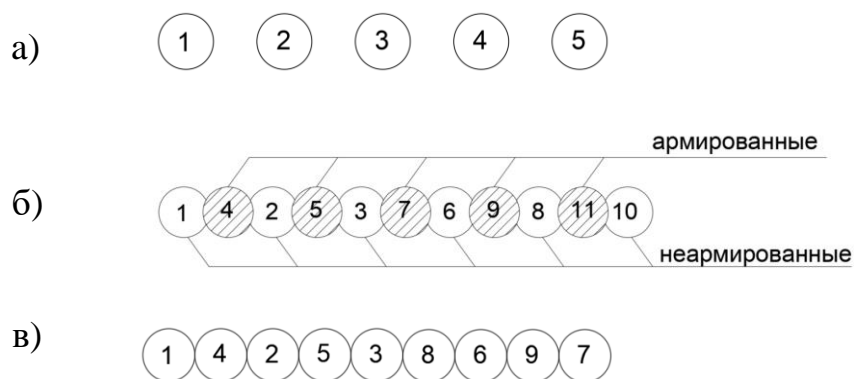


Рис. 1.4 – Тип ограждения из буровых свай [30]

а) разреженный ряд свай, б) буроэскапированные сваи, в) бурокасательные сваи

Пример ограждения котлована из бурокасательных свай показан на рис. 1.5.



Рис. 1.5 – Ограждение из бурокасательных свай [43]

В ряде случаев при устройстве ограждения котлована буронабивные сваи заменяются на jet-сваи (струйная технология) с достаточно высокими противодиффузионными свойствами. (рис 1.6). Как правило это сваи диаметром 0,6...1,5 м из грунтоцемента, армированные стальными трубами или прокатными профилями.

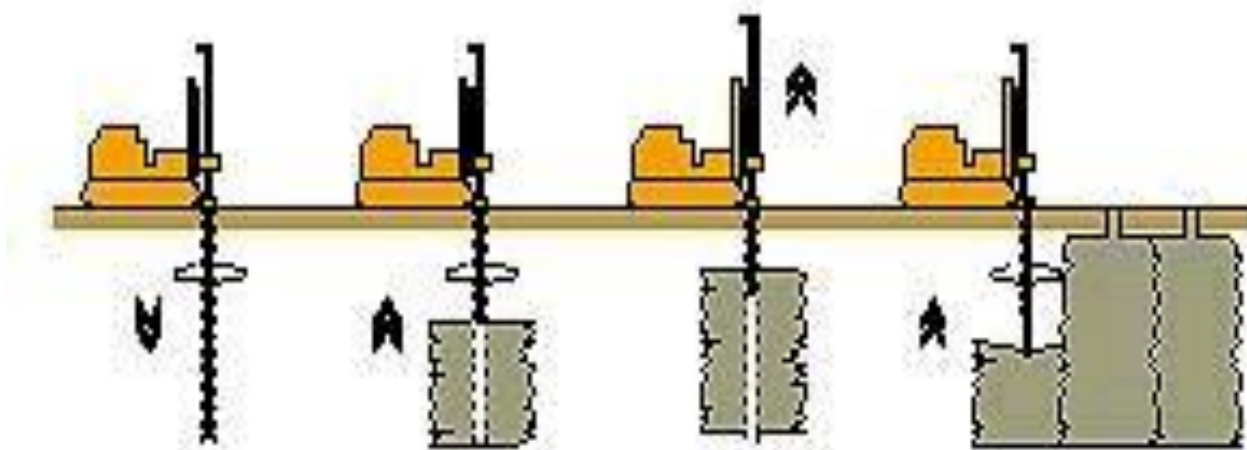


Рис. 1.6 – Схема для использования струйного метода при устройстве ограждений котлованов [43]

Ограждения типа «стена в грунте»

Конструкция «стена в грунте» траншейного типа может быть использована для ограждения глубоких котлованов в любых грунтовых условиях независимо от уровня подземных вод. Устройство стены в грунте осуществляется следующим образом: сначала по контуру будущего сооружения в грунте отрывается узкая глубокая траншея, которая затем заполняется бетонной смесью или сборными железобетонными элементами. Технологическая последовательность устройства стена в грунте показана на рис. 1.7.

«Стена в грунте» может выполнять двойную функцию – быть ограждением котлована и одновременно внешней стеной заглубленного помещения.

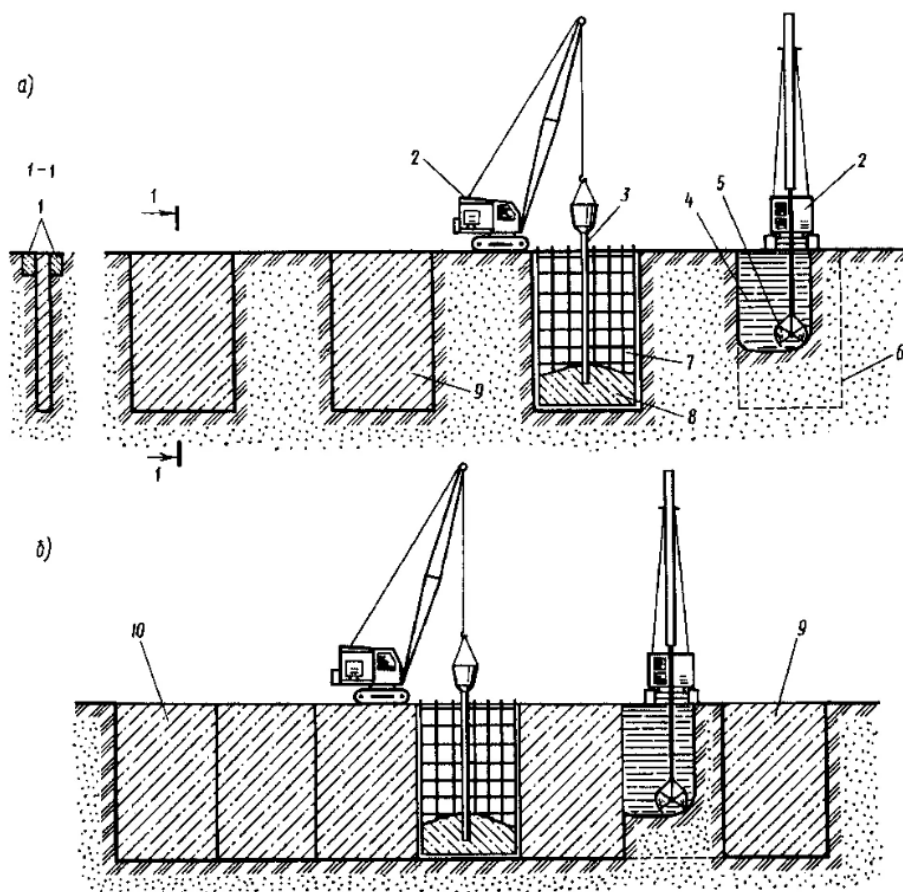


Рис. 1.7 – Последовательности возведения «стены в грунте»:

а – первая очередь работ; б – вторая очередь работ;

1 – форшахта; 2 – базовый механизм; 3 – бетонолитная труба; 4 – глинистый раствор; 5 – грейфер; 6 – траншея под одну захватку; 7 – арматурный каркас; 8 – бетонная смесь; 9 – забетонированная секция; 10 – готовая «стена в грунте» [62]

Анализ проектной документации, выполненный Департаментом городского строительства Москвы, показал следующие объемы (в процентах) применения ограждений различного типа на стройках города за последние 30 лет:

- ограждения из труб – 46.67%;
- «стена в грунте» - 37.33%;
- ограждения из буронабивных свай – 9.78%.

Применение остальных типов ограждений и устройство котлованов в естественных откосах во всех случаях не превышало 4% (рис. 1.8).

Отметим, что в Монголии в городе Улаан-Баторе применяют, в основном, ограждения из буровых свай и стальных стоек с деревянной забиркой.

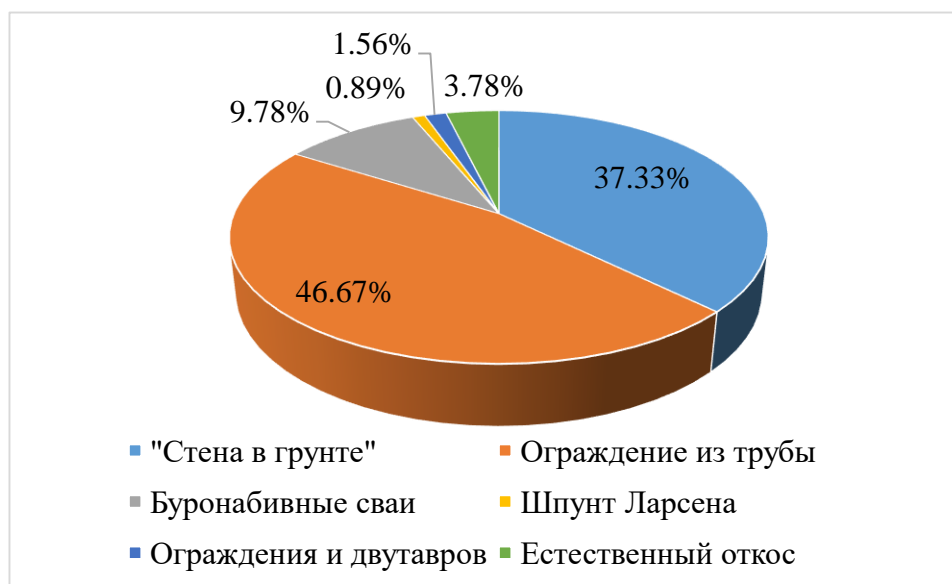


Рис. 1.8 – Типы ограждений котлованов

Данные о глубинах котлованов приведены на рис. 9.

Большая часть котлованов (51,56%) имела глубину от 5 до 10 м, котлованы глубиной от 10 до 15 м составляли 23,11%, а глубиной более 20 м - 4,89%.

При отсутствии подземных вод при глубине котлованы до 10 метров в большинстве случаев устраивались ограждения из труб, а ограждающая конструкция типа «стена в грунте» использовались при глубине котлованов от 10,0 до 20,0 м и более.

При наличии подземных вод практически во всех случаях отдавалось предпочтение монолитной железобетонной стене в грунте траншейного типа,

которая при высоком уровне подземных вод надежно защищает котлован от подтопления. Учитывалось и то, что «стена в грунте» обладает повышенной жесткостью, что, при необходимости применения различных поддерживающих устройств (раскосов, подкосов и т.п.) сделать их более легкими или вообще обойтись без них.

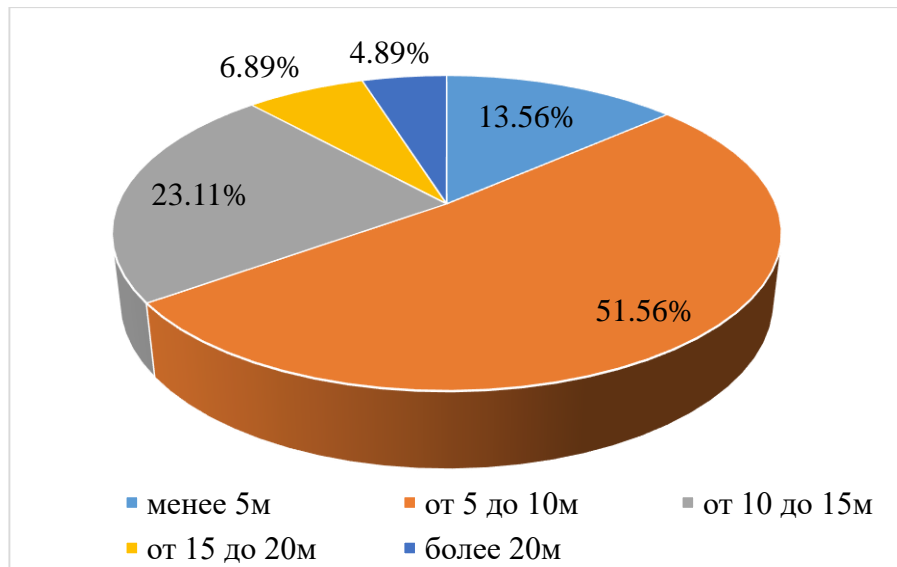


Рис. 1.9 – Глубины котлованов

Эти положительные качества и предопределили широкое использование в городском строительстве этого типа ограждения. Однако нельзя не отметить, что наряду с положительными качествами стена в грунте обладает и рядом недостатков, одним из которых, является негативное влияние самого устройства стены в грунте и ее последующей работы как ограждения на напряженно-деформированное состояние грунтового массива в основании возведенного здания, что вызывает перераспределение напряжений в фундаментной плите, возникновение дополнительных усилий в каркасе возведенного здания и распорных конструкциях ограждения и увеличение его крена.

1.3 Влияние устройства стены в грунте траншейного типа на НДС грунтового массива

Выполненные в последние годы комплексные численные и аналитические исследования, результаты которых опубликованы в технической литературе, в подавляющем большинстве посвящены изучению различных аспектов влияния

устройства стены в грунте на осадки зданий окружающей застройки (Знаменский В.В. [12, 13, 14], Мангушев Р.А. [24, 25, 26, 27], Мирсаяпов И.Т. [28, 29, 30], Петрухин В.П. [35, 36, 37, 38, 39], Мозгачева О. А. [37], Морозов Е.Б. [13, 14], Сапин Д.А. [27], Улицкий В.М. [58, 59, 60] и др.)

В результате этих исследований были установлены основные закономерности влияния устройства стены в грунте на осадки соседних зданий и разработаны рекомендации по их учету при проектировании. Однако развитие строительства высотных зданий, характерной чертой которых является повышенная чувствительность к кренам, не позволяет ограничиться учетом влияния устройства стены в грунте траншейного типа только на осадки окружающей застройку, но поставило вопрос о необходимости учета этого влияния и на НДС грунтового массива в основании плитных фундаментов возводимых высотных зданий, от чего зависит точность определения их кренов и оценка дополнительных усилий в несущих конструкциях зданий, на что сейчас обращено особое внимание в связи с необходимостью обеспечения нормальной эксплуатации высотных зданий без регулярных ремонтных работ инженерных систем и лифтового хозяйства.

Необходимость учета влияния стены в грунте на крен высотного здания, была отмечена в работах Шулятьева О.А. [71], Исаева О.Н. [72], Xiangfu Chen [109], A.V.Skorikov [100] и др. Ими было показано, что наличие стены в грунте может вызвать дополнительный крен высотного здания за счет неоднородного напряженного состояния, создаваемого ограждением. Этот вывод был подтвержден на ряде объектов, например при строительстве жилого комплекса в Москве в котловане глубиной 18 м, одно из зданий которого было расположено на расстоянии 1-2 м от ограждения котлована. (рис. 1.10).



Рис. 1.10 – Общий вид жилого комплекса [68]

Мониторинг показал, что ограждение оказало значительное влияние на осадку здания, что подтвердил и численный расчет, результаты которого приведены на рис 1.11. Так разница в осадках ближайшего к ограждению торца здания, определенных с учетом (кривая 1) и без учета (кривая 2) работы стены в грунте, может быть двукратной. Влияние распространяется на расстояние равное 10 м – 12 м от края плиты, что примерно равно половине ее ширины, равной 20,0 м.

Аналогичная картина влияния стены в грунте была получена и при строительстве многофункционального центра в Москве, ряда небоскребов в составе Москва-Сити и на других объектах.

Было также отмечено, что в большинстве случаев имело место «зависание» фундамента на стене в грунте.

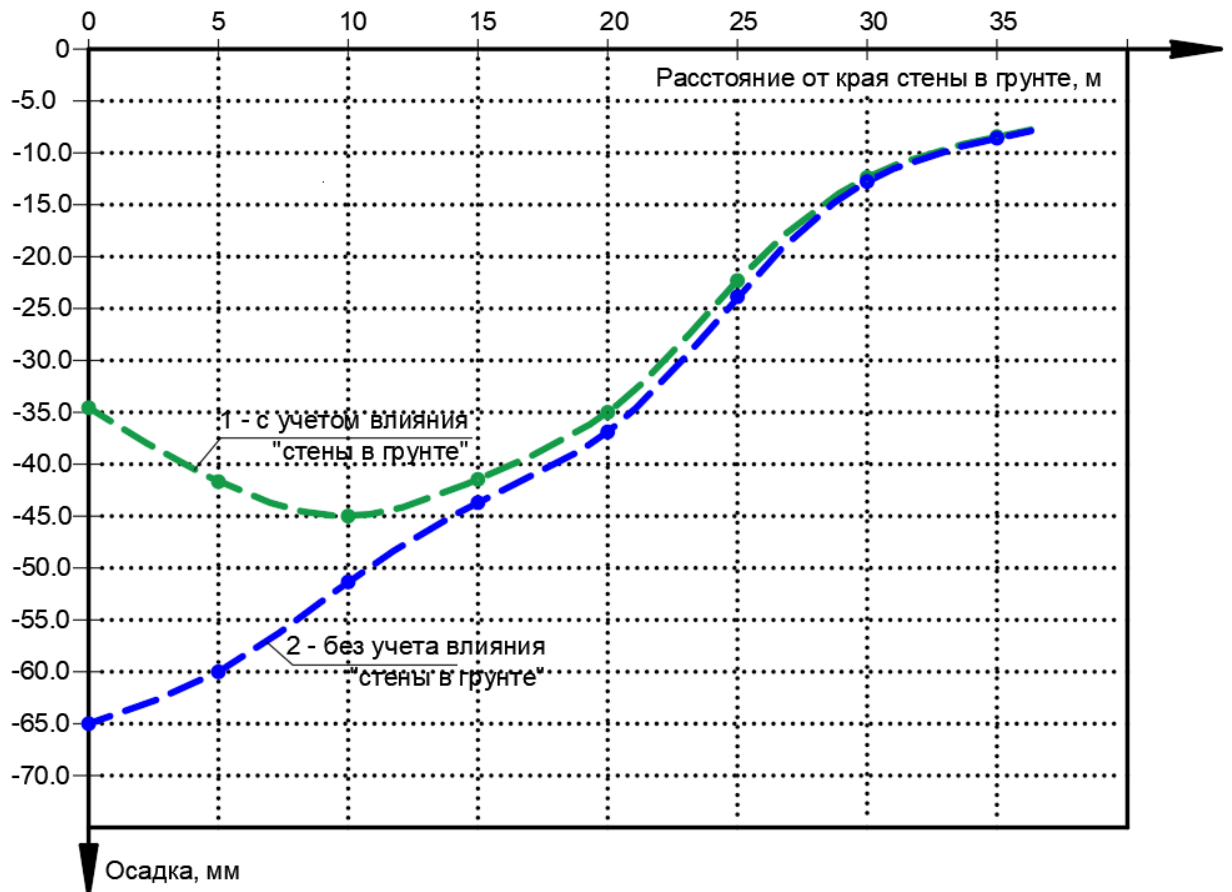


Рис. 1.11 – Осадка фундаментной плиты [68]:
1 – с учётом стены в грунте; 2 – расчёт без учёта стены в грунте

Подробно рассмотрены и проанализированы вопросы влияния устройства стены в грунте на изменение НДС окружающего массива грунта Д.К. Минаковым [71]. В результате выполненного квантильного регрессионного анализа им были получены уравнения регрессии, позволяющие оценить максимальную величину технологической осадки грунтового массива, вызванной устройством стены в грунте, на различном расстоянии от нее с заданной надежностью.

Численным моделированием было исследовано влияния изменения НДС окружающего массива грунта при устройстве стены в грунте на усилия и деформации во вновь возводимых конструкциях. Под вновь возводимыми конструкциями в работе понимались сама «стена в грунте», распорные конструкции котлована и фундаменты, устраиваемые в непосредственной близости от ограждения.

По представленным данным осадка плитного фундамента, определенная по разработанной методике, т.е. с учетом изменения НДС грунтового массива в

основании фундаментной плиты, вызванного устройством стены в грунте, меньше осадки, определенной без этого учета на 13-16%.

В целом результаты исследований Минакова Д.К. подтвердили факт влияния устройства и работы стены в грунте на изменение НДС грунтового массива в основании фундаментных плит возведенных зданий, приводящего к перераспределению напряжений в фундаментной плите, возникновению дополнительных усилий в каркасе возведенного здания и распорных конструкциях ограждения котлована и уменьшению средней осадки фундамента. Вопросы влияния стены в грунте на крен высотного здания не рассматривались.

Других данных о влиянии стены в грунте на осадки и крены высотных зданий на плитных или других типах фундаментов практически нет. Вопросы же влияния стены в грунте на средние осадки и крены возводимых высотных зданий практически не изучались, что объясняет отсутствие соответствующей методики его учета и ставит вопрос о необходимости проведения таких исследований и разработки соответствующей методики расчета.

1.4 Выводы по первой главе

1. По данным мониторинга и численных расчетов на величину крена высотного здания, наряду с известными причинами, такими, как эксцентриситет приложения нагрузки, вызванный ее неравномерным распределением по фундаментной плите и несогласованное залегание слоев грунта в ее основании, оказывает влияние и ограждение котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа.

2. Выполненный анализ показал, что при возведении высотных зданий в глубоких котлованах наиболее часто применяемой конструкцией ограждения котлованов является монолитная железобетонная «стена в грунте» траншейного типа.

3. По имеющейся разрозненной информации влияние ограждающей конструкции типа «стена в грунте» на НДС грунтового основания плитного фундамента и крен высотного здания может быть существенным и зависеть от ряда факторов, однако специально этот вопрос подробно не исследовался.

4. Учитывая это, а также в связи с постоянно увеличивающимся объемом возведения высотных зданий, особенно чувствительным к неравномерным осадкам и кренам, исследования влияния различных факторов, включая ограждения котлованов, на НДС грунтового массива в основании плитных фундаментов высотных зданий, является насущной задачей современного городского строительства.

Решению этой задачи и посвящена настоящая диссертационная работа, цели и задачи которой представлены во введении окружающую застройку.

ГЛАВА 2. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ СТЕНЫ В ГРУНТЕ НА ОСАДКИ И КРЕНЫ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ

Численное моделирование влияния ограждения котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа на осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах в песчаных грунтах выполнялось методом конечных элементов (МКЭ), который, в отличие от аналитических методов, позволяет решать сложные задачи в более корректной постановке с учётом особенностей формы и свойств геологической среды и множества факторов, влияющих на поведение исследуемого объекта. Исследования проводились с применением программного комплекса Plaxis 2D, который широко и успешно используется для решения многих геотехнических задач и изучения взаимодействия фундаментных конструкций с грунтовым основанием.

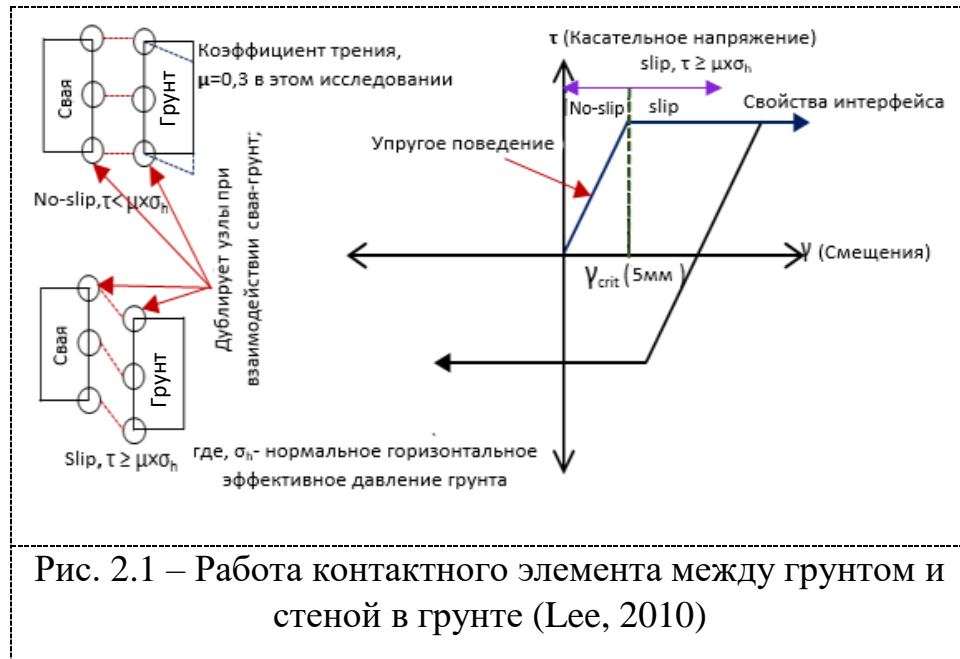
2.1. Постановка задачи, программа исследований

Исследования влияния стены в грунте на осадки и крены высотных зданий на плитных фундаментах проводились для двух вариантов расположения здания на строительной площадке:

- здание расположено в центре строительной площадки;
- здание смещено в сторону ограждения котлована.

В первом случае рассматривались средние осадки высотного здания, во втором случае средние осадки и крены.

В проведенных исследованиях песчаный грунт моделировался моделью Hardening soil, плитный фундамент и «стена в грунте» - как линейно-упругий материал, контактный элемент устанавливался между стеной в грунте и грунтом для имитации сил трения между ними в соответствии с моделью Hardening soil, как показано на рис. 2.1. Предельное смещение контактного элемента принималось равным $\gamma_{cr} = 5$ мм.



Конститутивные модели и расчетные параметры грунта и железобетонных конструкций (ограждение котлована, фундаментная плита) приведены в Таблице 2.1.

Таблица 2.1. Конститутивные модели и характеристики материалов

Характеристики материалов	Плита	Стена в грунте	Грунт
	Линейно-упругая	Линейно-упругая	Hardening soil
Удельный вес материала плиты и стены в грунте - γ , кН/м ³	25	25	-
Удельный вес грунта в насыщенном состоянии - γ_{sat} , кН/м ³	-	-	18.5
Модуль деформации ж.б. - E , кПа	3×10^7	3×10^7	-
Модуль деформации грунта при первичном нагружении - E_0 , кПа	-	-	25×10^3
Секущий модуль деформации грунта при первичном нагружении - E_{50} , кПа	-	-	25×10^3

Модуль деформации грунта при разгрузке (повторном нагружении) - E_{ur} , кПа	-	-	75×10^3
Одометрический модуль деформации грунта - E_{oed} , кПа	-	-	25×10^3
Коэффициент Пуассона - ν	0.2	0.2	0.3
Угол внутреннего трения грунта - φ	-	-	28°
Угол дилатансии грунта - ψ'	-	-	0°
Коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя - $K_o = \nu/(1-\nu)$	-	-	0.53
Коэффициент пористости грунта - e_o	-	-	0.54

Примечание: Секущий модуль деформации E_{50} принят равным модулю деформации E_o , модуль деформации при разгрузке $E_{ur}=3E_{50}$, модуль первичной компрессии (одометрический модуль) $E_{oed} = E_{50}$ (Фадеев А.Б., 2012).

Расчетные схемы включали в себя ограждение котлована с его двусторонним (рис. 2.2) или односторонним (рис. 2.13) расположением относительно здания и заделкой в грунта на глубину $h_{зад}$ ниже дна котлована, железобетонной фундаментной плиты шириной $B_{пл}$ и грунтового основания.

2.2. Исследование влияния стены в грунте на среднюю осадку высотного здания на плитном фундаменте, расположенного в центре строительной площадки

2.2.1. Расчетная схема и состав исследований

Расчетная схема задачи для случая расположении здания в центре строительной площадки показана на рис. 2.2, разбивка конечно-элементной сетки и граничные условия (закрепленные опоры с боковых сторон и снизу расчетной области) на рис. 2.3.

Границы расчетной области:

- ширина расчетной области принимались из условия $B \geq (5-7) \cdot B_{пл}$,

где: $B_{пл}$ – ширина плиты,

- высота расчетной области вычислялась по формуле:

$$H = H_c + h_{\text{кот}} \quad (2.1)$$

$$H_c \geq (H_0 + \psi * B_{\text{пл}}) * k_p, \quad (2.2)$$

где: H_0 и ψ выбираются в зависимости от типа грунта (для песчаного грунта $H_0=6$ м, $\psi=0.1$), $k_p=1.2$. [61].

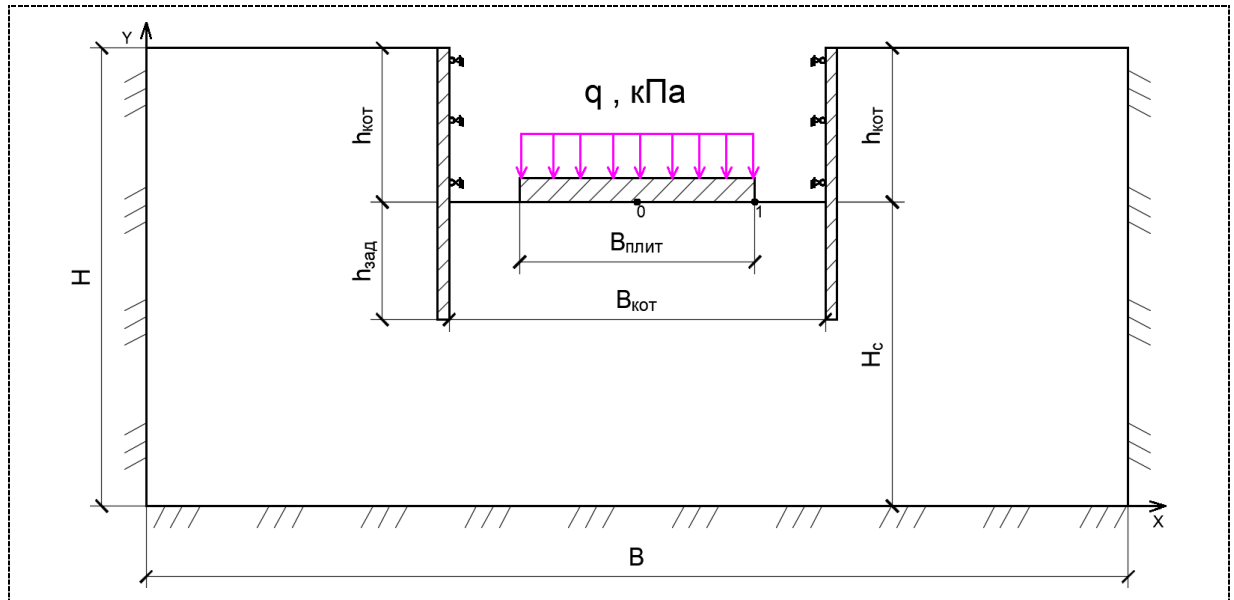


Рис. 2.2 – Расчетная схема для случая расположения здания в центре строительной площадки

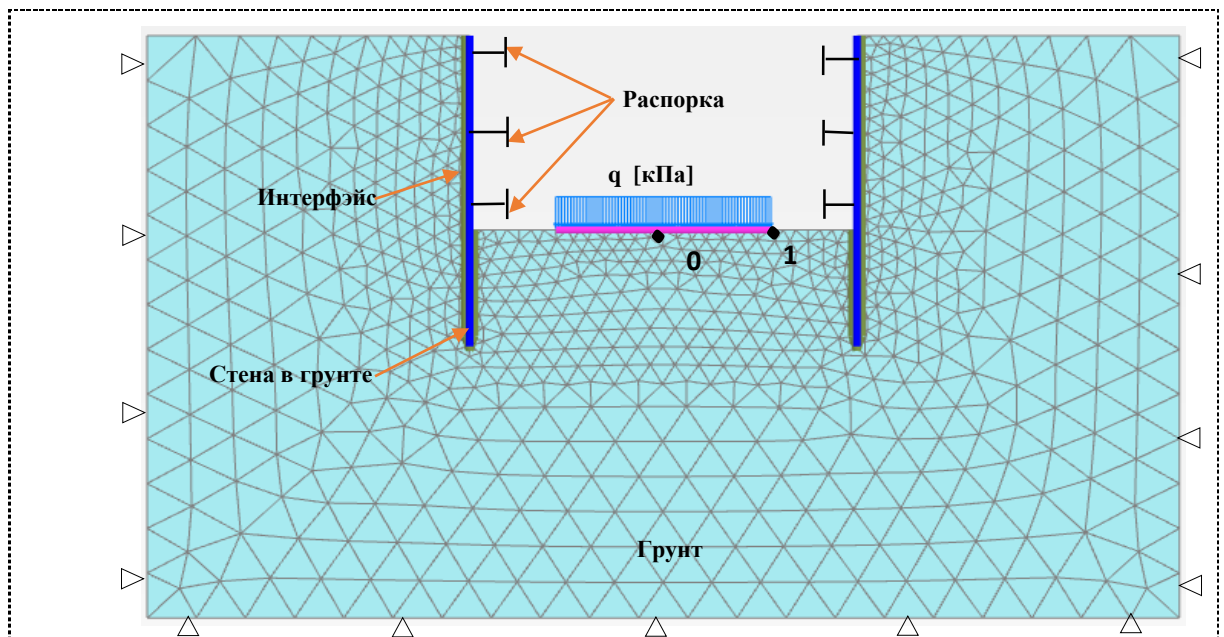


Рис. 2.3 - Схема конечно-элементной модели, граничные условия

Исследовалось влияние стены в грунте на среднюю осадку здания в зависимости от следующих факторов и диапазонов их изменения:

- фактор $m = B_{кот}/B_{пл}$, $\in [1.2; 1.5; 1.8]$ – относительная ширина котлована;
- фактор $t = h_{зад}/B_{пл}$, $\in [0.5; 0.66; 0.8]$ – относительная глубина заделки ограждения ниже дна котлована;
- фактор $R_{int} = tg\varphi_{б-г}/tg\varphi$, $\in [0.2; 0.5; 1.0]$ – интерфейсный элемент;
- фактор E_0 , $\in [15\text{МПа}; 20\text{МПа}; 25\text{МПа}]$ – модуль деформации грунтового массива;
- фактор q , $\in [300\text{кПа}; 350\text{кПа}; 400\text{кПа}]$ – равномерно распределенная нагрузка на фундаментную плиту,

где:

$B_{пл}$ – ширина фундаментной плиты, $B_{пл}=10\text{м}$;

$h_{зад}$ – глубина заделки стены в грунте ниже дна котлована,

$B_{кот}$ – ширина котлована;

$\varphi_{б-г}$ – угол трения на контакте бетон-грунт;

φ – угол внутреннего трения грунта.

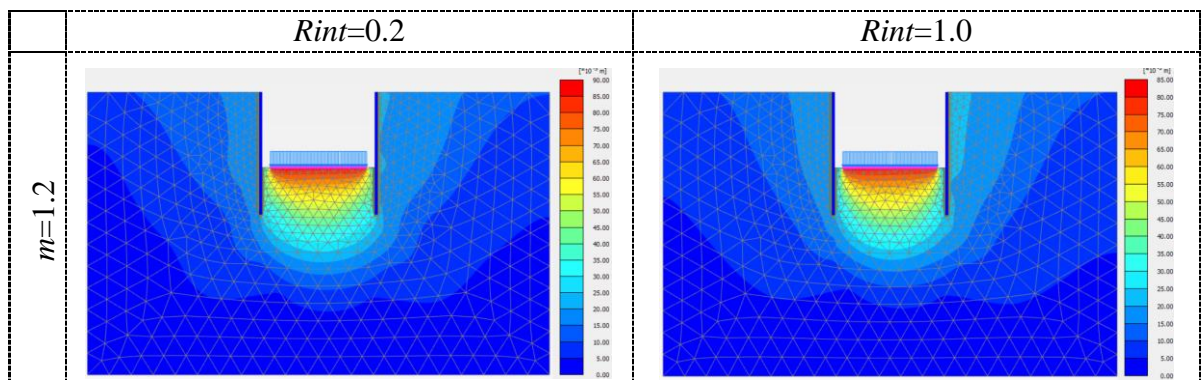
Средняя осадка высотного здания определялась по формуле:

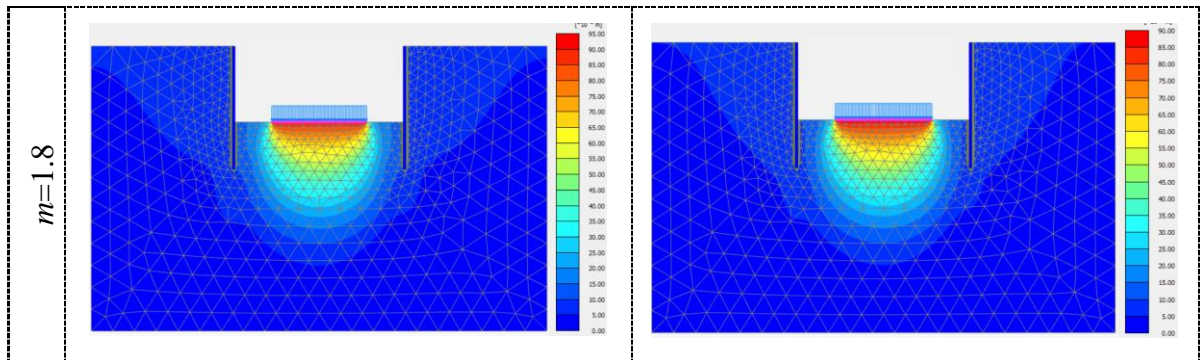
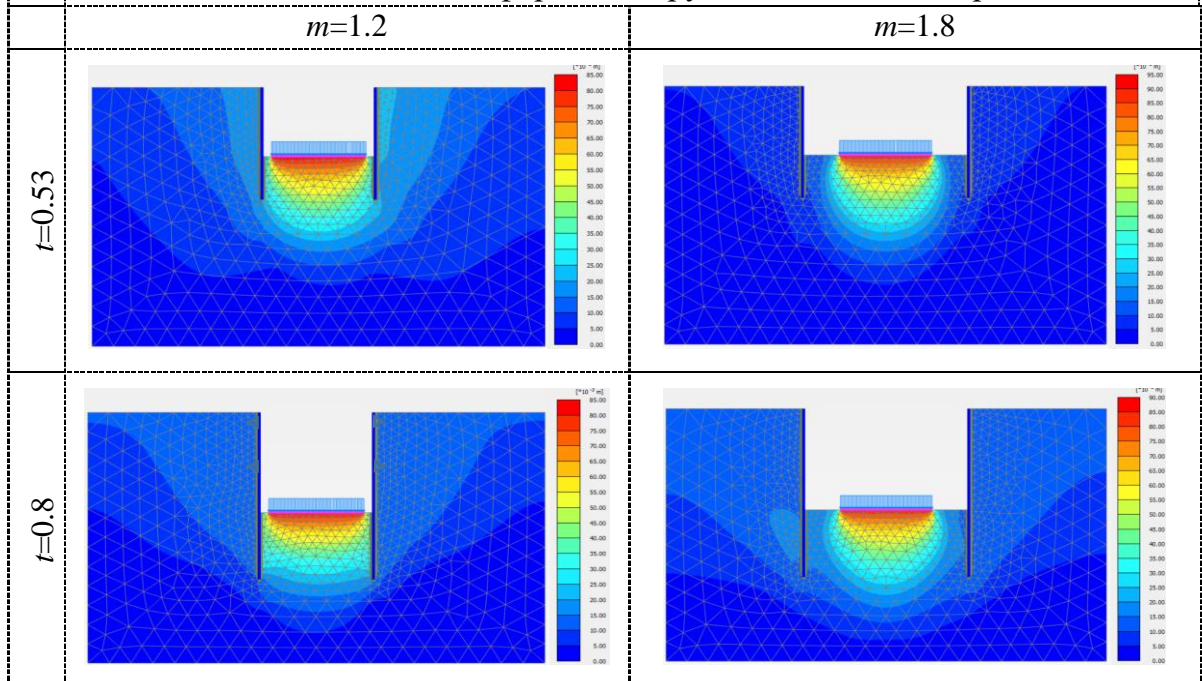
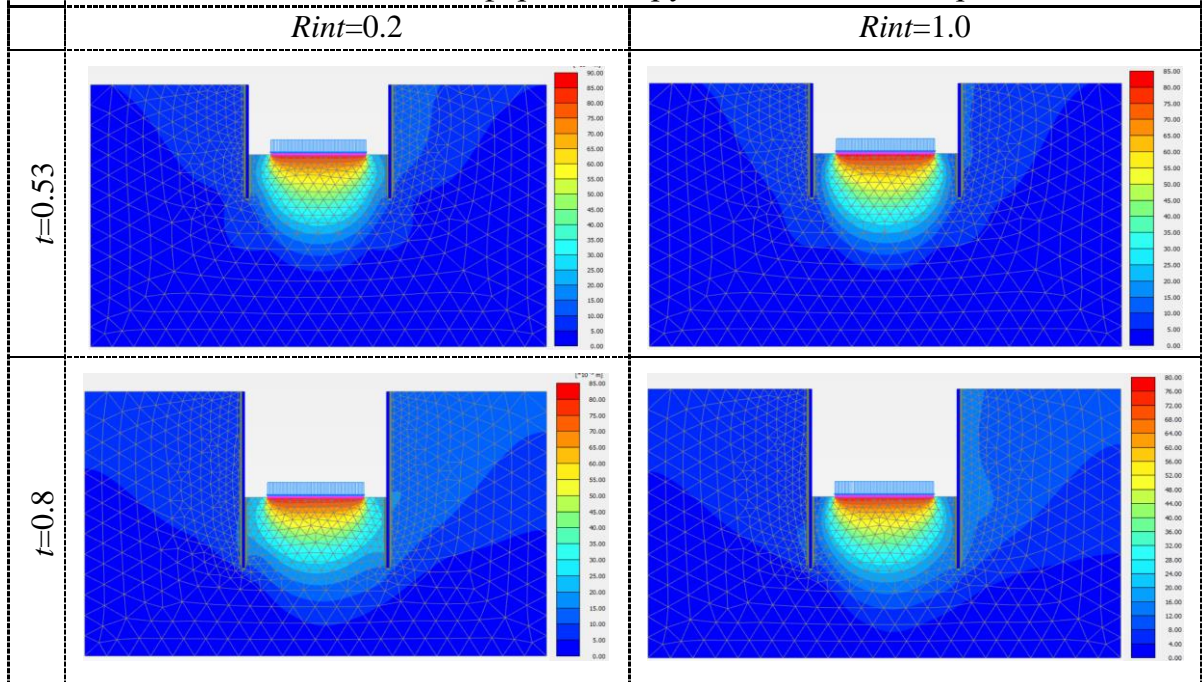
$$S_{cp} = \frac{S_0 + S_1}{2}, \quad (2.3)$$

где S_0 , S_1 – осадка центральной и угловой точки фундаментной плиты соответственно.

2.2.2 Результаты выполненных исследований

Мозаики деформаций грунтового массива при изменении факторов m , R_{int} , t и при значении $E=25$ МПа и $q=350$ кПа приведены на рис. 2.4 – 2.6



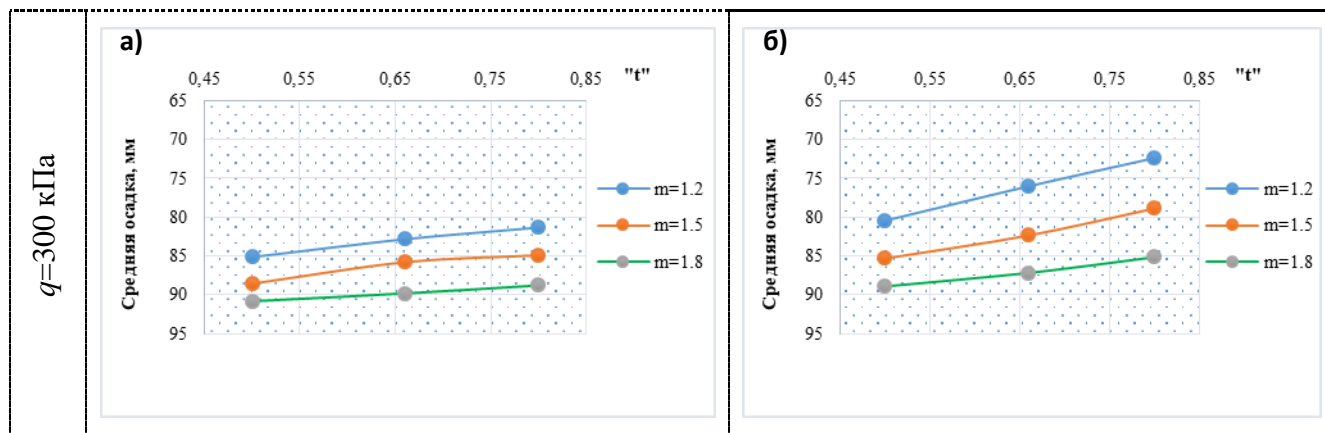
Рис. 2.4 – Мозаики деформаций грунтового массива при $t=0.5$ Рис. 2.5 – Мозаики деформаций грунтового массива при $R_{int}=0.5$ Рис. 2.6 – Мозаики деформаций грунтового массива при $m=1.5$

Сводные данные о величине средних осадок фундаментной плиты в зависимости от рассмотренных факторов приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2. Средние осадки фундаментной плиты, мм

$E=15\text{МПа } q=300\text{кПа}$									
$t=0.5$			$t=0.66$			$t=0.8$			
	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$
$R_{int}=0.2$	85,13	88,56	90,83	82,84	85,80	89,81	81,33	84,90	88,79
$R_{int}=0.5$	81,41	86,53	90,08	76,85	83,34	88,35	74,21	80,31	85,78
$R_{int}=1.0$	80,45	85,32	88,91	76,02	82,34	87,17	72,37	78,87	85,15
$E=15\text{МПа } q=400\text{кПа}$									
$t=0.5$			$t=0.66$			$t=0.8$			
	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$
$R_{int}=0.2$	125,84	130,34	135,78	121,62	126,17	133,40	118,03	122,26	130,05
$R_{int}=0.5$	123,08	127,35	133,55	116,08	122,09	132,05	109,26	118,00	128,99
$R_{int}=1.0$	120,68	125,50	132,03	113,84	121,10	130,40	106,31	116,18	126,92
$E=25\text{МПа } q=300\text{кПа}$									
$t=0.5$			$t=0.66$			$t=0.8$			
	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$
$R_{int}=0.2$	69.68	71.71	73.99	67.13	69.28	72.93	66.33	66.82	71.31
$R_{int}=0.5$	68.12	68.37	73.24	62.19	67.80	72.92	59.92	63.64	69.68
$R_{int}=1.0$	67.23	67.84	73.09	61.58	67.13	71.93	58.37	63.42	68.53
$E=25\text{МПа } q=400\text{кПа}$									
$t=0.5$			$t=0.66$			$t=0.8$			
	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$	$m=1.2$	$m=1.5$	$m=1.8$
$R_{int}=0.2$	96,27	100,39	103,53	90,91	95,97	100,74	86,37	91,77	97,42
$R_{int}=0.5$	92,75	97,55	101,56	87,05	93,72	99,66	81,95	89,11	95,40
$R_{int}=1.0$	91,48	95,54	100,10	85,79	91,12	98,77	79,84	87,70	94,83

Результаты расчета в графическом виде приведены на Рисунках 2.7 - 2.12.



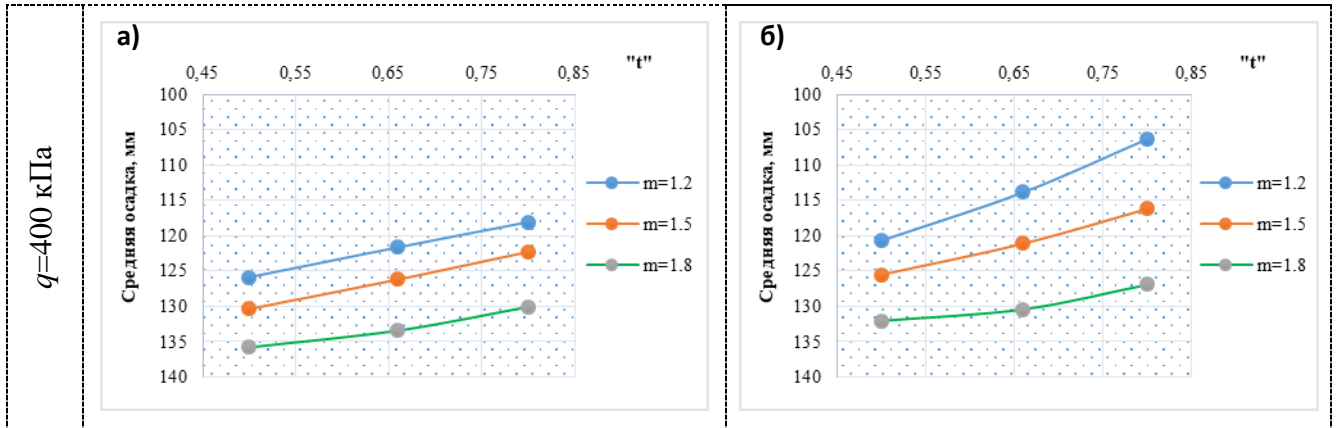


Рис. 2.7 – Графики зависимости $Sc_p = f(t)$ для различных значений фактора "m" при $E=15\text{МПа}$: а) $R_{int}=0.2$, б) $R_{int}=1.0$

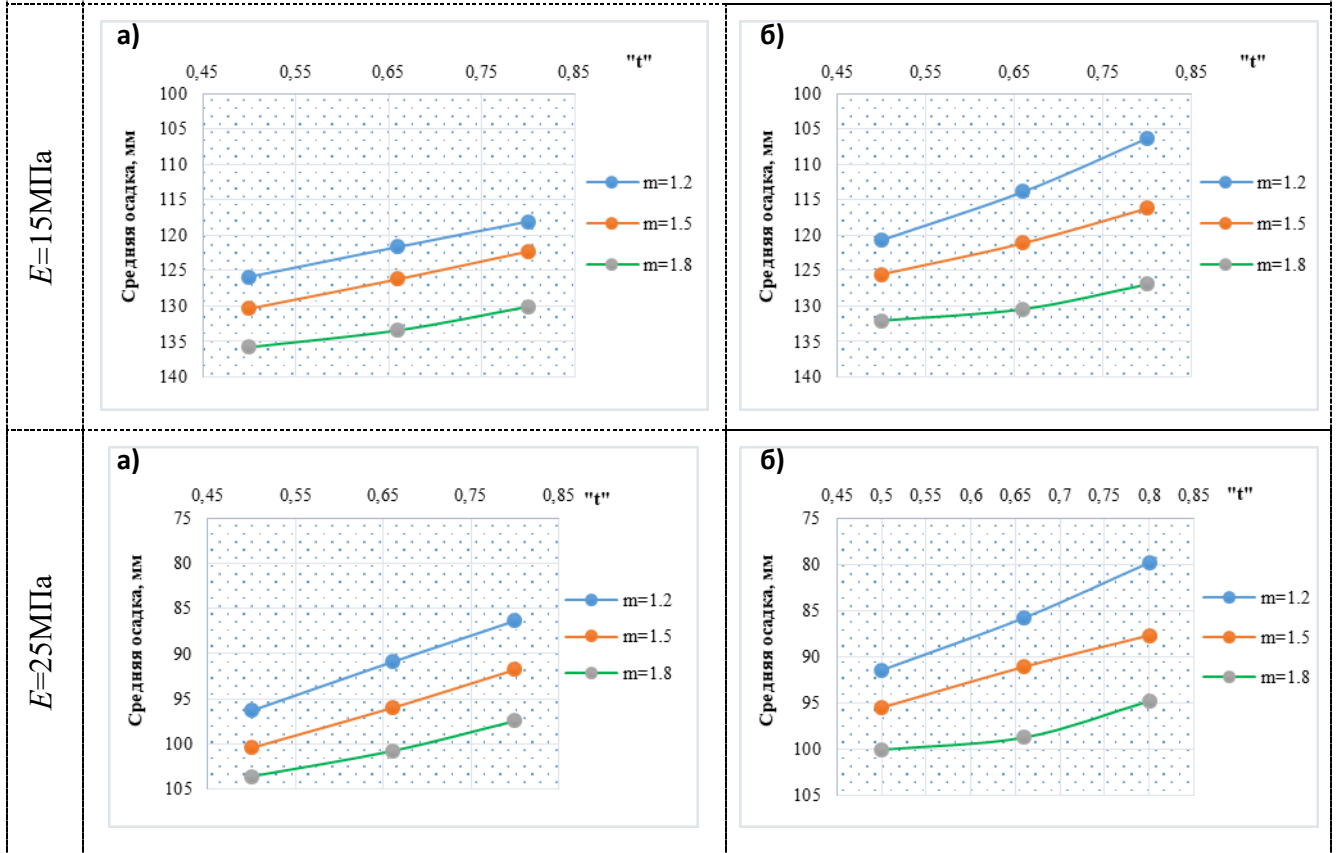
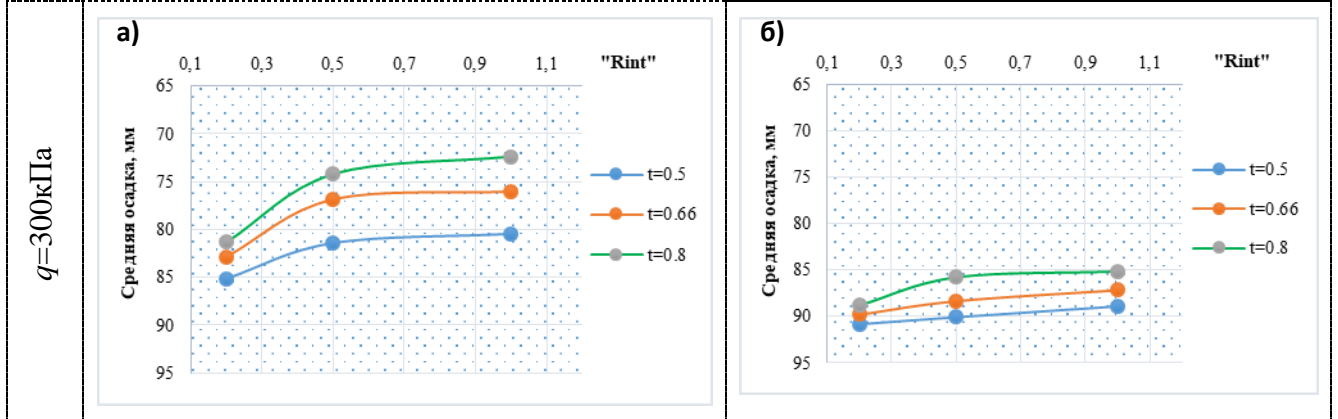


Рис. 2.8 – Графики зависимости $Sc_p = f(t)$ для различных значений фактора "m" при $q=400\text{кПа}$: а) $R_{int}=0.2$, б) $R_{int}=1.0$



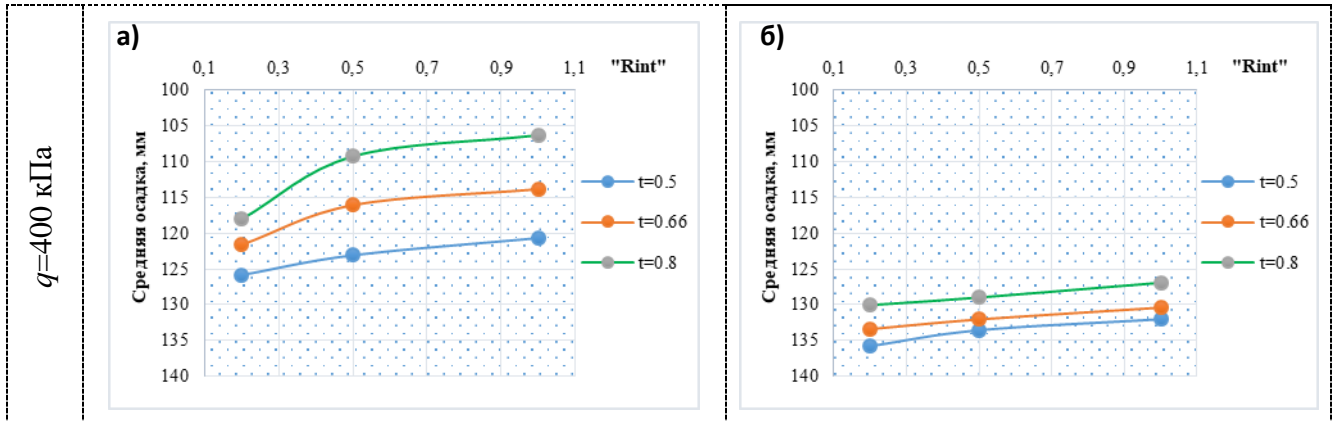


Рис. 2.9 – Графики зависимости $Scp = f(R_{int})$ для различных значений фактора “ t ” при $E=15\text{МПа}$: а) $m=1.2$, б) $m=1.8$

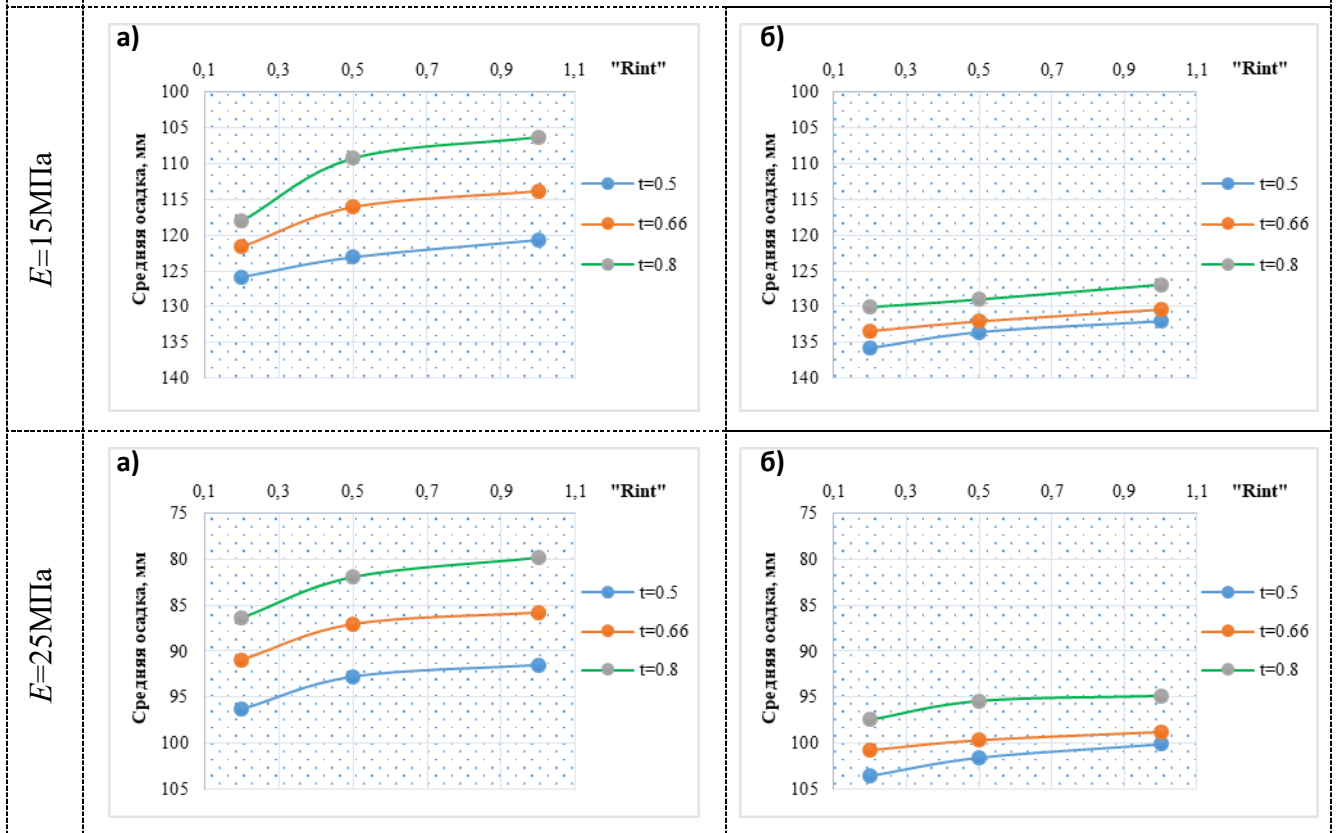
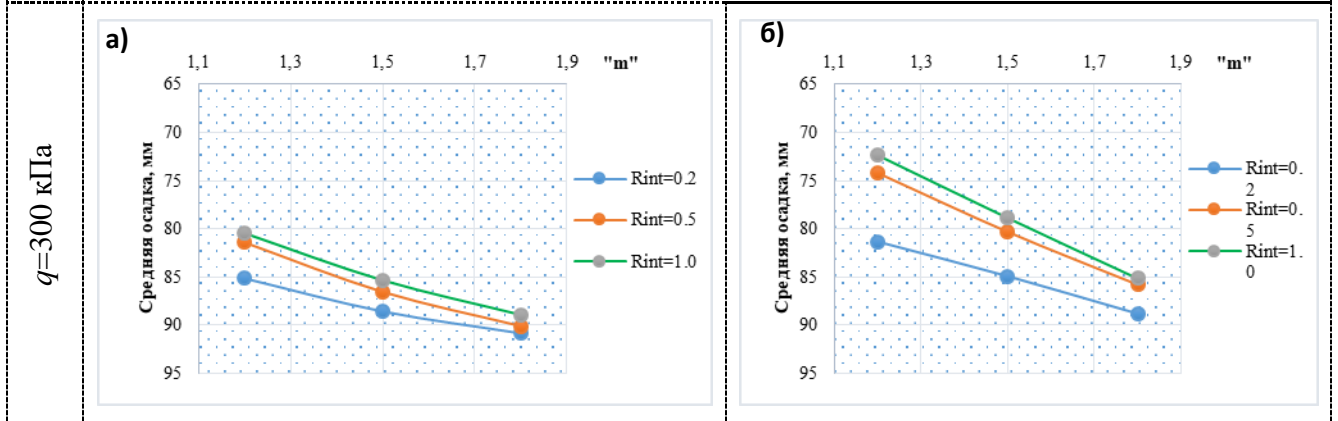
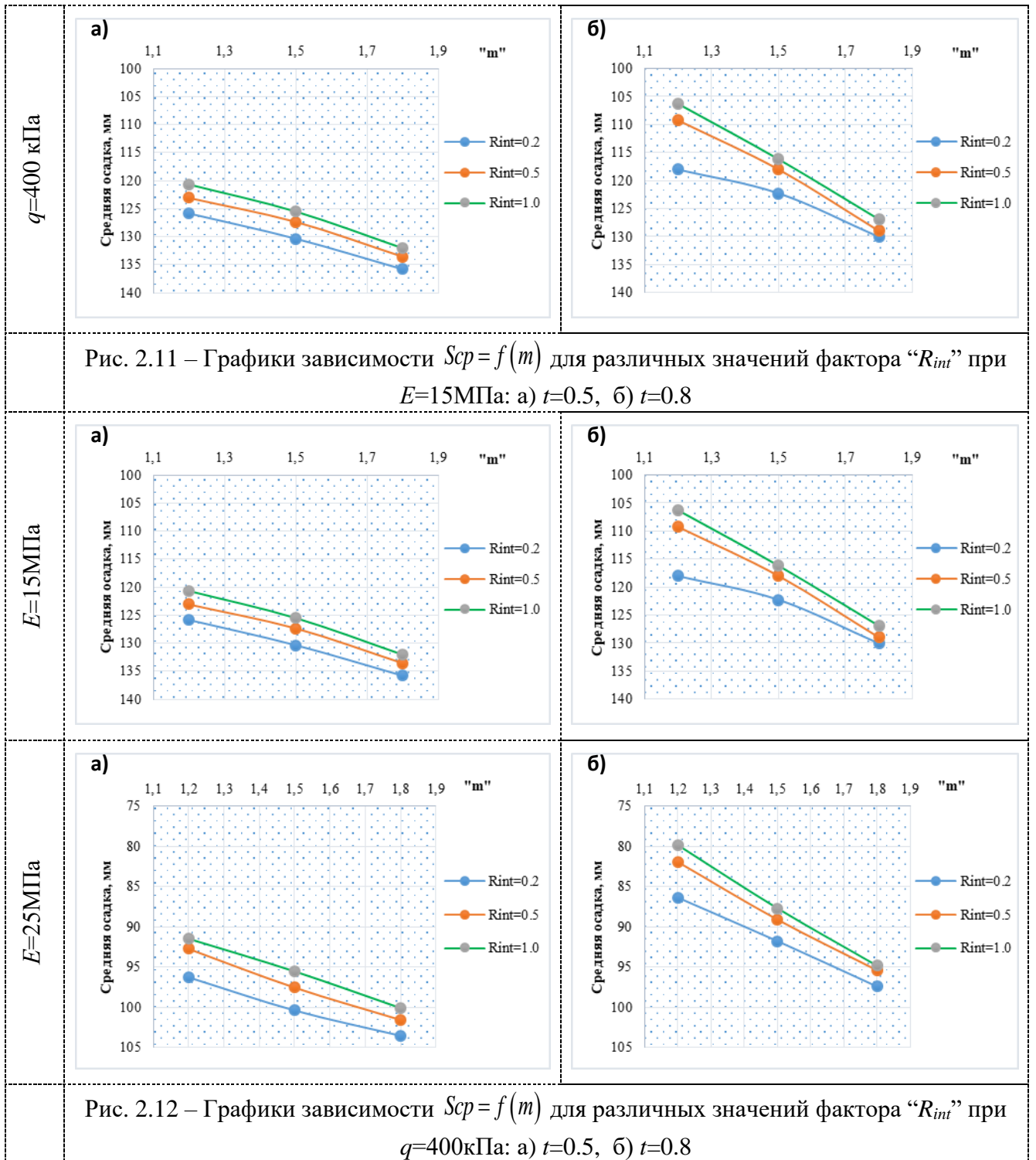


Рис. 2.10 – Графики зависимости $Scp = f(R_{int})$ для различных значений фактора “ t ” при $q=400\text{кПа}$: а) $m=1.2$, б) $m=1.8$



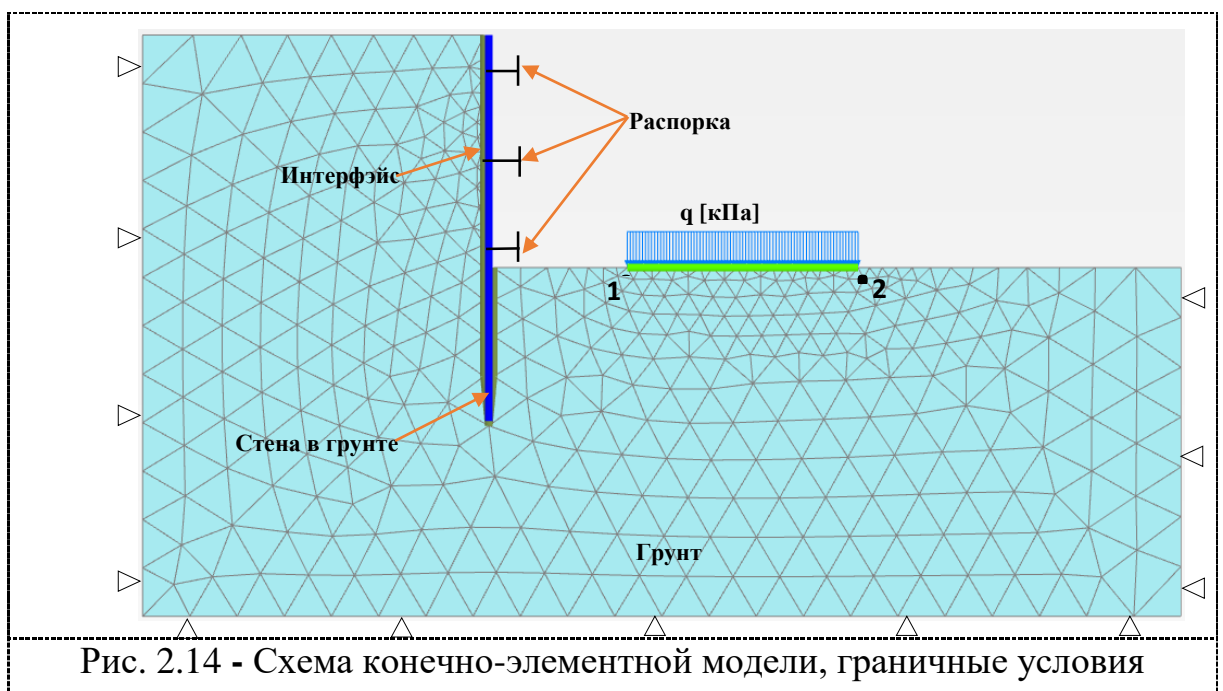
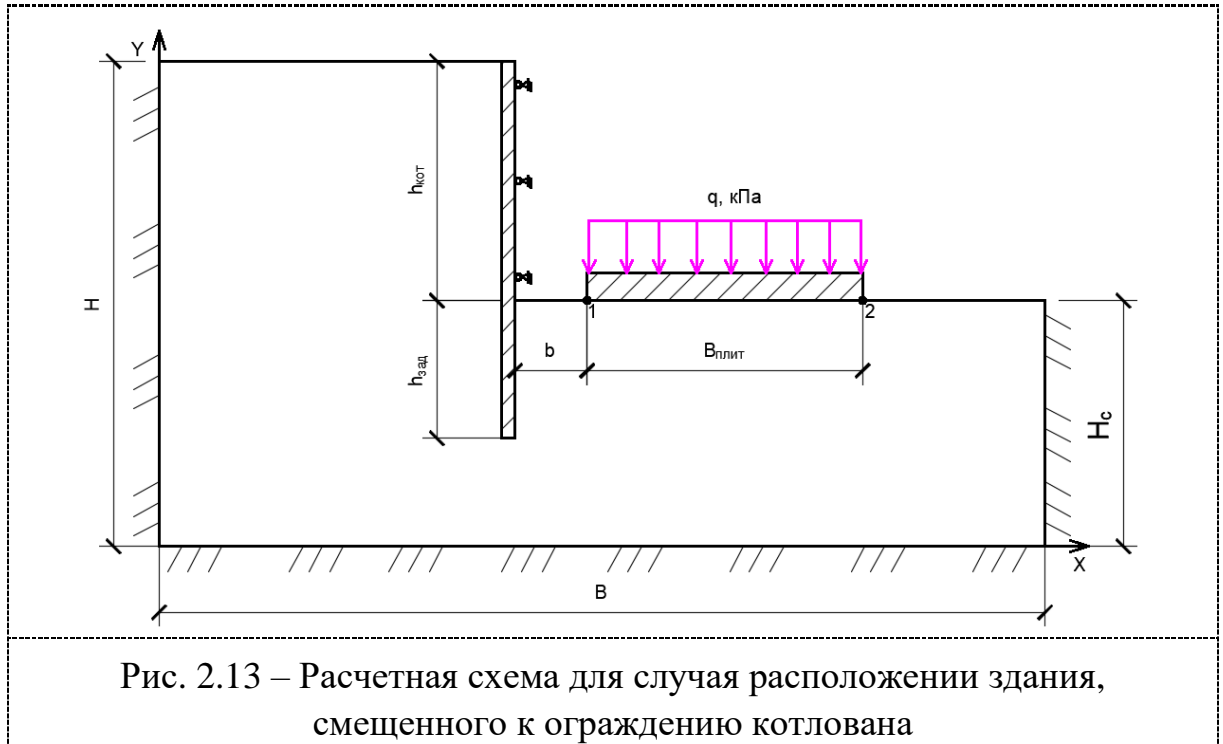


Графики показывают, что средняя осадка высотных зданий уменьшается при увеличении относительной глубины заделки стены в грунте t ниже дна котлована, коэффициента трения грунта по поверхности стены в грунте R_{int} и модуля деформации грунта E и увеличивается с ростом относительной ширины котлована m и увеличением интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту q .

2.3. Исследование влияния стены в грунте на крен высотных зданий на плитном фундаменте, смещенного к ограждению котлована

2.3.1. Расчетная схема и состав исследований

Расчетная схема задачи для случая здания, смещенного к ограждению котлована, показана на рис. 2.13, разбивка конечно-элементной сетки и граничные условия (с боковых сторон и снизу расчетной области устанавливаются закрепленные опоры) - на рис. 2.14.



Исследовалось влияние стены в грунте на крен высотных зданий на плитном фундаменте в зависимости от следующих факторов и диапазонов их изменения:

- фактор $m = b/B_{пл}$, $\in [0.1; 0.3; 0.5]$ – относительное расстояние от ограждения до ближайшего края фундаментной плиты;
- фактор $t = h_{зад}/B_{пл}$, $\in [0.5; 0.66; 0.8]$ - относительная глубина заделки ограждения ниже дна котлована;
- фактор $R_{int} = tg\varphi_{\delta-z}/tg\varphi$, $\in [0.2; 0.5; 1.0]$ - интерфейсный элемент;
- фактор E_0 , $\in [15\text{МПа}; 20\text{МПа}; 25\text{МПа}]$ – модуль деформации грунтового массива;
- фактор q , $\in [300\text{кПа}; 350\text{кПа}; 400\text{кПа}]$ – равномерно распределенная нагрузка на фундаментную плиту,

где:

b – расстояние от ограждения котлована до края фундаментной плиты;

$B_{пл}$ – ширина фундаментной плиты, $B_{пл}=10\text{м}$;

$h_{зад}$ – глубина заделки стены в грунте ниже дна котлована;

$B_{кот}$ – ширина котлована;

$\varphi_{\delta-z}$ – угол трения на контакте бетон-грунт;

φ – угол внутреннего трения грунта.

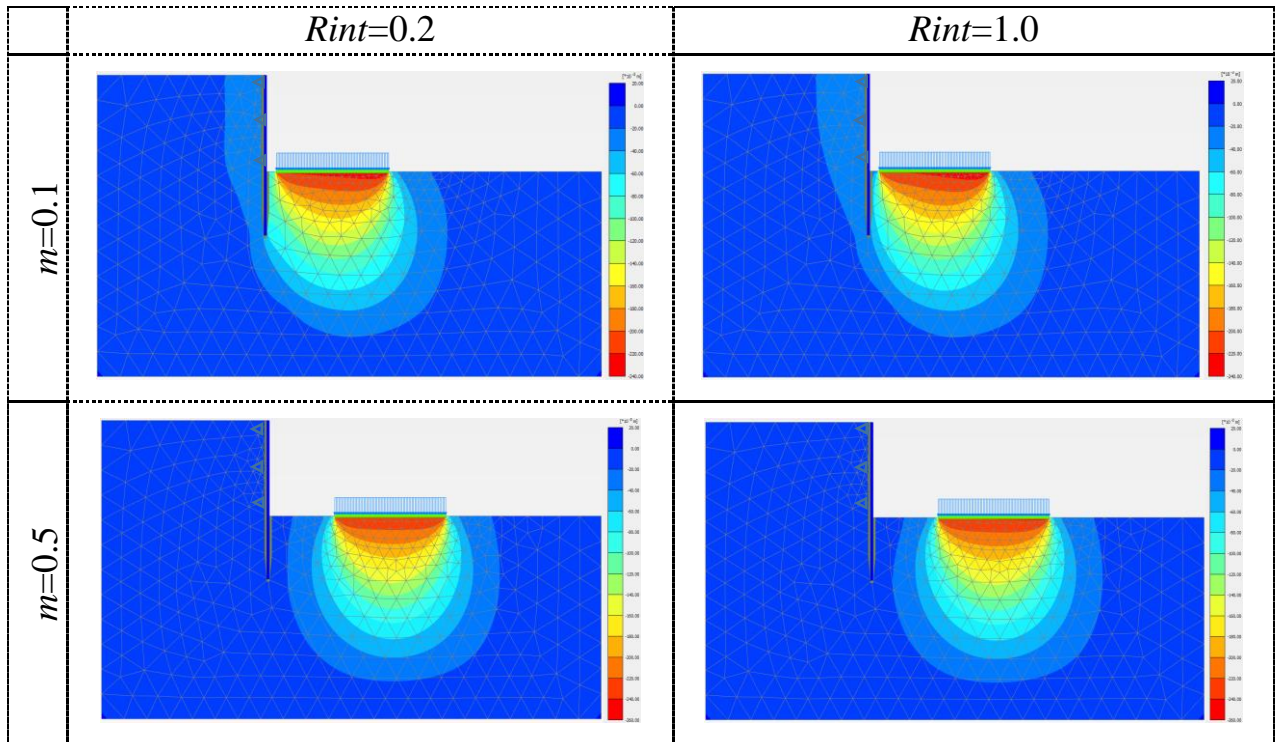
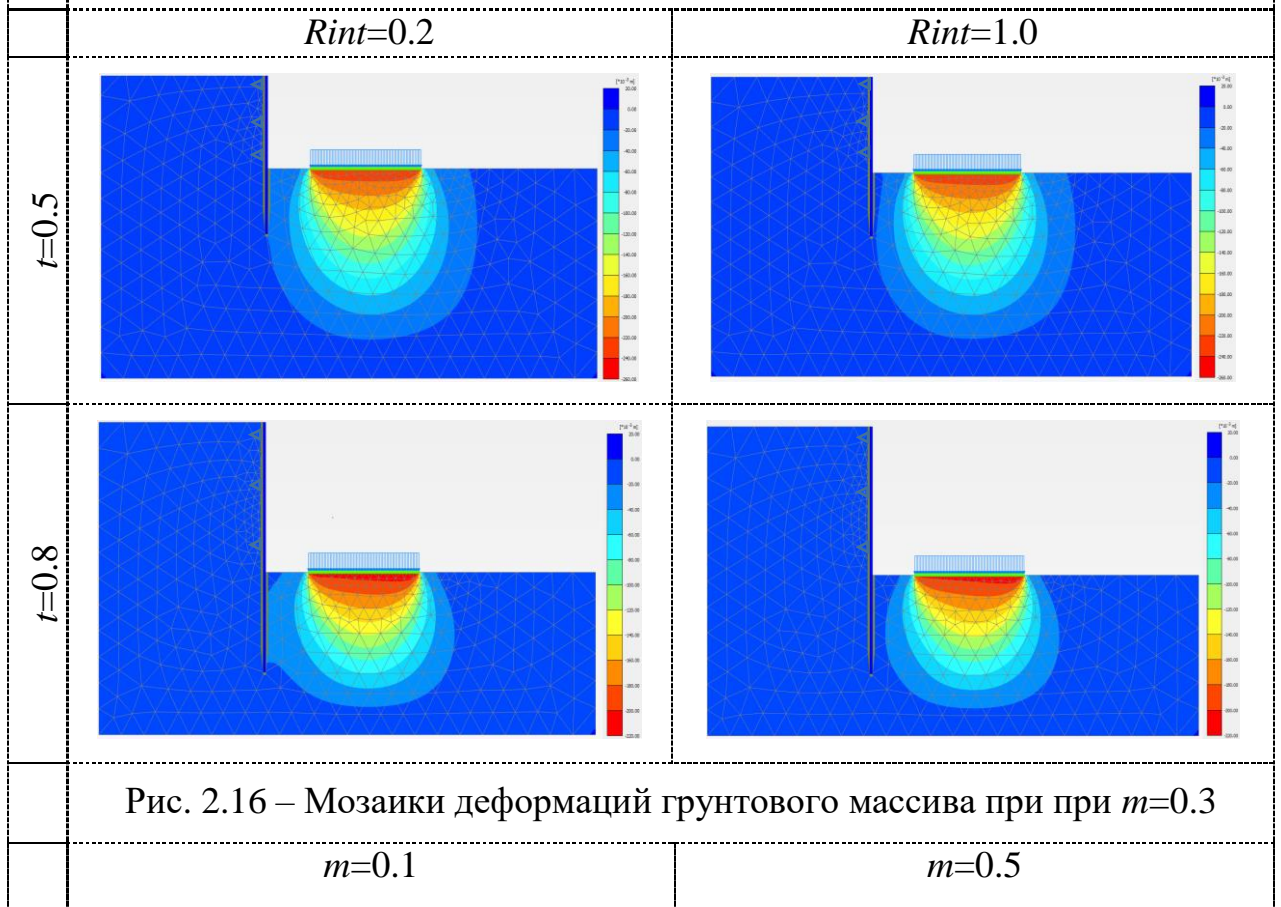
Крен высотного здания определяется по формуле (2.4)

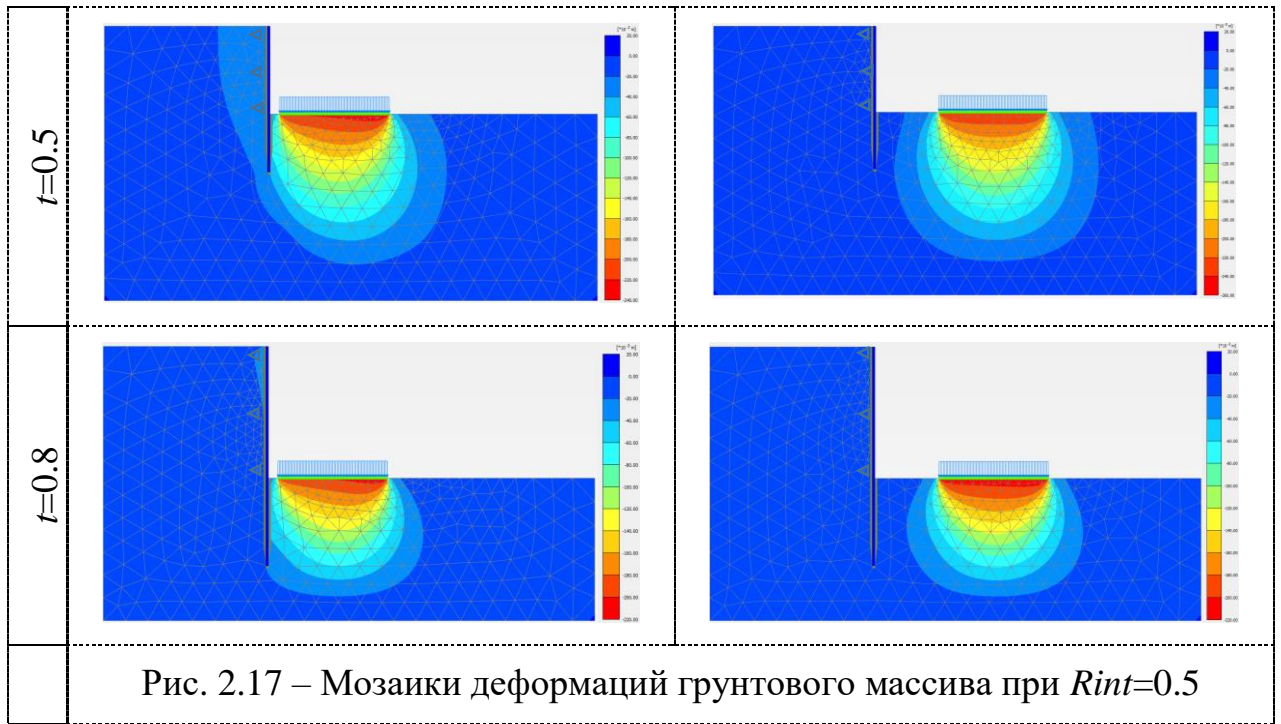
$$i = \frac{|S_1 - S_2|}{B_{пл}} \leq 0.002 \quad (2.4)$$

где S_1, S_2 – осадки крайних точек 1, 2 фундаментной плиты.

2.3.2 Результаты выполненных исследований

Примеры мозаик распределения деформаций грунтового основания показаны на рис. 2.15-2.17 (при значении $E=25$ МПа и $q=350$ кПа), сводные данные о вычисленных значениях кренов фундаментной плиты в зависимости от рассмотренных факторов приведены в таблице 2.3.

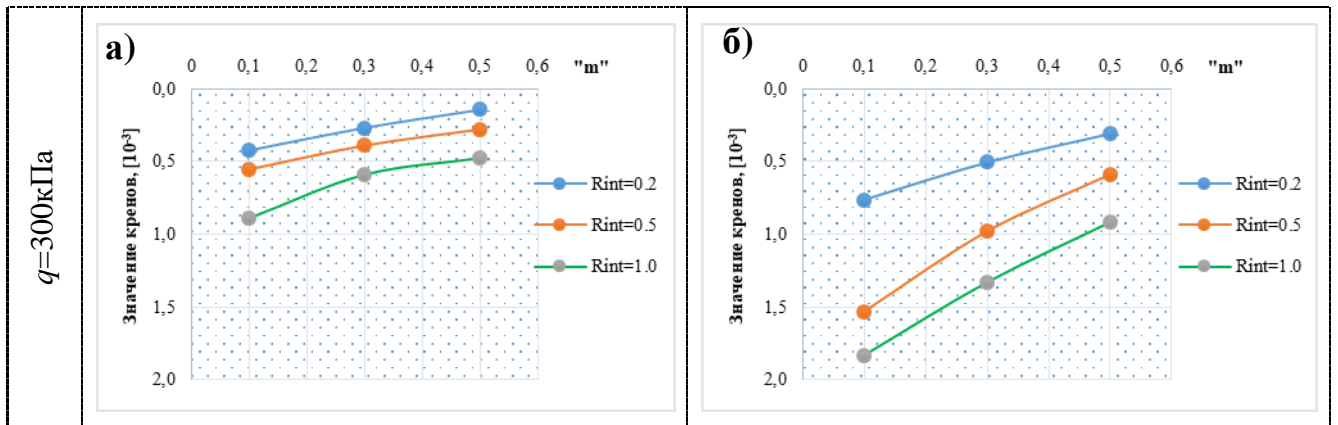
Рис. 2.15 – Мозаики деформаций грунтового массива при $t=0.5$ 

Таблица 2.3. Крены высотных зданий (все значения $\cdot 10^{-3}$).

$E=15$ МПа	$q=300$ кПа										
		$m=0.1$			$m=0.3$			$m=0.5$			
		$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	
	$R_{int}=0.2$	0,42	0,47	0,76	0,27	0,30	0,51	0,14	0,20	0,31	
	$R_{int}=0.5$	0,55	0,76	1,53	0,39	0,49	0,98	0,28	0,37	0,59	
	$R_{int}=1.0$	0,89	1,15	1,83	0,59	0,87	1,33	0,48	0,57	0,92	
		$q=350$ кПа									
		$m=0.1$			$m=0.3$			$m=0.5$			
		$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	
	$R_{int}=0.2$	0,83	1,02	1,42	0,61	0,72	1,12	0,40	0,70	0,94	
	$R_{int}=0.5$	1,38	1,51	2,26	1,18	1,30	1,55	0,94	1,13	1,28	
	$R_{int}=1.0$	1,75	1,94	2,58	1,32	1,57	2,01	1,21	1,36	1,52	
		$q=400$ кПа									
	$m=0.1$			$m=0.3$			$m=0.5$				
	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$		
$R_{int}=0.2$	1,77	1,94	2,38	0,64	0,84	1,26	0,50	0,71	0,97		
$R_{int}=0.5$	2,39	2,57	3,21	1,18	1,31	1,67	1,04	1,21	1,33		
$R_{int}=1.0$	2,80	2,91	3,47	1,42	1,72	2,13	1,31	1,48	1,64		
$E=20$ МПа	$q=300$ кПа										
		$m=0.1$			$m=0.3$			$m=0.5$			
		$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	
	$R_{int}=0.2$	0,16	0,25	0,58	0,15	0,20	0,38	0,15	0,15	0,15	
	$R_{int}=0.5$	0,42	0,50	1,16	0,30	0,32	0,61	0,25	0,29	0,30	
	$R_{int}=1.0$	0,68	0,87	1,39	0,43	0,54	0,73	0,35	0,37	0,67	
		$q=350$ кПа									
	$m=0.1$			$m=0.3$			$m=0.5$				
	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$	$t=0.5$	$t=0.66$	$t=0.8$		
$R_{int}=0.2$	0,62	0,70	1,06	0,48	0,59	0,71	0,22	0,46	0,52		

	<i>Rint</i> =0.5	1.03	1.17	1.72	0.88	0.93	1.15	0.41	0.65	0.72	
	<i>Rint</i> =1.0	1.26	1.34	1.89	0.96	1.11	1.31	0.89	1.05	1.21	
	<i>q</i> =400 кПа										
		<i>m</i> =0.1			<i>m</i> =0.3			<i>m</i> =0.5			
		<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	
	<i>Rint</i> =0.2	1.29	1.31	1.82	0.50	0.66	0.88	0.24	0.51	0.54	
	<i>Rint</i> =0.5	1.82	1.94	2.48	0.94	1.05	1.26	0.53	0.71	0.83	
	<i>Rint</i> =1.0	2.16	2.21	2.72	1.08	1.21	1.31	0.92	1.09	1.24	
	<i>E</i> =25 МПа	<i>q</i> =300 кПа									
			<i>m</i> =0.1			<i>m</i> =0.3			<i>m</i> =0.5		
		<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	
<i>Rint</i> =0.2		0.13	0.19	0.47	0.12	0.16	0.32	0.10	0.12	0.15	
<i>Rint</i> =0.5		0.34	0.49	0.92	0.29	0.32	0.47	0.16	0.25	0.28	
<i>Rint</i> =1.0		0.56	0.68	1.10	0.32	0.38	0.50	0.24	0.28	0.34	
<i>q</i> =350 кПа											
		<i>m</i> =0.1			<i>m</i> =0.3			<i>m</i> =0.5			
		<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	
<i>Rint</i> =0.2		0.40	0.47	0.86	0.32	0.40	0.50	0.19	0.27	0.37	
<i>Rint</i> =0.5		0.83	0.95	1.41	0.70	0.89	0.99	0.28	0.43	0.50	
<i>Rint</i> =1.0		1.08	1.19	1.52	0.84	0.94	1.03	0.48	0.58	0.69	
<i>q</i> =400 кПа											
		<i>m</i> =0.1			<i>m</i> =0.3			<i>m</i> =0.5			
		<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	<i>t</i> =0.5	<i>t</i> =0.66	<i>t</i> =0.8	
<i>Rint</i> =0.2		1,19	1,25	1,42	0,44	0,51	0,72	0,21	0,33	0,47	
<i>Rint</i> =0.5	1,45	1,51	1,96	0,82	0,94	1,07	0,34	0,56	0,68		
<i>Rint</i> =1.0	1,72	1,76	2,13	0,99	1,07	1,16	0,54	0,69	0,81		

Результаты выполненных расчетов в графическом виде представлены на рис. 2.18-2.23.



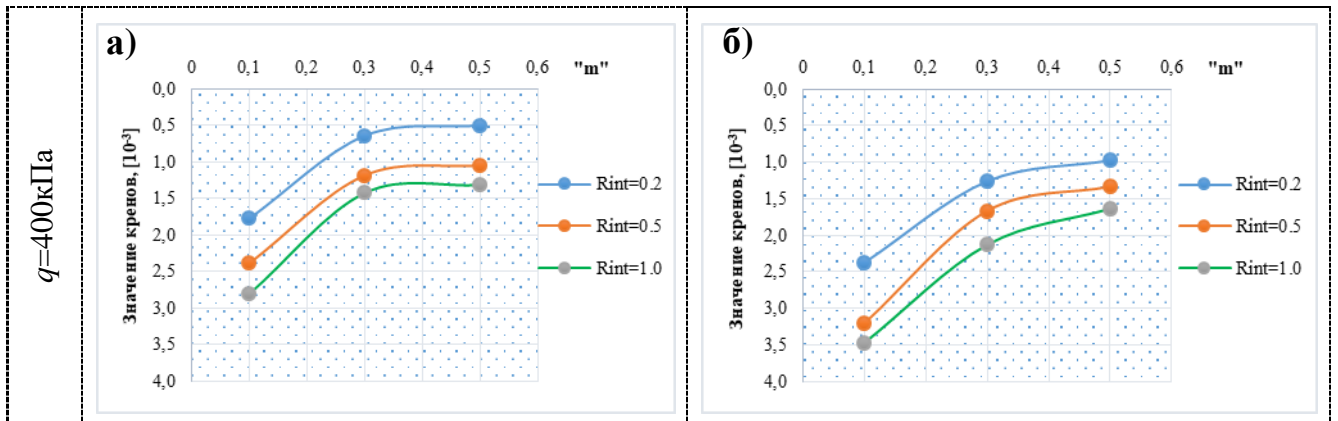


Рис. 2.18 – Графики зависимости $i = f(m)$ для различных значений фактора “ R_{int} ” при $E=15\text{МПа}$: а) $t=0.5$, б) $t=0.8$

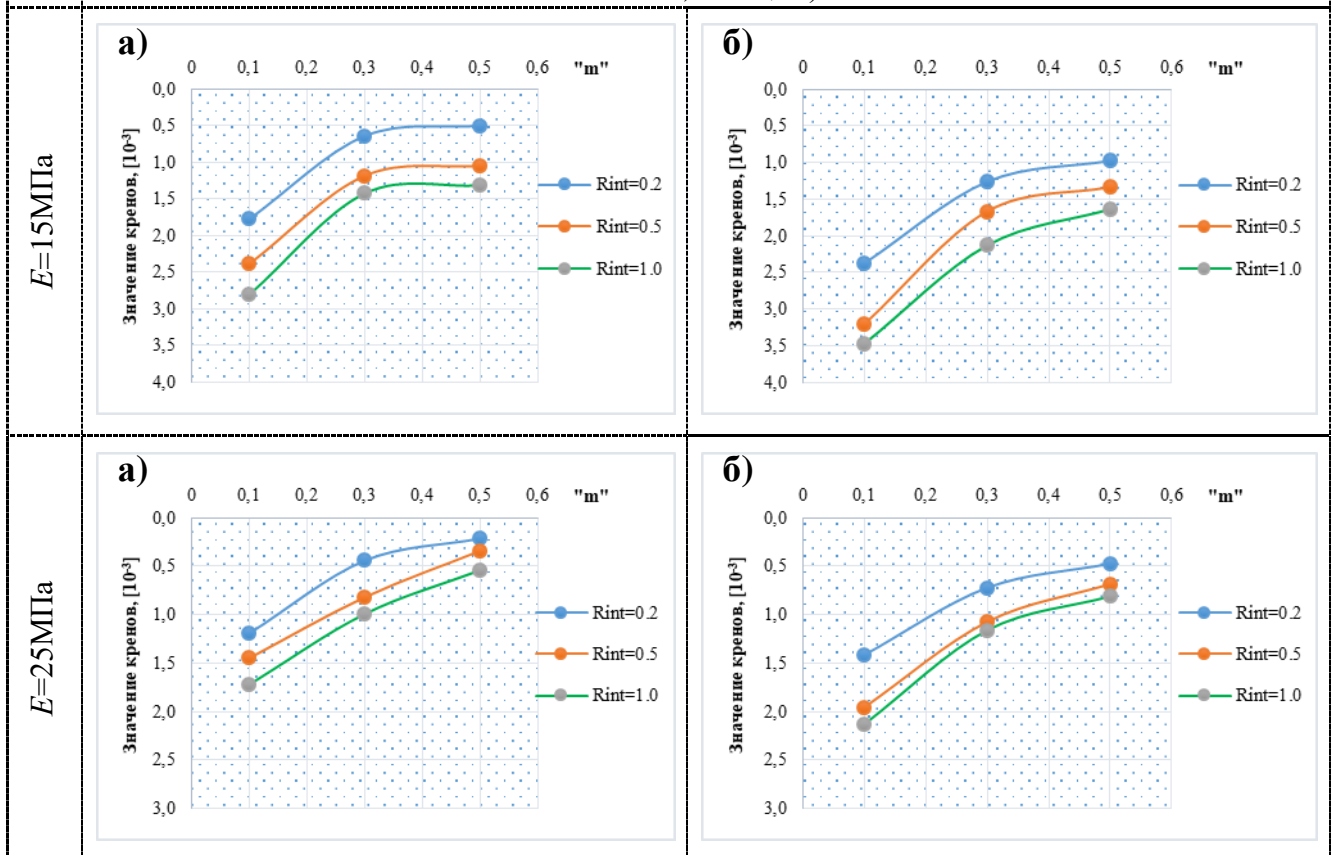
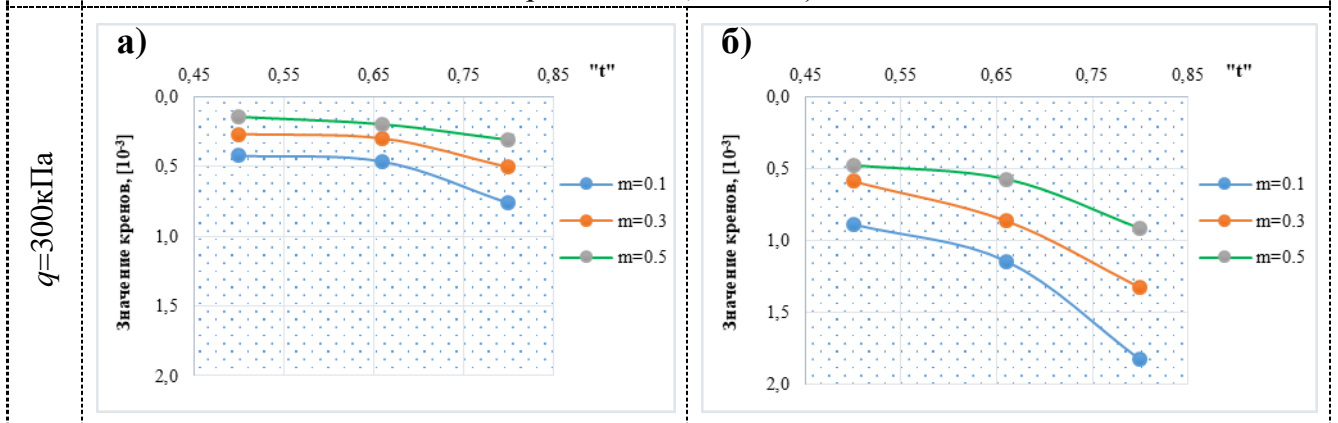


Рис. 2.19 – Графики зависимости $i = f(m)$ для различных значений фактора “ R_{int} ” при $q=400\text{кПа}$: а) $t=0.5$, б) $t=0.8$



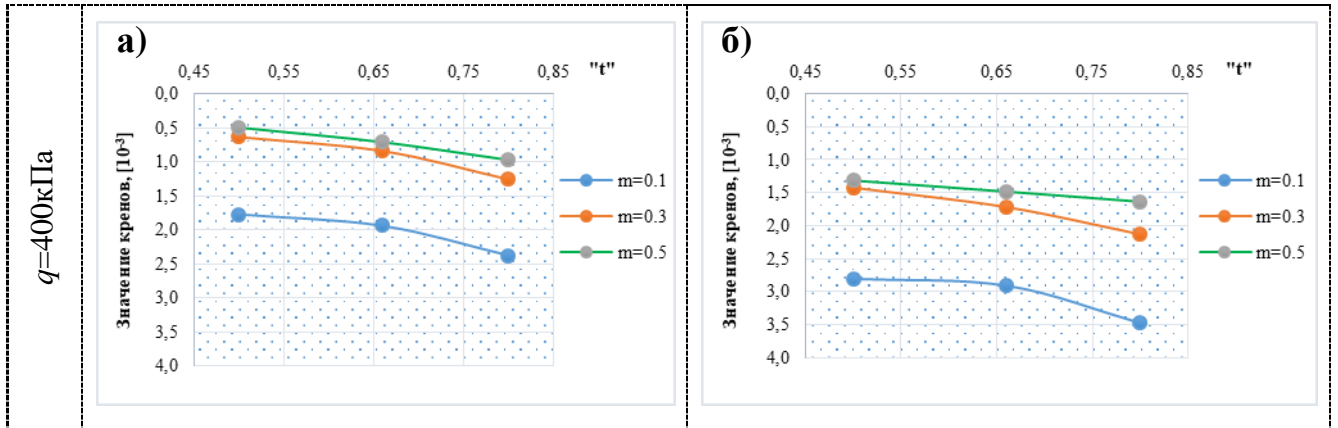


Рис. 2.20 – Графики зависимости $i = f(t)$ для различных значений фактора “ m ” при $E=15 \text{ МПа}$: а) $R_{int}=0.2$, б) $R_{int}=1.0$

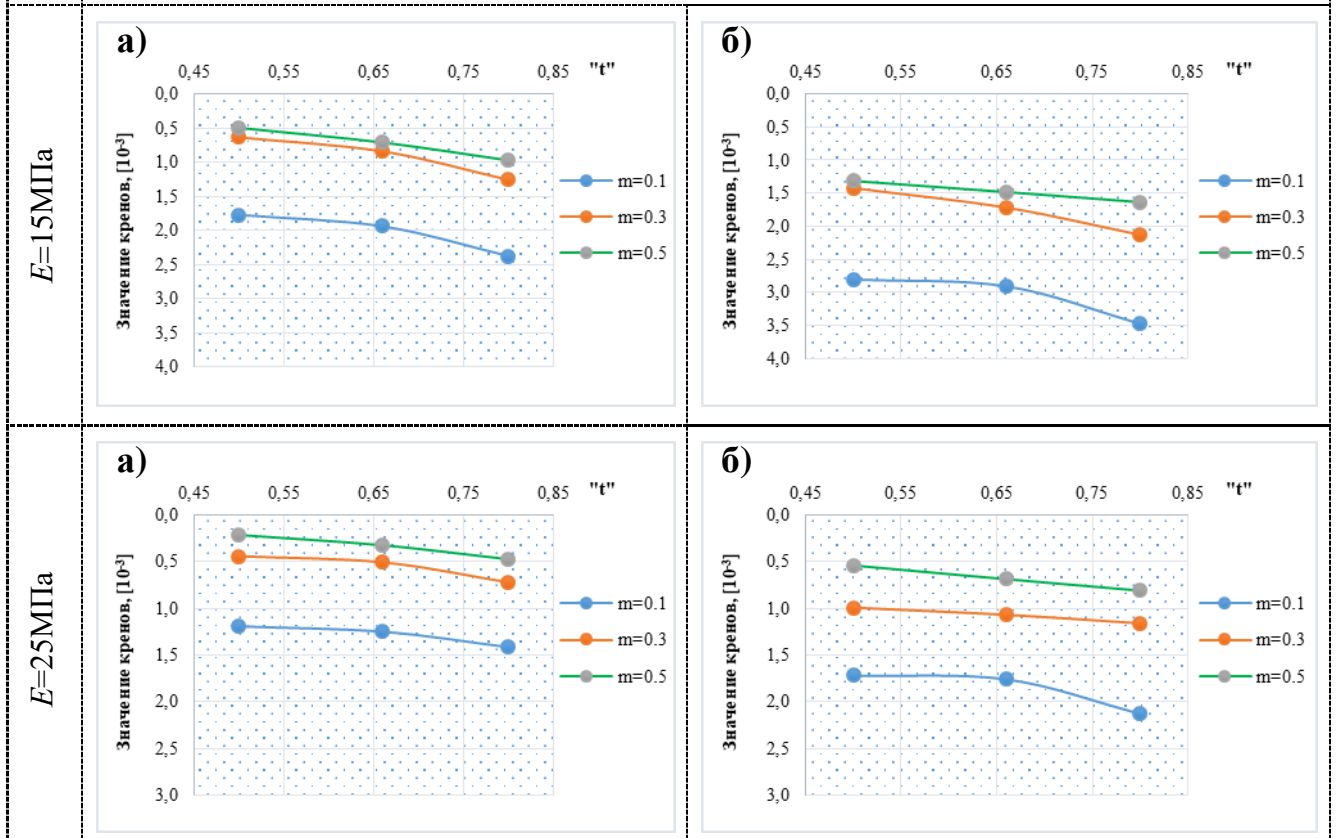
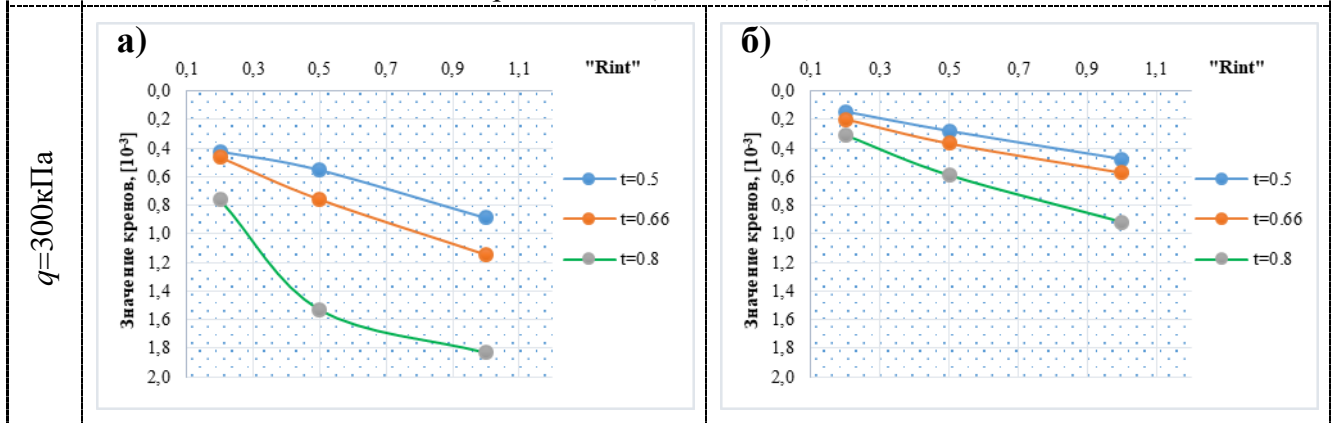
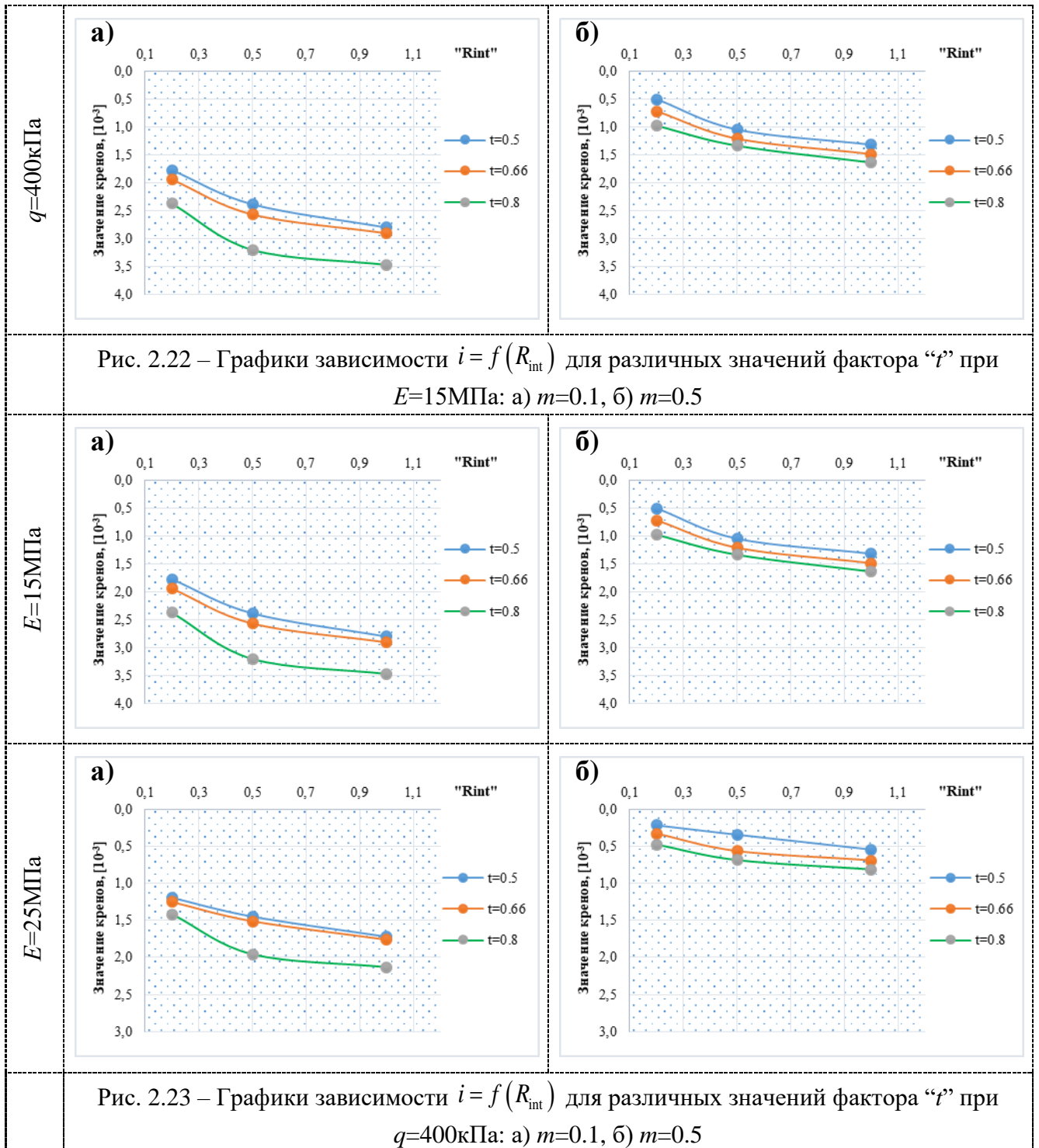


Рис. 2.21 – Графики зависимости $i = f(t)$ для различных значений фактора “ m ” при $q=400 \text{ кПа}$: а) $R_{int}=0.2$, б) $R_{int}=1.0$





Графики показывают, что крен высотных зданий уменьшается при увеличении расстояния от стены в грунте до края плитного фундамента (рис. 2.18-2.19) и модуля деформации грунта E на рис. 19, 21, 23 и увеличивается при увеличении относительной глубины стены в грунте t ниже дна котлована, коэффициента трения грунта на поверхности стены в грунте R_{int} и интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на фундамент q (рис. 2.20-2.23).

Согласно данным таблицы 2.3, влияние фактора m на крен здания увеличивается с увеличением глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована и коэффициента трения между грунтом и бетоном ограждения. В выполненных расчетах максимальное значение крен здания получил при расстоянии фундамента от ограждения, равном 1.0 м ($m = 0.1$) при коэффициенте трения между грунтом и бетоном, равном коэффициенту трения грунта ($R_{int} = 1.0$) и глубине заделки ограждения в грунт ниже дна котлована, составляющей 8.0 м, т.е. 0.8 от ширины фундаментной плиты ($t = 0.8$). Крен здания в этом случае составил $i = 0.00272$ при нагружении $q = 400$ кПа и модуле деформации грунта $E = 20$ МПа, что превысило значение предельного, согласно рекомендациям Норм. Уменьшением сил трения между бетоном и грунтом до $R_{int} = 0.2$ при оставшихся без изменения значениях факторов m и t крен можно снизить до $i = 0.00182$ (уменьшение на 49.5%). С уменьшением глубины заделки ограждения в грунт с 8 м до 5 м ($t = 0.5$) крен также можно снизить до $i = 0.00216$ (на 25.9%).

Влияние коэффициента трения между грунтом и бетоном на крен фундамента меньше, чем влияние фактора m . В наибольшей степени оно проявляется при небольшом расстоянии между фундаментом и ограждением котлована, незначительно увеличиваясь с увеличением заделки ограждения в грунт (рис 2.18-2.19).

Еще меньшее влияние на крен фундамента оказывает глубина заделки ограждения в грунт, характеризуемая фактором t . Это влияние уменьшается с увеличением расстояния между ограждением и краем фундамента и увеличивается с увеличением коэффициента трения грунта о стенку (рис 2.20-2.22).

Представленные данные говорят о том, что изменяя факторы m , t и R_{int} крена высотного здания можно снижать до нормативных пределов.

2.4 Исследование влияния стены в грунте на среднюю осадку высотных зданий на плитном фундаменте, смещенного к ограждению котлована

Расчетная схема задачи показана на рис. 2.13, разбивка конечно-элементной сетки и граничные условия - на рис. 2.14. Средняя осадка фундаментной плиты определяется в соответствии со схемой на рис. 2.24 по формуле (2.5).

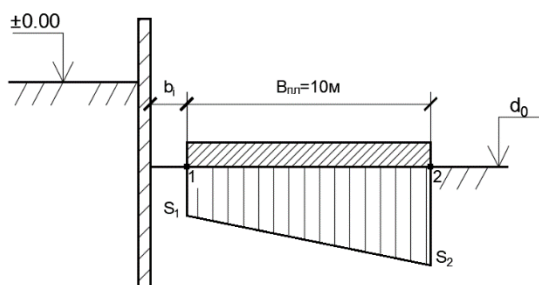


Рис. 2.24 – схема для определения средней осадки фундамента

$$S_{cp} = \frac{S_1 + S_2}{2} \quad (2.5)$$

где S_1, S_2 – осадки крайних точек 1, 2 фундаментной плиты,

2.4.1 Результаты выполненных исследований

Исследовалось влияние на средние осадки высотных зданий расстояния от стены в грунте до края плитного фундамента, глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована, коэффициента трения на контакте ограждение-грунт, интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту и модуля деформации грунта в ее основании, т.е. тех же факторов, что и при вычислении кренов здания.

Примеры полученных мозаик деформаций грунтового основания для различных значений факторов m, R_{int} и t , (при $E=25$ МПа и $q=350$ кПа) показаны на рис. 2.25-2.27.

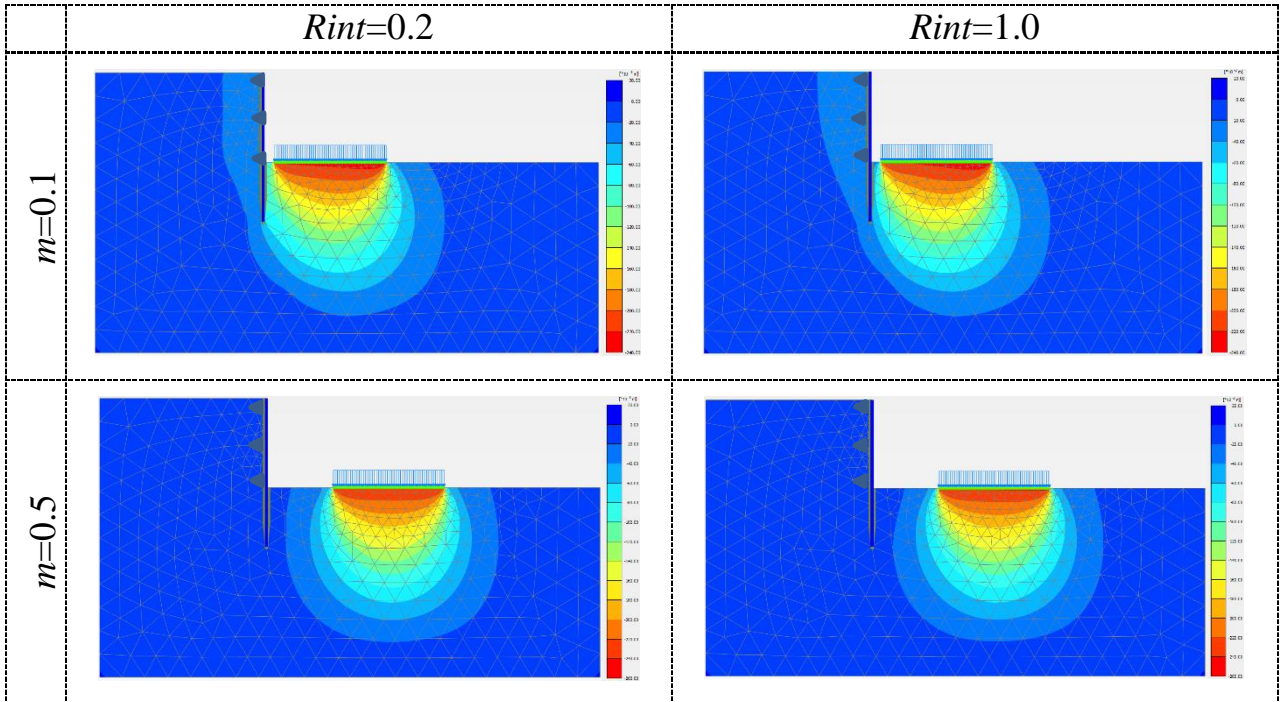


Рис. 2.25 – Мозаики деформаций грунтового массива при $t=0.5$

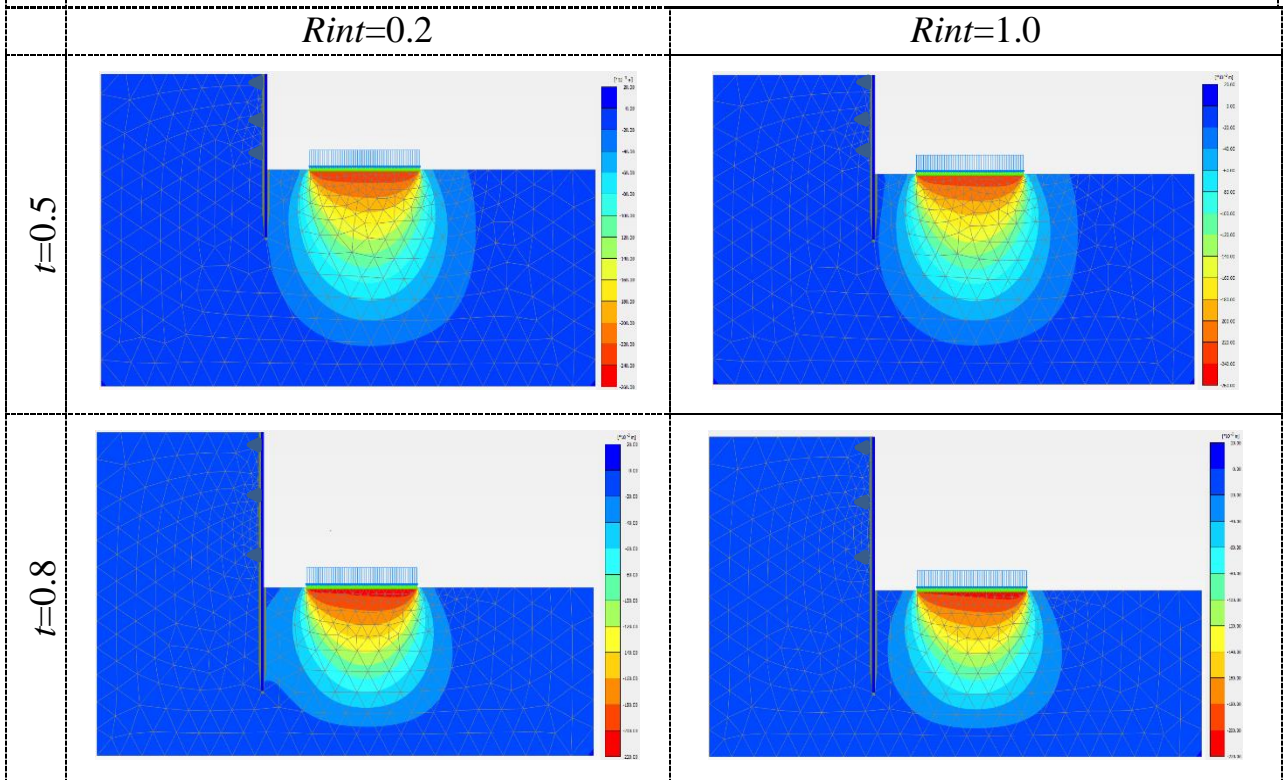
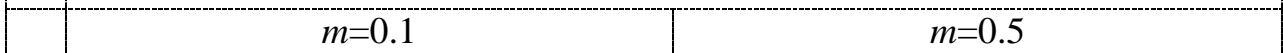
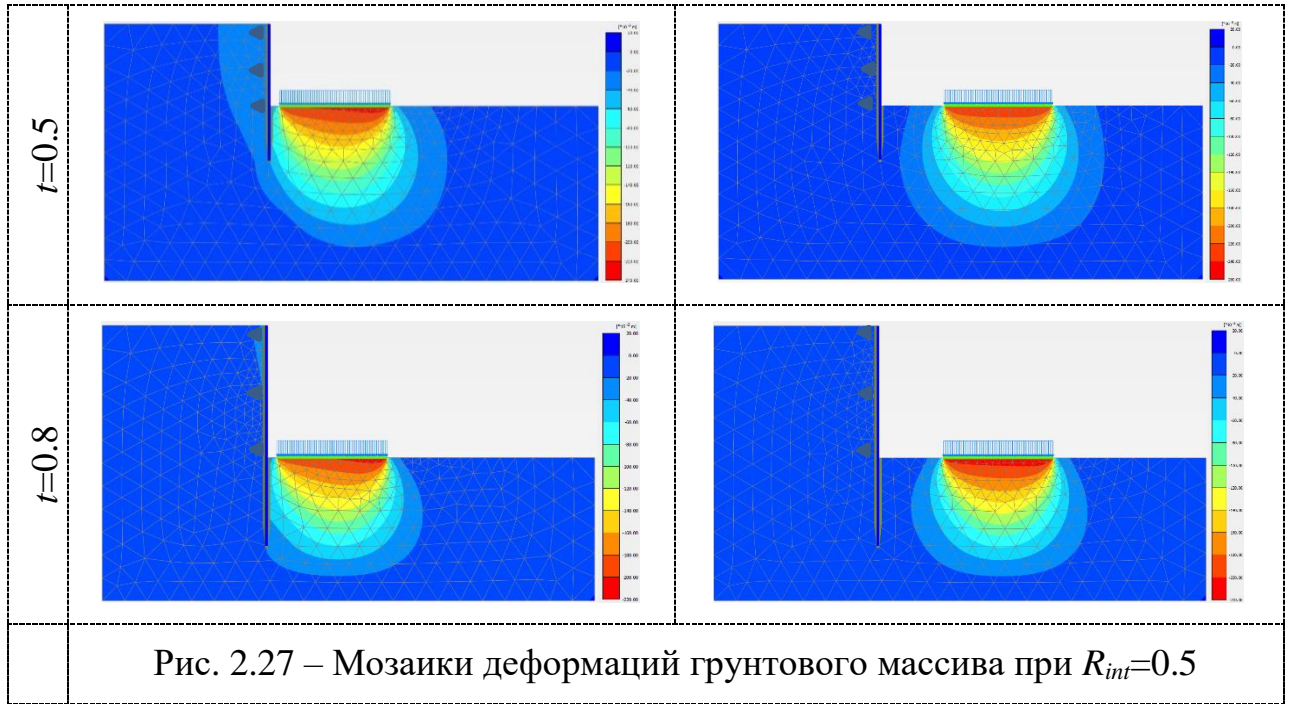


Рис. 2.26 – Мозаики деформаций грунтового массива при $m=0.3$



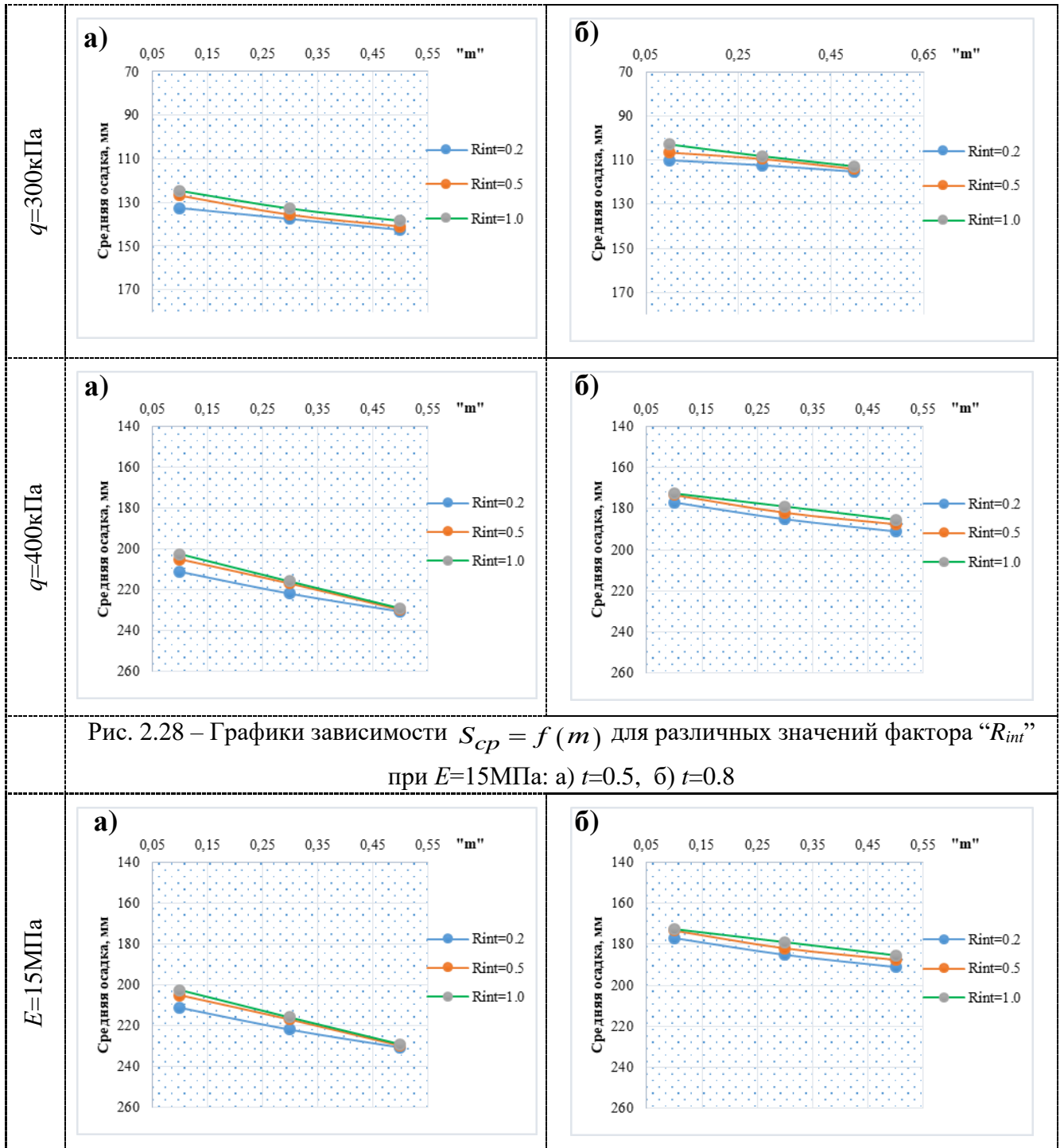


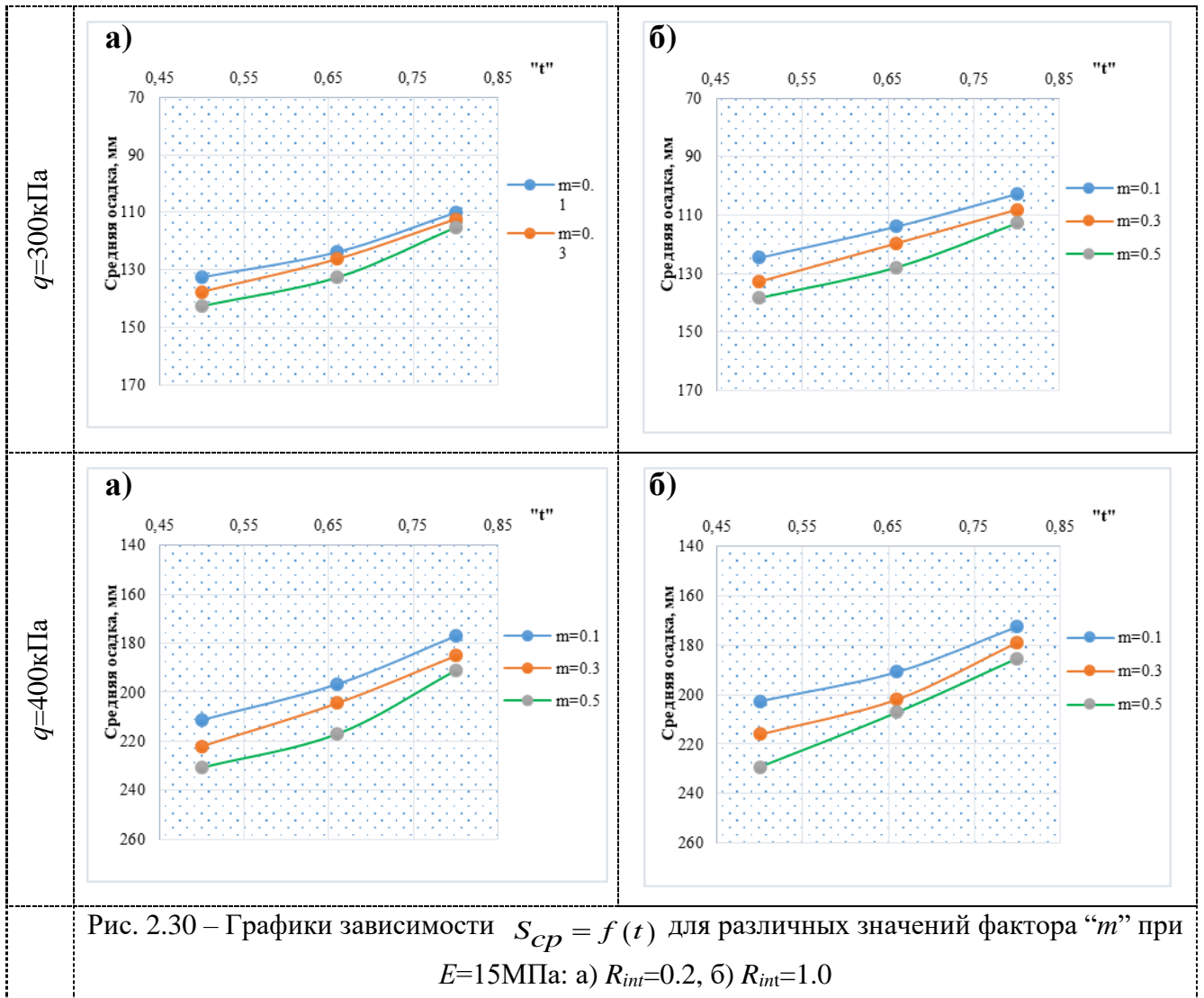
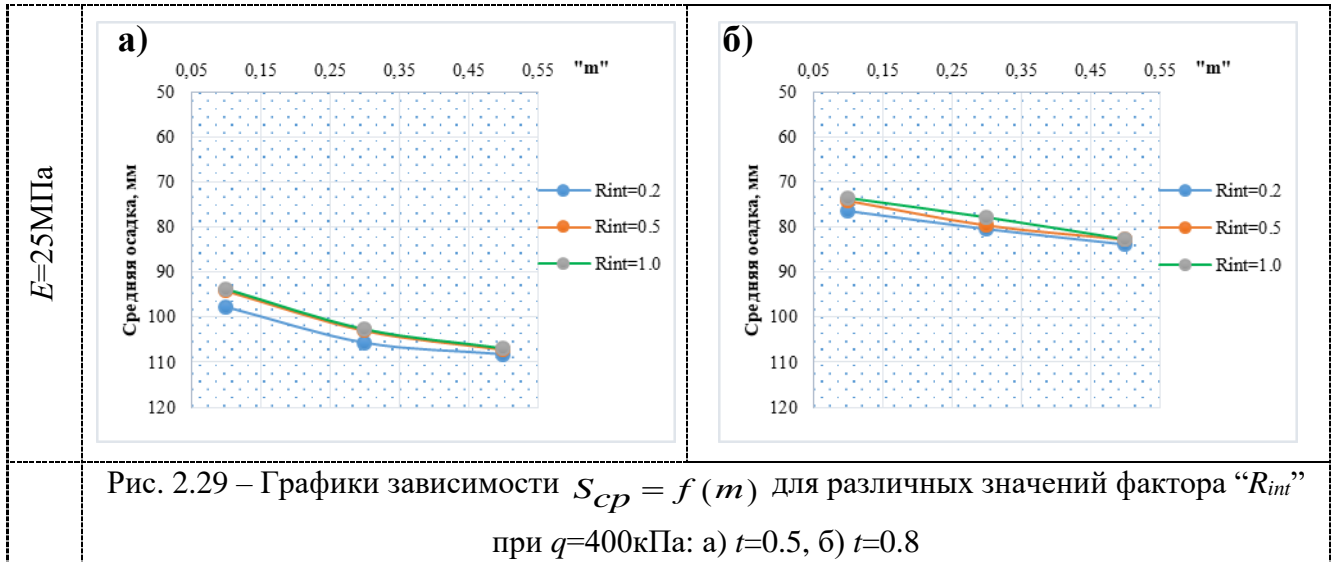
Сводные данные о величине средних осадок фундаментной плиты в зависимости от рассмотренных факторов приведены в таблице 2.4.

Таблица 2.4. Средние осадки фундаментной плиты, мм

$E=15\text{МПа } q=300\text{кПа}$									
	$t=0.5$			$t=0.65$			$t=0.8$		
	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$
$R_{int}=0.2$	132,51	137,52	142,50	123,75	126,14	132,57	110,00	112,25	115,15
$R_{int}=0.5$	126,80	135,59	140,98	117,10	120,31	129,48	106,50	109,42	114,01
$R_{int}=1.0$	124,63	132,77	138,36	113,90	119,62	127,88	102,76	108,12	112,76
$E=15\text{МПа } q=400\text{кПа}$									
	$t=0.5$			$t=0.65$			$t=0.8$		
	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$
$R_{int}=0.2$	211,25	222,01	230,70	196,65	204,43	216,99	176,96	185,11	191,06
$R_{int}=0.5$	205,13	217,03	229,86	191,35	204,04	209,83	173,33	181,94	187,53
$R_{int}=1.0$	202,61	216,05	229,14	190,84	201,92	207,11	172,58	178,94	185,37
$E=25\text{МПа } q=300\text{кПа}$									
	$t=0.5$			$t=0.65$			$t=0.8$		
	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$
$R_{int}=0.2$	88,41	83,96	74,54	94,86	86,03	77,32	97,43	89,41	77,27
$R_{int}=0.5$	84,80	78,76	72,46	92,99	85,42	75,89	96,35	87,15	76,59
$R_{int}=1.0$	83,18	78,33	71,65	92,67	79,77	75,65	94,73	86,63	75,40
$E=25\text{МПа } q=400\text{кПа}$									
	$t=0.5$			$t=0.65$			$t=0.8$		
	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$	$m=0.1$	$m=0.3$	$m=0.5$
$R_{int}=0.2$	97,72	105,65	108,21	89,58	94,78	98,65	76,41	80,45	83,83
$R_{int}=0.5$	94,18	103,03	107,21	84,65	93,13	95,09	74,18	79,63	82,78
$R_{int}=1.0$	93,74	102,67	106,90	83,11	92,52	94,37	73,51	77,83	82,70

Результаты расчета в графическом виде приведены на рис. 2.28-2.33.





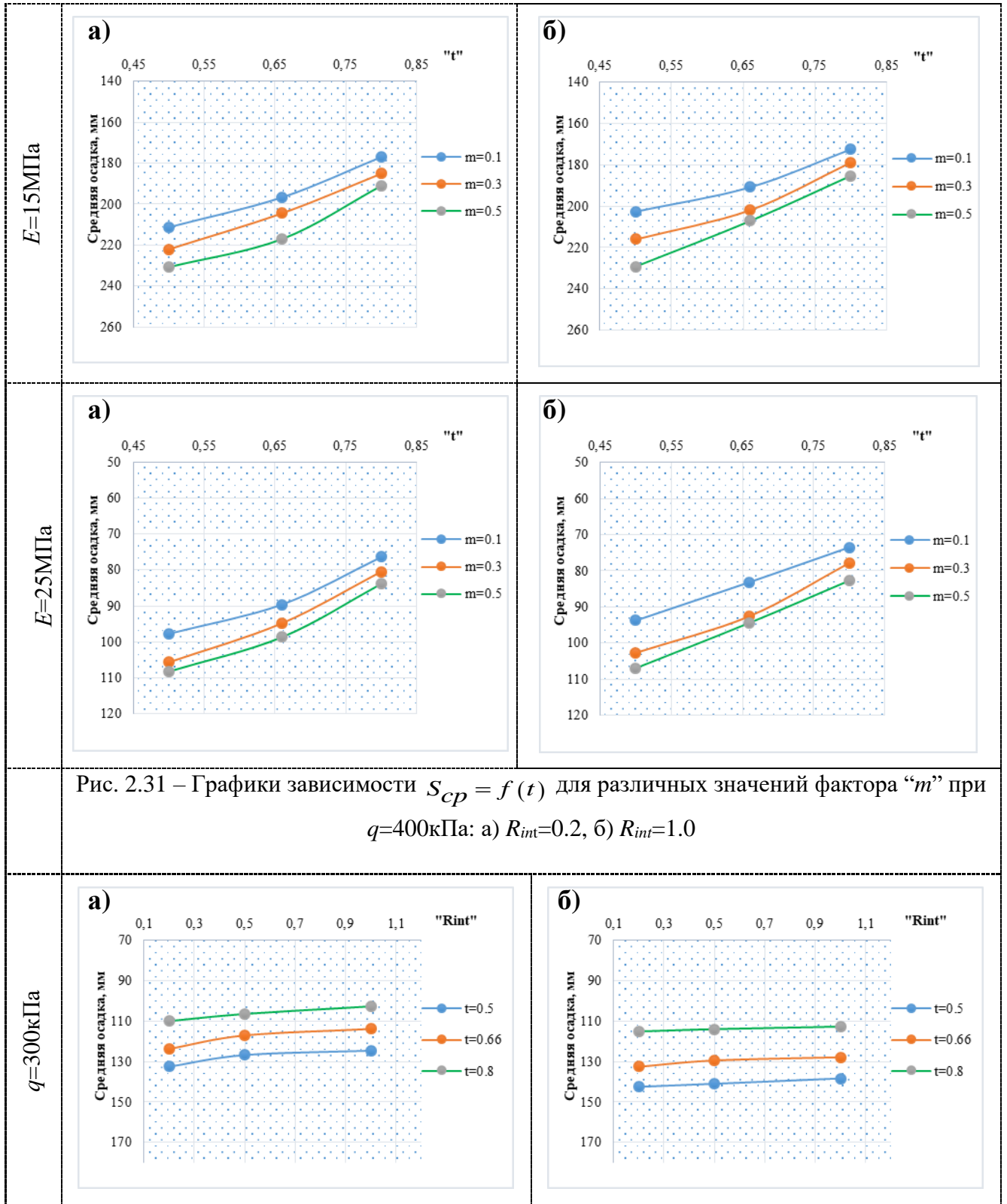
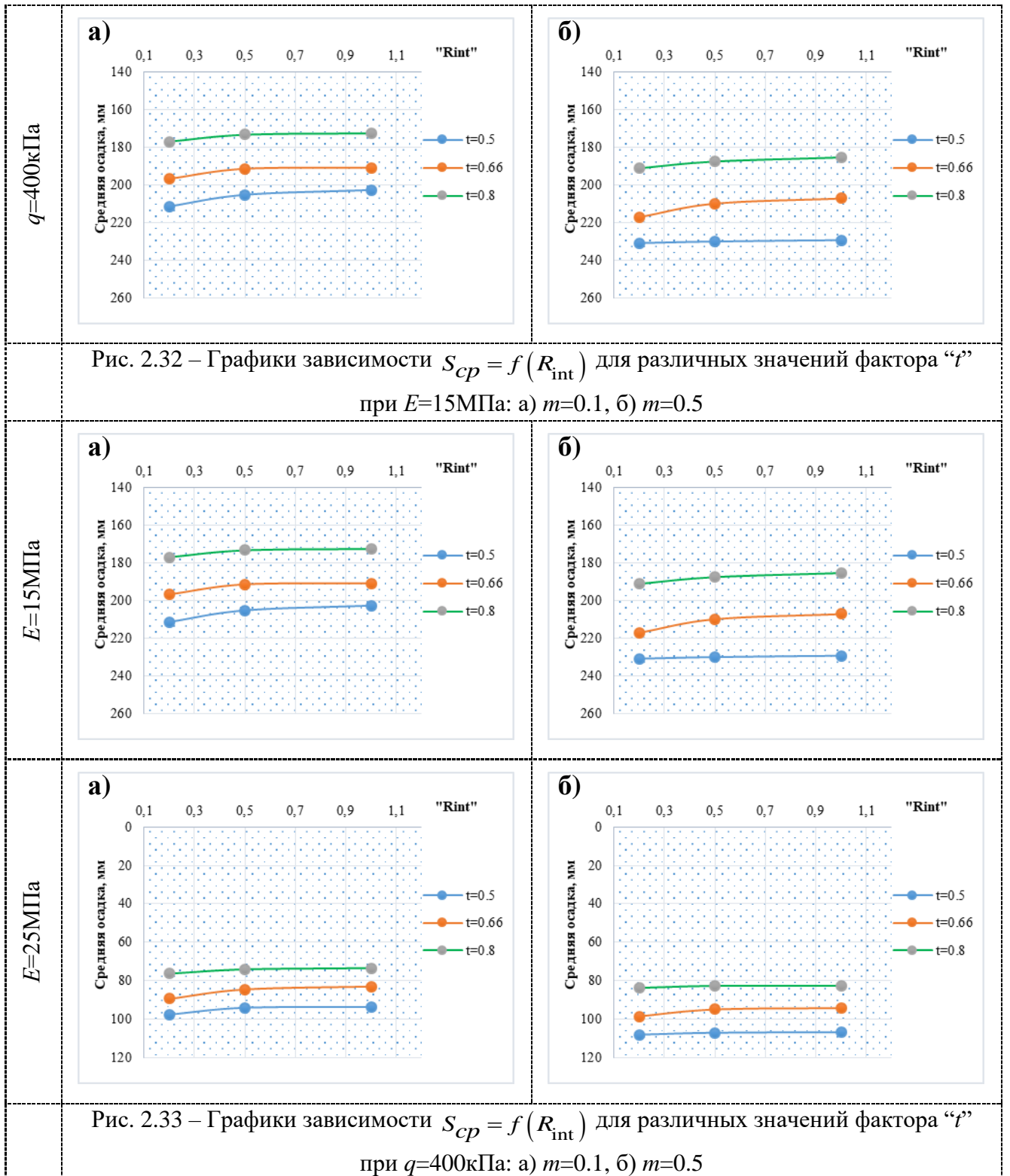


Рис. 2.31 – Графики зависимости $S_{cp} = f(t)$ для различных значений фактора “m” при $q=400\text{кПа}$: а) $R_{int}=0.2$, б) $R_{int}=1.0$



Приведенные графики показывают, что при расположении здания со смещением к ограждению котлована средняя осадка фундаментной плиты увеличивается с увеличением расстояния от края плитного фундамента до ограждения (фактор m) и интенсивности равномерно-распределенной нагрузки q на фундаментную плиту и уменьшается с увеличением глубины заделки

ограждения в грунт (фактор t), трения на контакте бетон-грунт (фактор R_{int}) и модуля деформации грунта основания E .

2.5. Выводы по второй главе

1. Проведенное исследование подтвердило факт влияния ограждения котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа на НДС грунтового массива в основании плитного фундамента и, как следствие, на среднюю осадку и крен высотного здания.

2. Основным фактором, определяющим степень влияния стены в грунте на осадку и крен высотного здания на плитном фундаменте является его расположение относительно ограждения. В случае, если здание расположено симметрично относительно ограждения (в центре котлована), «стена в грунте» оказывает влияние только на его среднюю осадку, практически не сказываясь на крене. Если здание смещено к одной из сторон ограждения, стена в грунте влияет как на его среднюю осадку, так и, что более существенно, на его крен.

3. Средняя осадка здания, расположенного симметрично относительно ограждения котлована, уменьшается с уменьшением расстояния от края фундаментной плиты до ограждения, увеличением глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована и трения на контакте бетон-грунт. Это влияние будет тем больше, чем больше интенсивность нагрузки на фундаментную плиту и меньше модуль деформации грунта в ее основании. В целом влияние стены в грунте на осадку и крен высотного здания при его симметричном расположении относительно ограждения несущественно и может не учитываться в практических расчетах.

4. При смещении здания к ограждению его средняя осадка увеличивается с увеличением расстояния от края плитного фундамента до ограждения и интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту и уменьшается с увеличением глубины заделки ограждения в грунт, трения на контакте бетон-грунт и модуля деформации грунта основания.

Крен здания будет увеличиваться с уменьшением расстояния от края плитного фундамента до ограждения и модуля деформация грунтового основания и уменьшаться с уменьшением глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована, интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на фундамент и трения на контакте бетон-грунт.

Наибольшее влияние на осадки и крен высотного здания оказывает относительное расстояние от плитного фундамента до ограждения котлована m . Это влияние существенно до $m = 0,5$ (половина ширины фундаментной плиты) В меньшей степени осадки и крен высотного здания зависят от трения на контакте «грунт-бетон» и относительной глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована.

ГЛАВА 3. МАТЕМАТИКО-СТАТИСТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ СТЕНЫ В ГРУНТЕ НА ОСАДКИ И КРЕНЫ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЯ НА ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ

Математико-статистический анализ, основанный на теории математического планирования эксперимента, является одним из наиболее эффективных методов в решении многофакторных задач, который позволяет не только выявить наиболее значимые факторы, влияющие на искомую величину, в нашем случае это крен или средняя осадка здания, но и дать ей количественную оценку, учитывающую влияние на нее всех рассмотренных факторов и их комбинаций в принятом диапазоне их изменений.

Основные положения теории планирования эксперимента детально изложены во многих диссертационных работах последних десятилетий, поэтому их подробное повторение не имеет смысла, остановимся только на основных моментах.

В терминах теории планирования эксперимента поставленная задача заключается в получении функции, связывающей ее отклик « Y » с входными факторами X_1, X_2, \dots, X_k :

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_k) \quad (3.1)$$

Совокупность всех значений, которые может принимать данный фактор, образует область определения фактора, а совокупность областей определения всех факторов – область эксперимента.

Функцию отклика (3.1) в области эксперимента можно аппроксимировать полиномом, называемым уравнением полиномиальной регрессии или просто – уравнением регрессии:

$$Y = B_0 + \sum_{j=1}^k B_j X_j + \sum_{j,l=1}^k B_{jl} X_j X_l + \dots \quad (3.2)$$

Коэффициенты $B_j X_j$ называют линейными коэффициентами уравнения регрессии; $B_{jl} X_j X_l (j \neq l)$ - коэффициентами взаимодействия первого порядка; $B_{jj} X_j^2$ - квадратичными коэффициентами и т.д. В зависимости от того, полином какой

степени будет использован, говорят, что функция отклика аппроксимируется линейной, квадратичной моделью полиномиальной регрессии или одной из последующих. Коэффициенты уравнения B_0, B_j, B_{ji} и т.д. называются коэффициентами уравнения регрессии. В зависимости от того, полиномом какой степени будет использован, говорят, что функция отклика аппроксимируется линейной, квадратичной, либо другой соответствующей моделью полиномиальной регрессии.

Анализ выполнялся в следующей последовательности:

1. Определялись характеристики, необходимые для оценки ошибки эксперимента:

- средние арифметические значения дисперсии во всех точках:

$$S_y^2 = \frac{\sum_{n=1}^n S_{yn}^2}{N}, \quad (3.3)$$

где N – количество повторений опытов;

- дисперсия результатов выполненных экспериментов:

$$S^2 = \frac{\sum_{q=1}^n (Y_q - Y)^2}{f_n}, \quad (3.4)$$

- дисперсия воспроизводимости выполненных экспериментов:

$$S_{воспр}^2 = \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{q=1}^n (Y_{iq} - Y_i)^2}{N(n-1)}, \quad (3.5)$$

где N – число точек в области эксперимента; i – номер точки.

2. Определялись коэффициенты полных уравнения регрессии.

По методом наименьших квадратов МНК определялись коэффициенты уравнения регрессии по формуле 3.6

$$B = (X^T X)^{-1} X^T Y \quad (3.6)$$

3. Определялся Критерий Стьюдента, по которому проверялась значимость коэффициентов полных уравнения регрессии:

$$\Delta B = \pm S_{bj}, \quad (3.7)$$

$$S_{bj} = \frac{S_{воспр}^2}{N} \quad (3.8)$$

Если абсолютное значение этого критерия больше доверительного интервала, коэффициент уравнения регрессии считается важным.

4. Выполнялась проверка адекватности модели по критерию Фишера:

$$F = \frac{S_{неадекват}^2}{S_{воспр}^2} \leq F_{табл}, \quad (3.9)$$

где $F_{табл}$ - табулированное значение критерия Фишера;

$$S_{неадекват}^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_i - y_i)^2}{(N - k)}, \quad (3.10)$$

где k – количество остальных коэффициентов выбранного уравнения регрессии, B_0 ; Y_i - значение отклика, предсказываемое полученным уравнением регрессии, y_i - значение результата в i – й точке.

Для неполных квадратичных и линейных моделей (без коэффициентов вида $B_{ij}X_i^2$), кроме того, надо проверить значимость коэффициентов при квадратичных членах:

$$\sum B_{jj} = Y_0 - B_0, \quad (3.11)$$

где Y_0 - значение отклика в центре области эксперимента.

Целью выполненного в настоящей работе математико-статистического анализа является оценка степени влияния рассмотренных в численном эксперименте (Глава 2) факторов на средние осадки и крены высотных зданий, возведенных в котлованах, устойчивость вертикальных бортов которых обеспечивается монолитной железобетонной стеной в грунте траншейного типа, и получение уравнений регрессии, позволяющих определять их численные значения.

Напомним, что в численном эксперименте было рассмотрено два варианта расположения здания на строительной площадке - здание расположено в центре строительной площадки и здание, смещенное к ограждению котлована. В первом случае рассматривалась только средняя осадка здания, во втором случае - крен и средняя осадка. Таким образом, при выполнении факторного анализа были проанализированы результаты трех серий экспериментов.

3.1. Средняя осадка здания, расположенного в центре котлована

Для удобства анализа расчетная схема рассматриваемого случая расположения здания в центре котлована, приведенная на рис. 2.2 в предыдущей главе, показана еще раз на рис. 3.1.

Средняя осадка S_{cp} высотного здания на плитном фундаменте определялось как:

$$S_{cp} = \frac{S_0 + S_1}{2}, \quad (3.12)$$

где S_0, S_1 – осадки центральных и крайних точек плитного фундамента.

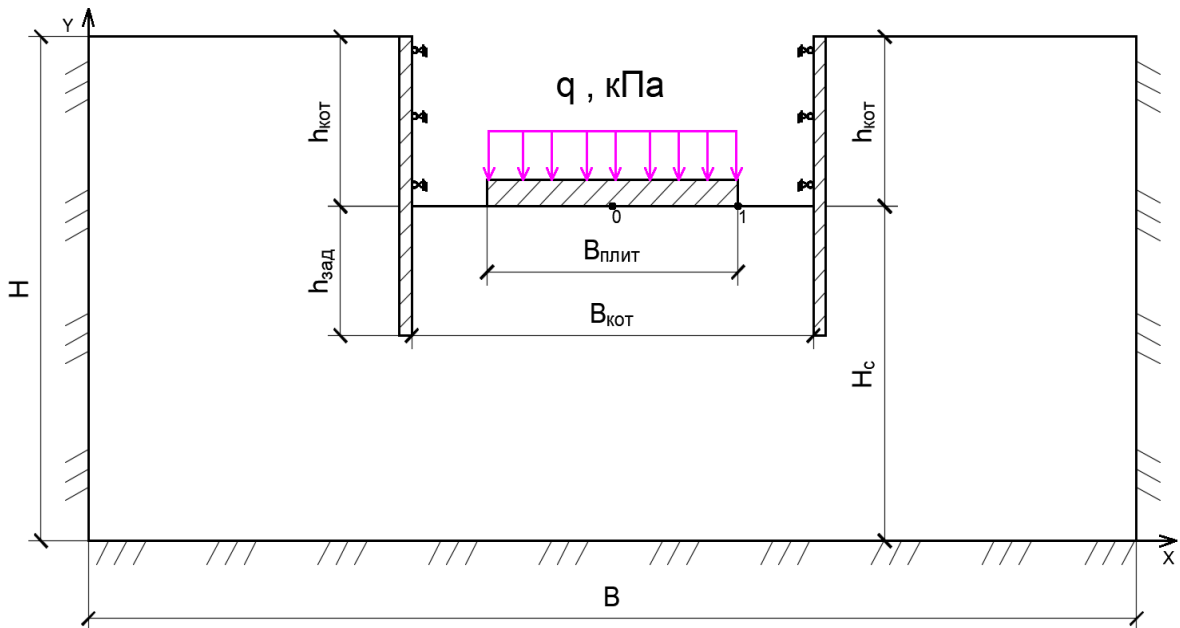


Рис. 3.1 – Расчетная схема для случая расположения здания в центре строительной площадки

3.1.1. Математическая модель эксперимента 1

Уровни факторов и интервалы их варьирования при выполнении факторного анализа для случая при котором здание расположено симметрично по отношению к ограждению, приведены в Таблице 3.1.

Таблица 3.1. Факторы численных расчетов

Факторы	Уровень факторов			Интервал варьирования
	-1	0	+1	
X_1 - относительная ширина плитного фундамента $m=B_{км}/B_{пл}$	1.2	1.5	1.8	0.3
X_2 – относительная глубина заделки $t=h_{зад}/B_{пл}$	0.5	0.66	0.8	0.15
X_3 - фактор $R_{int} = \text{tg}\varphi_{\delta-r}/\text{tg}\varphi$	0.2	0.5	1.0	-
X_4 - модуль деформации грунта E	15.0	20	25.0	5.0
X_5 – равномерно распределенная нагрузка q	300	350	400	50

При проведении численных исследований было смоделировано более 500 расчетных ситуаций, в которых выполнялось варьирование параметров стены в грунте (глубины заделки и ее расстояние от фундамента, коэффициент трения по поверхности) и нагрузки на плитный фундамент, а также рассмотрены различные конфигурации схем конечных элементов в зависимости от состояния грунта.

Значение средней осадки S_{cp} является параметром оптимизации или откликом функции (3.2).

Функции отклика « Y » записывается полиномом следующего вида:

$$Y = B_0 + \sum_{i=1}^m B_i X_i + \sum_{i=1}^m \sum_{k=i+1}^m B_{ik} X_i X_k + \sum_{i=1}^m \sum_{k=i+1}^m \sum_{l=k+1}^m B_{ikl} X_i X_k X_l + \dots + B_{12\dots m} X_1 X_2 \dots X_m \quad (3.13)$$

Значения коэффициентов B_i дает возможности оценить линейные эффекты исследуемых факторов, а коэффициенты $B_{ik\dots l}$ - силу влияния одного из изучаемых факторов, другие являются результатом взаимодействия факторов.

Число опытов для 5 факторов определяется как:

$$N = m^k = 2^5, \quad (3.14)$$

где m - число уровней; N - число опытов; k - число рассматриваемых факторов.

Таблица 3.2. Матрица плана многофакторного анализа

№	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	m	t	R_{int}	E	q	$Y(S_{cp}),_{MM}$	S_{yn}^2
1	1	1	1	1	1	1,8	0,8	1,0	25,0	400,0	95,544	20,3586
2	-1	1	1	1	1	1,2	0,8	1,0	25,0	400,0	80,552	15,0503
3	1	-1	1	1	1	1,8	0,5	1,0	25,0	400,0	102,698	15,9500
4	-1	-1	1	1	1	1,2	0,5	1,0	25,0	400,0	93,009	38,1239
5	1	1	-1	1	1	1,8	0,8	0,2	25,0	400,0	99,318	7,1991
6	-1	1	-1	1	1	1,2	0,8	0,2	25,0	400,0	92,010	38,3592
7	1	-1	-1	1	1	1,8	0,5	0,2	25,0	400,0	103,120	19,2064
8	-1	-1	-1	1	1	1,2	0,5	0,2	25,0	400,0	97,592	70,2515
9	1	1	1	-1	1	1,8	0,8	1,0	25,0	300,0	69,891	16,1733
10	-1	1	1	-1	1	1,2	0,8	1,0	25,0	300,0	60,457	26,5706
11	1	-1	1	-1	1	1,8	0,5	1,0	25,0	300,0	74,688	2,0798
12	-1	-1	1	-1	1	1,2	0,5	1,0	25,0	300,0	68,872	39,6041
13	1	1	-1	-1	1	1,8	0,8	0,2	25,0	300,0	72,783	43,6729
14	-1	1	-1	-1	1	1,2	0,8	0,2	25,0	300,0	80,156	30,4660
15	1	-1	-1	-1	1	1,8	0,5	0,2	25,0	300,0	75,558	40,1737
16	-1	-1	-1	-1	1	1,2	0,5	0,2	25,0	300,0	70,616	54,5751
17	1	1	1	1	-1	1,8	0,8	1,0	15,0	400,0	128,740	25,9776
18	-1	1	1	1	-1	1,2	0,8	1,0	15,0	400,0	108,424	38,8966
19	1	-1	1	1	-1	1,8	0,5	1,0	15,0	400,0	136,141	2,4860
20	-1	-1	1	1	-1	1,2	0,5	1,0	15,0	400,0	123,619	7,5563
21	1	1	-1	1	-1	1,8	0,8	0,2	15,0	400,0	131,522	15,1415
22	-1	1	-1	1	-1	1,2	0,8	0,2	15,0	400,0	121,627	15,8278
23	1	-1	-1	1	-1	1,8	0,5	0,2	15,0	400,0	136,668	1,5730
24	-1	-1	-1	1	-1	1,2	0,5	0,2	15,0	400,0	129,414	4,9739
25	1	1	1	-1	-1	1,8	0,8	1,0	15,0	300,0	86,857	60,2198
26	-1	1	1	-1	-1	1,2	0,8	1,0	15,0	300,0	73,854	38,3202
27	1	-1	1	-1	-1	1,8	0,5	1,0	15,0	300,0	90,016	57,7520
28	-1	-1	1	-1	-1	1,2	0,5	1,0	15,0	300,0	84,456	41,9222
29	1	1	-1	-1	-1	1,8	0,8	0,2	15,0	300,0	90,226	56,8445
30	-1	1	-1	-1	-1	1,2	0,8	0,2	15,0	300,0	83,998	81,9251
31	1	-1	-1	-1	-1	1,8	0,5	0,2	15,0	300,0	92,041	40,6640
32	-1	-1	-1	-1	-1	1,2	0,5	0,2	15,0	300,0	86,740	97,8810

3.1.2. Проверка однородности дисперсии эксперимента 1

Средняя дисперсия для каждого проведенного опыта рассчитывается по формуле 3.3:

$$S_y^2 = \frac{\sum_{n=1}^n S_{yn}^2}{N} = 33.305$$

где S_{yn}^2 - построчная дисперсия как каждого опыта, определяется по формуле 3.4:

$$S_{yn}^2 = \frac{\sum_{q=1}^{yn} (Y_{nq} - Y_n)^2}{f_n},$$

где Y_{nq} - результат q - го повторения n - го опыта; Y_n - среднее значение; f_n - число степеней свободы:

$$f_n = n - 1 = 3 - 1 = 2 \quad (3.15)$$

Проверка однородности ряда построчных дисперсии выполняется с помощью критерия Кохрена:

$$G^{расч} = \frac{S_{yn(max)}^2}{\sum_{n=1}^{N_0} S_{yn}^2} = \frac{97.881}{1065.78} = 0.092 \quad (3.16)$$

где $S_{yn(max)}^2$ - максмальное значение в ряду дисперсии; N_0 - число опытов с дублированием.

$G^{табл} = 0.18992$ - критерий Кохрена – табличное значение, при $\alpha = 0.05$, степени свободы $f_n = 2$ и числе опытов $N=32$.

Сравнение между двух значений Кохрена доказывает, что дисперсия однородна: $G^{расч} = 0.092 < G^{табл} = 0.18992$

3.1.3. Расчет коэффициентов уравнения регрессии эксперимента 1

Основная формула отклика (3.13) получается для 5 факторов:

$$Y = B_0 + \sum_{i=1}^5 B_i X_i + \sum_{1 \leq i < j \leq 5} B_{ij} X_i X_j + \sum_{1 \leq i < j < k \leq 5} B_{ijk} X_i X_j X_k + \sum_{1 \leq i < j < k < l \leq 5} B_{ijkl} X_i X_j X_k X_l + B_{12345} X_1 X_2 X_3 X_4 X_5 \quad (3.17)$$

Коэффициенты уравнения (3.17) регрессии вычисляются по формулам: (3.18) и (3.19) [1]:

$$B_0 = \frac{\sum_{n=1}^N Y_{in}}{N}, \quad (3.18)$$

$$B_i = \frac{\sum_{n=1}^N X_i Y_{in}}{N}; \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3.19)$$

Вычисленные значения коэффициентов регрессии приведены в Таблице 3.3.

Таблица 3.3. Коэффициенты регрессии

B_0	97.325	B_{12}	0.805	B_{25}	0.260	B_{125}	-0.402	B_{245}	-0.457	B_{2345}	0.304
B_1	3.7071	B_{13}	1.798	B_{34}	0.365	B_{134}	0.141	B_{345}	0.341	B_{12345}	-0.330
B_2	-2.7901	B_{14}	1.309	B_{35}	-0.365	B_{135}	0.100	B_{1234}	-0.352		
B_3	-2.9807	B_{15}	-1.217	B_{45}	-3.516	B_{145}	0.040	B_{1235}	0.408		
B_4	15.436	B_{23}	-1.279	B_{123}	1.003	B_{234}	0.411	B_{1245}	0.360		
B_5	-11.562	B_{24}	-1.078	B_{124}	0.402	B_{235}	-0.161	B_{1345}	-0.050		

Коэффициенты в таблице 3.3 будут считаться значимыми по выполнении условия 3.20:

$$|B_i| \geq t_{\alpha; f_1} S_{bj}, \quad (3.20)$$

где: $\alpha = 0.05$ - уровень значимости;

$f_1 = 32$ - число степеней свободы;

$t_{\alpha; f_1} = 2.7408$ - критерий Стьюдента; [приложение А]

$S_{bj} = \sqrt{S_{bj}^2}$ - среднеквадратичная ошибка в определении

i – го коэффициента регрессии

$$S_{bj}^2 = \frac{S_y^2}{N} = \frac{33.305}{32} = 1.041 \quad (3.21)$$

$$S_{bj} \geq \sqrt{S_{bj}^2} = 1.041 = 1.02, \quad |B_i| \geq t_{\alpha; f_1} S_{bj} = 2.7408 * 1.02 = 2.796$$

Из условий (3.20) следует, что значимыми будут коэффициенты $B_0, B_1, B_2, B_3, B_4, B_5$ и B_{45} .

Тогда уравнение регрессии запишется как:

$$y = 97.33 + 3.7X_1 - 2.79X_2 - 2.98X_3 + 15.44X_4 - 11.56X_5 - 3.52X_4X_5 \quad (3.22)$$

3.1.4. Проверка адекватности модели эксперимента 1

Полученное уравнение регрессии необходимо проверить на адекватность по критерию Фишера, расчетное значение, которое определяется по формуле 3.9

$$F = \frac{S_{\text{неадекват}}^2}{S_{\text{воспр}}^2} \leq F_{\text{табл}},$$

где - $F_{\text{табл}}$ - табулированное значение критерия Фишера;

$$S_{\text{неадекват}}^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_i - y_i)^2}{(N - k)},$$

где k – количество значимых коэффициентов уравнения регрессии (3.8), включая B_0 ; y_i - экспериментальное значение отклика в i -ой точке (Таблица 3.3); Y_i - значение отклика, полученное из уравнения регрессии.

Таблица 3.4. Значения отклика

№	Y	$Y_{расч}$	$Y_{расч} - Y$	$(Y_{расч} - Y)^2$
1	95,544	96,6692	-1,3553	1,8368
2	80,552	89,2551	6,6729	44,5274
3	102,698	102,1494	-1,5696	2,4635
4	93,009	94,7353	-1,1137	1,2403
5	99,318	102,6306	3,3128	10,9747
6	92,010	95,2164	0,4705	0,2214
7	103,120	108,1108	3,0844	9,5134
8	97,592	100,6967	-1,5020	2,2561
9	69,891	63,7977	-7,5740	57,3649
10	60,457	56,3836	-5,6273	31,6664
11	74,688	69,2780	-4,8268	23,2978
12	68,872	61,8638	-9,8116	96,2677
13	72,783	69,7591	-6,2274	38,7802
14	80,156	62,3450	-19,8775	395,115
15	75,558	75,2393	-3,2335	10,4557
16	70,616	67,8252	-7,0756	50,0637
17	128,740	117,7951	-12,7259	161,9486
18	108,424	110,3810	-0,3345	0,1119
19	136,141	123,2753	-12,8661	165,5358
20	123,619	115,8612	-7,7580	60,1873
21	131,522	123,7564	-9,0461	81,8312
22	121,627	116,3423	-6,5004	42,2546
23	136,668	129,2367	-7,4312	55,2224
24	129,414	121,8225	-7,5915	57,6302
25	86,857	88,9236	-1,7136	2,9365
26	73,854	81,5095	4,7613	22,6697
27	90,016	94,4039	0,1227	0,0151
28	84,456	86,9897	-0,5341	0,2853
29	90,226	94,8850	0,7652	0,5856
30	83,998	87,4708	-1,2544	1,5734
31	92,041	100,3652	5,0306	25,3069
32	86,740	92,9511	0,8223	0,6762

Определяется число степеней свободы f_2 :

$$f_2 = N - k = 32 - 7 = 25 \quad (3.23)$$

где: k – количество коэффициентов уравнения (3.20), N - количество опытов.

По формуле 3.10 определить дисперсию неадекватности

$$S_{\text{неадекват}}^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_n^{\text{расч}} - y_n^{\text{эксн}})^2}{f_2} = 58.1926;$$

где: $Y_n^{\text{расч}}$ - значение отклика в n-ом опыте, определяемое по уравнению 3.22,
 $y_n^{\text{эксн}}$ - значение отклика в n – ом опыте эксперимента.

Расчетное значение критерия Фишера, определенное по формуле (3.9), равно

$$F_{f_1 f_2}^{\text{расч}} = \frac{S_{\text{неадекват}}^2}{S_y^2} = \frac{58.1926}{33.305} = 1.747$$

Критерий Фишера, соответствующий степеням свободы $f_1 = 32$ и $f_2 = 25$ при уровне значимости $\alpha = 0.05$, равен $F_{f_1 f_2}^{\alpha} = 1.8617$; [приложение Б]

Сравнивая значения $F_{f_1 f_2}^{\text{расч}}$ и $F_{f_1 f_2}^{\alpha}$, видим, что $F_{f_1 f_2}^{\text{расч}} = 1.747 < F_{f_1 f_2}^{\alpha} = 1.8617$;

Сравнение расчетного и табличного значения доказывает, что гипотеза об адекватности уравнения регрессии (3.22) верна.

3.1.5. Анализ результатов численного расчета эксперимента 1

Установленные в результате проведенного математического анализа коэффициенты регрессии позволяют выполнить оценку относительного влияния рассмотренных факторов на среднюю осадку высотного здания на плитном фундаменте в рамках принятой расчетной модели и выбранных интервалов изменения значений этих факторов.

Относительная сила влияния факторов, включающих параметры стены в грунте, интенсивность приложенной на основание нагрузки и модуль его деформации, на величину средней осадки показана на рис. 3.2 в виде диаграмм. Фактор оказывает тем большее влияние, чем больше численная величина коэффициента регрессии. Коэффициент, имеющий знак «минус», показывает, что с увеличением фактора величина отклика уменьшается, со знаком «плюс» - увеличивается

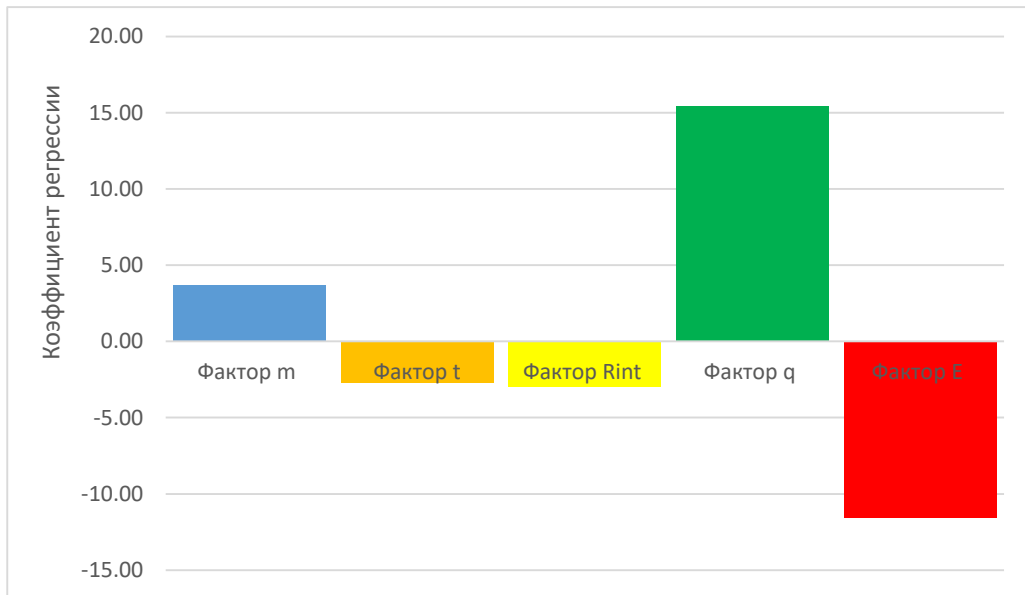


Рис. 3.2 – Степень влияния факторов m , t , R_{int} , q и E на среднюю осадку плитного фундамента

Диаграмма показывает, что основное влияние на среднюю осадку плитного фундамента оказывает интенсивность передаваемой на основание нагрузки и модуль деформации грунта, расстояние от стены в грунте до края фундамента, глубина заделки ограждения в грунт ниже дна котлована и условия по трению на контакте грунт-бетон на величину средней осадки плитного фундамента существенного влияния не оказывают и могут не учитываться при проектировании.

Результаты проведенного анализа подтверждают результаты численного эксперимента.

3.2. Крен здания, смещенного к ограждению котлована

Расчетная схема решаемой задачи показана на рис. 3.3.

Крен высотного здания i на плитном фундаменте определялся по формуле 3.24

$$i = \frac{|S_2 - S_1|}{B_{пл}}, \quad (3.24)$$

где S_1 , S_2 – осадки крайних точек 1, 2 фундаментной плиты шириной $B_{пл}$.

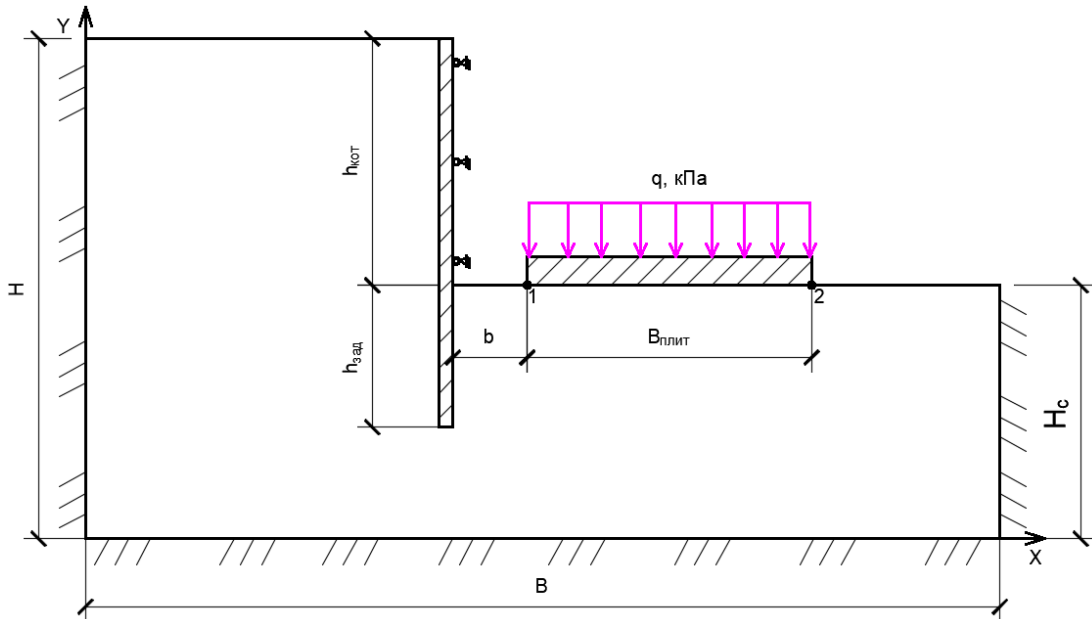


Рис. 3.3 – Расчетная схема для случая здания, смещенного к ограждению котлована

3.2.1. Математическая модель эксперимента 2

Уровни факторов и интервалы их варьирования при выполнении факторного анализа для случая здания, смещенного к одной из сторон ограждения котлована, приведены в Таблице 3.5.

Таблица 3.5. Уровни факторов и интервалы их варьирования

Факторы	Уровень факторов			Интервал варьирования
	-1	0	+1	
X_1 - относительное расстояние между стены в грунте и края фундамента $b/B_{плит}$	0.1	-	0.5	0.2
X_2 – относительная глубина заделки $t=h_{зад}/B_{плит}$	0.5	-	0.8	-
X_3 - фактор $R_{int} = \text{tg}\varphi_{б-г}/ \text{tg}\varphi$	0.2	-	1.0	-
X_4 – Равномерно распределенная нагрузка q	300	-	400	50
X_5 - модуль деформации грунта E	15.0	-	25.0	5.0

Значение крена i является параметром оптимизации или откликом функции (3.2).

Функции отклика « Y » описывается полиномом (3.13)

$$Y = B_0 + \sum_{i=1}^m B_i X_i + \sum_{i=1}^m \sum_{k=i+1}^m B_{ik} X_i X_k + \sum_{i=1}^m \sum_{k=i+1}^m \sum_{l=k+1}^m B_{ikl} X_i X_k X_l + \dots + B_{12\dots m} X_1 X_2 \dots X_m$$

Число опытов для 5 факторов определяется как формуле 3.14:

$$N = m^k = 2^5$$

Таблица 3.6. Матрица плана многофакторного анализа

№	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	m	t	$Rint$	q	E	$Y(i)$	S_{yn}^2
1	1	1	1	1	1	0,5	0,8	1,0	400,0	25,0	0,821	0,0106
2	-1	1	1	1	1	0,1	0,8	1,0	400,0	25,0	2,226	0,0183
3	1	-1	1	1	1	0,5	0,5	1,0	400,0	25,0	0,626	0,0142
4	-1	-1	1	1	1	0,1	0,5	1,0	400,0	25,0	1,807	0,0039
5	1	1	-1	1	1	0,5	0,8	0,2	400,0	25,0	0,494	0,0008
6	-1	1	-1	1	1	0,1	0,8	0,2	400,0	25,0	1,515	0,0198
7	1	-1	-1	1	1	0,5	0,5	0,2	400,0	25,0	0,256	0,0035
8	-1	-1	-1	1	1	0,1	0,5	0,2	400,0	25,0	1,242	0,0049
9	1	1	1	-1	1	0,5	0,8	1,0	300,0	25,0	0,495	0,0501
10	-1	1	1	-1	1	0,1	0,8	1,0	300,0	25,0	1,279	0,0656
11	1	-1	1	-1	1	0,5	0,5	1,0	300,0	25,0	0,291	0,0050
12	-1	-1	1	-1	1	0,1	0,5	1,0	300,0	25,0	0,663	0,0200
13	1	1	-1	-1	1	0,5	0,8	0,2	300,0	25,0	0,212	0,0072
14	-1	1	-1	-1	1	0,1	0,8	0,2	300,0	25,0	0,719	0,0398
15	1	-1	-1	-1	1	0,5	0,5	0,2	300,0	25,0	0,113	0,0004
16	-1	-1	-1	-1	1	0,1	0,5	0,2	300,0	25,0	0,145	0,0005
17	1	1	1	1	-1	0,5	0,8	1,0	400,0	15,0	1,735	0,0200
18	-1	1	1	1	-1	0,1	0,8	1,0	400,0	15,0	3,544	0,0101
19	1	-1	1	1	-1	0,5	0,5	1,0	400,0	15,0	1,414	0,0200
20	-1	-1	1	1	-1	0,1	0,5	1,0	400,0	15,0	2,897	0,0174
21	1	1	-1	1	-1	0,5	0,8	0,2	400,0	15,0	1,122	0,0436
22	-1	1	-1	1	-1	0,1	0,8	0,2	400,0	15,0	2,471	0,0181
23	1	-1	-1	1	-1	0,5	0,5	0,2	400,0	15,0	0,520	0,0010
24	-1	-1	-1	1	-1	0,1	0,5	0,2	400,0	15,0	1,823	0,0050
25	1	1	1	-1	-1	0,5	0,8	1,0	300,0	15,0	1,117	0,0800
26	-1	1	1	-1	-1	0,1	0,8	1,0	300,0	15,0	1,907	0,0115
27	1	-1	1	-1	-1	0,5	0,5	1,0	300,0	15,0	0,497	0,0008
28	-1	-1	1	-1	-1	0,1	0,5	1,0	300,0	15,0	0,895	0,0001
29	1	1	-1	-1	-1	0,5	0,8	0,2	300,0	15,0	0,252	0,0025

30	-1	1	-1	-1	-1	0,1	0,8	0,2	300,0	15,0	0,773	0,0002
31	1	-1	-1	-1	-1	0,5	0,5	0,2	300,0	15,0	0,155	0,0002
32	-1	-1	-1	-1	-1	0,1	0,5	0,2	300,0	15,0	0,434	0,0002

3.2.2. Проверка однородности дисперсии эксперимента 2

Средняя дисперсия для каждого проведенного опыта рассчитывается по формуле 3.3:

$$S_y^2 = \frac{\sum_{n=1}^n S_{yn}^2}{N} = 0.0155$$

Число степеней свободы:

$$f_n = n - 1 = 3 - 1 = 2$$

Максимальное значение дисперсии S_y^2 равно 80×10^{-3} .

Проверка однородности ряда построчных дисперсии юбуется с помощью критерия Кохрена:

$$G^{расч} = \frac{S_{yn(max)}^2}{\sum_{n=1}^{N_0} S_{yn}^2} = \frac{80 * 10^{-3}}{495.4 * 10^{-3}} = 0.1614$$

Сравнение между двух значения Кохрена показали, что дисперсия однородна $G^{расч} = 0.1614 < G^{табл} = 0.18992$

3.2.3. Расчет коэффициентов уравнения регрессии эксперимента 2

Рассчитанные по уравнению 3.17 коэффициенты регрессии представлены в таблице 3.7

Таблица 3.7. Коэффициенты регрессии

B_0	1.077	B_{12}	-0.067	B_{25}	-0.052	B_{125}	-0.004	B_{245}	-0.016	B_{2345}	0.045
B_1	-0.444	B_{13}	-0.069	B_{34}	0.0402	B_{134}	-0.007	B_{345}	-0.013	B_{12345}	-0.004
B_2	0.216	B_{14}	-0.214	B_{35}	-0.092	B_{135}	0.005	B_{1234}	-0.012		
B_3	0.311	B_{15}	0.051	B_{45}	-0.138	B_{145}	0.033	B_{1235}	0.009		
B_4	0.455	B_{23}	0.037	B_{123}	-0.017	B_{234}	-0.048	B_{1245}	0.012		
B_5	-0.271	B_{24}	-0.007	B_{124}	0.028	B_{235}	-0.021	B_{1345}	-0.009		

Коэффициенты в таблице 3.7 будут считаться значимыми по выполнении условия 3.20:

$$S_{bj}^2 = \frac{S_y^2}{N} = \frac{0.0155}{32} = 4.84 \times 10^{-4}$$

$$S_{bj} \geq \sqrt{S_{bj}^2} = \sqrt{4.84 \times 10^{-4}} = 0.022, \quad |B_i| \geq t_{\alpha_i f_1} S_{bj} = 2.7408 \times 0.022 = 0.06028$$

Из условий (3.20) следует, что значимыми будут коэффициенты $B_0, B_1, B_2, B_3, B_4, B_5, B_{12}, B_{13}, B_{14}, B_{35}$ и B_{45} .

Тогда уравнение регрессии для крена запишется по следующим:

$$y = 1.077 - 0.444X_1 + 0.216X_2 + 0.311X_3 + 0.455X_4 - 0.271X_5 - \quad (3.25)$$

$$-0.067X_1X_2 - 0.069X_1X_3 - 0.214X_1X_4 - 0.092X_3X_5 - 0.138X_4X_5$$

3.2.4. Проверка адекватности модели эксперимента 2

Таблица 3.8. Значения отклика

№	Y	$Y_{расч}$	$Y_{расч} - Y$	$(Y_{расч} - Y)^2$
1	0,821	0,763	-0,058	0,003
2	2,226	2,354	0,128	0,016
3	0,626	0,466	-0,159	0,025
4	1,807	1,788	-0,019	0,000
5	0,494	0,463	-0,030	0,001
6	1,515	1,776	0,261	0,068
7	0,256	0,166	-0,090	0,008
8	1,242	1,210	-0,032	0,001
9	0,495	0,558	0,063	0,004
10	1,279	1,292	0,013	0,000
11	0,291	0,261	-0,030	0,001
12	0,663	0,726	0,063	0,004
13	0,212	0,258	0,046	0,002
14	0,719	0,714	-0,005	0,000
15	0,113	-0,039	-0,152	0,023
16	0,145	0,148	0,003	0,000
17	1,735	1,765	0,030	0,001
18	3,544	3,355	-0,189	0,036
19	1,414	1,468	0,054	0,003
20	2,897	2,789	-0,108	0,012
21	1,122	1,097	-0,025	0,001
22	2,471	2,410	-0,062	0,004
23	0,520	0,800	0,280	0,078
24	1,823	1,844	0,020	0,000

25	1,117	1,006	-0,111	0,012
26	1,907	1,740	-0,167	0,028
27	0,497	0,709	0,212	0,045
28	0,895	1,174	0,279	0,078
29	0,252	0,338	0,086	0,007
30	0,773	0,794	0,021	0,000
31	0,155	0,041	-0,114	0,013
32	0,434	0,228	-0,206	0,043

Число степеней свободы f_2 :

$$f_2 = N - k = 32 - 11 = 21$$

Дисперсия неадекватности:

$$S_{\text{неадекват}}^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_n^{\text{расч}} - y_n^{\text{эксп}})^2}{f_2} = 0,025$$

Расчетное значение критерия Фишера, определенное по формуле (3.9), равно

$$F_{f_1 f_2}^{\text{расч}} = \frac{S_{\text{неадекват}}^2}{S_y^2} = \frac{0,025}{0,0155} = 1,596$$

Критерий Фишера, соответствующий степеням свободы $f_1 = 32$ и $f_2 = 21$ при уровне значимости $\alpha = 0,05$, равен $F_{f_1 f_2}^{\alpha} = 1,9015$;

Сравнивая значения $F_{f_1 f_2}^{\text{расч}}$ и $F_{f_1 f_2}^{\alpha}$, видим, что $F_{f_1 f_2}^{\text{расч}} = 1,596 < F_{f_1 f_2}^{\alpha} = 1,9015$;

Сравнение расчетного и табличного значения доказывает, что гипотеза об адекватности уравнения регрессии (3.25) верна.

3.2.5. Анализ результатов численного расчета эксперимента 2

Установленная в результате проведенного математического анализа относительная сила влияния факторов, включающих параметры стены в грунте, расстояние от края плитного фундамента до ограждения, глубину заделки стены в грунте ниже дна котлована, фактор трения грунта по поверхности стены в грунте, интенсивность приложенной на основание нагрузки и модуль его деформации, на величину крена выотного здания показана на рис. 3.4 в виде диаграмм.

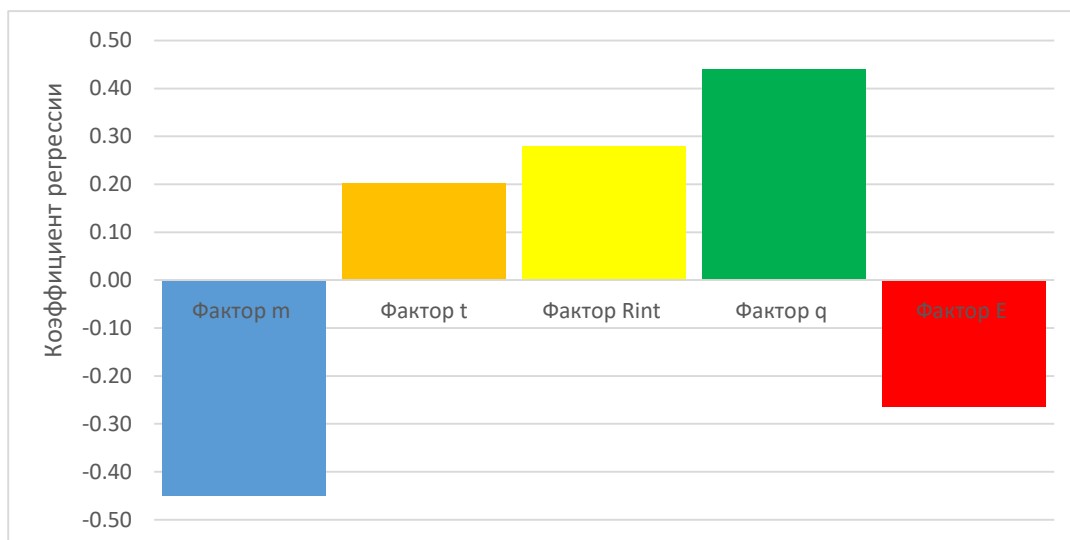


Рис. 3.4 – Степень влияния факторов m , t , R_{int} , E и q на крен плитного фундамента

Диаграмма показывает, что все рассмотренные при анализе факторы можно рассматривать, как существенные, их учет повышает точность определения кренов высотных зданий на плитных фундаментах с учетом работы «стены в грунте» траншейного типа. Наибольшим влиянием обладает фактор m , характеризующий относительное расстояние ограждения от края фундаментной плиты, затем интенсивность нагрузки на фундамент q и модуль деформации грунта E . Несколько меньшее влияние оказывают факторы t и R_{int} , характеризующие глубину заделки ограждения ниже дна котлована и трения, соответственно. Необходимо обратить особое внимание на параметр, учитывающий трение на контакте бетон-грунт ниже дна котлована, так как его изменение за счет технологии устройства стены в грунте или применения специальных материалов дает дополнительную возможность регулировать крен возводимого здания, не прибегая к изменению расстояния от ограждения до фундамента и не влияя на его устойчивость.

3.3. Средняя осадка здания, смещенного к ограждению котлована

Расчетная модель решаемой задачи показана на рис. 3.3

Средняя осадка высотного здания S_{cp} на плитном фундаменте определялось как:

$$S_{cp} = \frac{S_1 + S_2}{2}, \quad (3.26)$$

где S_1, S_2 – осадки крайних точек плитного фундамента.

3.3.1. Математическая модель эксперимента 3

Уровни факторов и интервалы их варьирования при выполнении факторного анализа для случая здания, смещенного к одной из сторон ограждения, приведены в Таблице 3.5.

Таблица 3.9. Матрица плана многофакторного анализа

№	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	m	t	R_{int}	q	E	$Y(S_{cp}), мм$	S_{yn}^2
1	1	1	1	1	1	0,5	0,8	1,0	400,0	25,0	84,10	3,920
2	-1	1	1	1	1	0,1	0,8	1,0	400,0	25,0	75,56	8,364
3	1	-1	1	1	1	0,5	0,5	1,0	400,0	25,0	108,70	6,480
4	-1	-1	1	1	1	0,1	0,5	1,0	400,0	25,0	95,65	7,296
5	1	1	-1	1	1	0,5	0,8	0,2	400,0	25,0	86,19	11,092
6	-1	1	-1	1	1	0,1	0,8	0,2	400,0	25,0	77,96	4,774
7	1	-1	-1	1	1	0,5	0,5	0,2	400,0	25,0	109,36	2,622
8	-1	-1	-1	1	1	0,1	0,5	0,2	400,0	25,0	99,11	3,864
9	1	1	1	-1	1	0,5	0,8	1,0	300,0	25,0	77,60	9,680
10	-1	1	1	-1	1	0,1	0,8	1,0	300,0	25,0	96,12	3,836
11	1	-1	1	-1	1	0,5	0,5	1,0	300,0	25,0	74,09	12,005
12	-1	-1	1	-1	1	0,1	0,5	1,0	300,0	25,0	85,34	9,331
13	1	1	-1	-1	1	0,5	0,8	0,2	300,0	25,0	78,59	3,458
14	-1	1	-1	-1	1	0,1	0,8	0,2	300,0	25,0	98,77	3,564
15	1	-1	-1	-1	1	0,5	0,5	0,2	300,0	25,0	77,53	17,880
16	-1	-1	-1	-1	1	0,1	0,5	0,2	300,0	25,0	90,50	8,694
17	1	1	1	1	-1	0,5	0,8	1,0	400,0	15,0	186,44	2,268
18	-1	1	1	1	-1	0,1	0,8	1,0	400,0	15,0	174,54	7,683
19	1	-1	1	1	-1	0,5	0,5	1,0	400,0	15,0	230,32	2,785
20	-1	-1	1	1	-1	0,1	0,5	1,0	400,0	15,0	204,56	7,566
21	1	1	-1	1	-1	0,5	0,8	0,2	400,0	15,0	193,28	9,857

22	-1	1	-1	1	-1	0,1	0,8	0,2	400,0	15,0	178,73	6,266
23	1	-1	-1	1	-1	0,5	0,5	0,2	400,0	15,0	231,60	1,620
24	-1	-1	-1	1	-1	0,1	0,5	0,2	400,0	15,0	212,38	2,531
25	1	1	1	-1	-1	0,5	0,8	1,0	300,0	15,0	113,65	1,445
26	-1	1	1	-1	-1	0,1	0,8	1,0	300,0	15,0	104,35	4,805
27	1	-1	1	-1	-1	0,5	0,5	1,0	300,0	15,0	140,20	6,480
28	-1	-1	1	-1	-1	0,1	0,5	1,0	300,0	15,0	126,05	4,205
29	1	1	-1	-1	-1	0,5	0,8	0,2	300,0	15,0	117,55	12,005
30	-1	1	-1	-1	-1	0,1	0,8	0,2	300,0	15,0	113,00	18,000
31	1	-1	-1	-1	-1	0,5	0,5	0,2	300,0	15,0	145,25	15,125
32	-1	-1	-1	-1	-1	0,1	0,5	0,2	300,0	15,0	134,75	10,125

3.3.2. Проверка однородности дисперсии эксперимента 3

Средняя дисперсия для каждого проведенного опыта рассчитывается по формуле 3.3:

$$S_y^2 = \frac{\sum_{n=1}^n S_{yn}^2}{N} = 7.18$$

где S_{yn}^2 - построчная дисперсия каждого опыта, определяемая по формуле 3.4

$$S_{yn}^2 = \frac{\sum_{q=1}^{yn} (Y_{nq} - Y_n)^2}{f_n}$$

Максимальное значение дисперсии S_y^2 равно 18.0

Проверка однородности ряда построчных дисперсии выполняется с помощью критерия Кохрена:

$$G^{расч} = \frac{S_{yn(max)}^2}{\sum_{n=1}^{N_0} S_{yn}^2} = \frac{18.0}{229.63} = 0.0784$$

Сравнение между двух значения Кохрена показали, что дисперсия однородным $G^{расч} = 0.0784 < G^{табл} = 0.18992$

3.3.3. Расчет коэффициентов уравнения регрессии эксперимента 3

Рассчитанные по уравнению 3.17 коэффициенты регрессии представлены в таблице 3.10

Таблица 3.10. Коэффициенты регрессии

B_0	123.87	B_{12}	-2.077	B_{25}	3.518	B_{125}	-0.562	B_{245}	0.082	B_{2345}	0.716
B_1	4.9815	B_{13}	1.113	B_{34}	0.700	B_{134}	-0.674	B_{345}	0.829	B_{12345}	-0.452
B_2	-11.888	B_{14}	2.090	B_{35}	-0.145	B_{135}	0.506	B_{1234}	-0.829		
B_3	-2.5502	B_{15}	-2.093	B_{45}	-8.286	B_{145}	0.055	B_{1235}	0.919		
B_4	30.741	B_{23}	-0.397	B_{123}	0.248	B_{234}	0.485	B_{1245}	1.116		
B_5	-51.504	B_{24}	-2.978	B_{124}	0.444	B_{235}	-0.646	B_{1345}	-0.588		

Коэффициенты в таблице 3.10 будут считаться значимыми по выполнению условия 3.20 :

$$S_{bj}^2 = \frac{S_y^2}{N} = \frac{7.18}{32} = 0.224$$

$$S_{bj} \geq \sqrt{S_{bj}^2} = 0.224 = 0.474, \quad |B_i| \geq t_{\alpha, f_1} S_{bj} = 2.7408 \times 0.474 = 1.298$$

Из условий (3.20) следует, что значимыми будут коэффициенты $B_0, B_1, B_2, B_3, B_4, B_5, B_{12}, B_{14}, B_{15}, B_{24}, B_{25}$ и B_{45} .

Тогда уравнение регрессии для средней осадки запишется как:

$$y = 123.87 + 4.9815X_1 - 11.888X_2 - 2.55X_3 + 30.74X_4 - 51.504X_5 - 2.077X_1X_2 + 2.09X_1X_4 - 2.09X_1X_5 - 2.978X_2X_4 + 3.518X_2X_5 - 8.286X_4X_5 \quad (3.27)$$

3.3.4. Проверка адекватности модели эксперимента 3

Таблица 3.11. Значения отклика

№	Y	Y _{расч}	Y _{расч} - Y	(Y _{расч} - Y) ²
1	84,10	80,484	-3,616	13,073
2	75,56	77,926	2,371	5,620
3	108,70	107,650	-1,050	1,102
4	95,65	94,800	-0,850	0,723
5	86,19	85,640	-0,545	0,297
6	77,96	78,850	0,895	0,801
7	109,36	108,650	-0,705	0,497
8	99,11	97,214	-1,896	3,596
9	77,60	76,800	-0,800	0,640
10	96,12	89,544	-6,571	43,173
11	74,09	75,176	1,086	1,179
12	85,34	83,894	-1,446	2,090

13	78,59	78,699	0,114	0,013
14	98,77	93,531	-5,234	27,392
15	77,53	79,163	1,632	2,665
16	90,50	87,881	-2,614	6,832
17	186,44	187,218	0,783	0,613
18	174,54	169,500	-5,040	25,402
19	230,32	231,379	1,059	1,122
20	204,56	205,656	1,101	1,211
21	193,28	191,205	-2,075	4,306
22	178,73	177,600	-1,130	1,277
23	231,60	235,366	3,766	14,185
24	212,38	210,500	-1,875	3,516
25	113,65	111,377	-2,273	5,167
26	104,35	105,200	0,850	0,723
27	140,20	138,500	-1,700	2,890
28	126,05	126,254	0,204	0,042
29	117,55	116,580	-0,970	0,941
30	113,00	113,145	0,145	0,021
31	145,25	138,574	-6,676	44,572
32	134,75	130,241	-4,509	20,329

Число степеней свободы f_2 :

$$f_2 = N - k = 32 - 12 = 20$$

Дисперсия неадекватности:

$$S_{\text{неадекват}}^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_n^{\text{расч}} - y_n^{\text{эксп}})^2}{f_2} = 11.8$$

Расчетное значение критерия Фишера, определенное по формуле (3.9), равно

$$F_{f_1 f_2}^{\text{расч}} = \frac{S_{\text{неадекват}}^2}{S_y^2} = \frac{11.8}{7.18} = 1.644$$

Критерий Фишера, соответствующий степеням свободы $f_1 = 32$ и $f_2 = 20$ при уровне значимости α , равен $F_{f_1 f_2}^{\alpha} = 1.858$;

Сравнивая значения $F_{f_1 f_2}^{\text{расч}}$ и $F_{f_1 f_2}^{\alpha}$, видим, что $F_{f_1 f_2}^{\text{расч}} = 1.674 < F_{f_1 f_2}^{\alpha} = 1.858$;

Сравнение расчетного и табличного значения доказывает, что гипотеза об адекватности уравнения регрессии (3.27) верна.

3.3.5. Анализ результатов численного расчета эксперимента 3

Установленная в результате проведенного математического анализа относительная сила влияния факторов, включающих параметры стены в грунте, интенсивность приложенной на основание нагрузки и модуль его деформации, на величину средней осадки показана на рис. 3.5 в виде диаграмм.

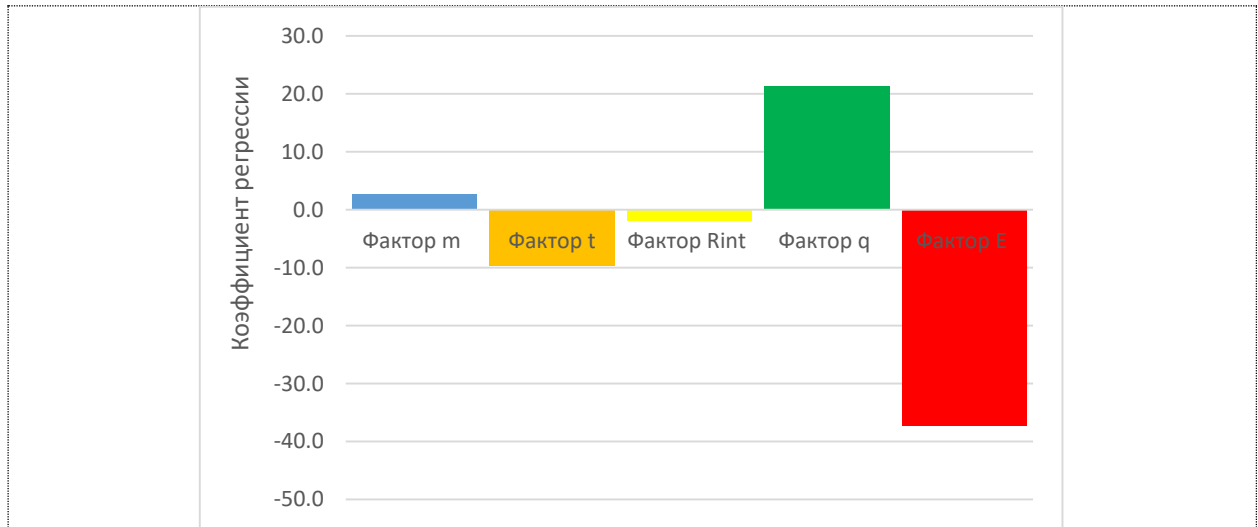


Рис. 3.5 – Степень влияния факторов m , t , R_{int} , q и E на среднюю осадку плитного фундамента.

Диаграмма показывает, что основное влияние на среднюю осадку плитного фундамента здания, смещенного к ограждению котлована, оказывает интенсивность передаваемой на основание нагрузки и модуль деформации грунта. Расстояние от стены в грунте до края фундамента, глубина заделки ограждения ниже дна котлована и условия по трению на контакте грунт-бетон на величину средней осадки плитного фундамента, как и в случае центрального расположения здания, существенного влияния не оказывают и могут не учитываться в расчетах.

3.4. Выводы по третьей главе

1. Выполненный анализ полученных математическим моделированием зависимостей средней осадки и крена здания, возводимого в котловане под защитой стены в грунте, от различных факторов показал следующее:

- определяющее влияние на среднюю осадку здания, независимо от его местоположения в котловане относительно ограждения, оказывают интенсивность равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту и модуль деформации грунта основания, при этом глубина заделки стены в грунте ниже дна

котлована, расстояние от фундамента до ограждения котлована и трение на контакте «грунт-бетон» оказывают существенно меньшее влияние на осадку здания и при проведении инженерных расчетов могут не учитываться;

- при расположении здания, смещенного к ограждению котлована, наибольшим влиянием на его крен обладает расстояние от стены в грунте до фундамента, интенсивность передаваемой на него нагрузки и модуль деформации грунта основания, меньшее влияние оказывают глубина заделки ограждения ниже дна котлована и трение на его контакте с грунтом. При этом все рассмотренные факторы - существенные, их учет повышает точность определения кренов высотных зданий на плитных фундаментах.

2. Варьирование параметра, учитывающего трение на контакте «грунт-бетон» ниже дна котлована, за счет технологии устройства стены в грунте или применения специальных материалов дает дополнительную возможность регулировать крен возводимого здания, не прибегая к изменению расстояния от ограждения до фундамента и не влияя на его устойчивость.

3. Полученные уравнения регрессии позволяют определить среднюю осадку и крен высотного здания в зависимости от его местоположения в котловане, интенсивности равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту, расстояния между ограждением и фундаментом, глубины заделки ограждения, модуля деформации грунта основания и условия контакта «грунт-бетон» на поверхности стены в грунте в зоне ее заделки.

ГЛАВА 4. ИНЖЕНЕРНЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРЕНА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ НА ПЛИТНОМ ФУНДАМЕНТЕ С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Полученное в результате математического моделирования уравнение регрессии 3.25 позволяет определить крен высотного здания на плитном фундаменте с учетом влияния на него стены в грунте траншейного типа при ее одностороннем расположении относительно здания в зависимости от пяти изученных факторов, к которым относятся:

- фактор $m(X_1) = b/B_{пл}$ – относительное расстояние от края фундаментной плиты до ограждения, где b – расстояние от края фундаментной плиты до ограждения, $B_{пл}$ – ширина фундаментной плиты;
- фактор $t(X_2) = h_{зад} / B_{пл}$ – относительная глубина заделки ограждения в грунт ниже дна котлована, где $h_{зад}$ – глубина заделки ограждения в грунт ниже дна котлована;
- фактор $R_{int}(X_3) = \text{tg}\varphi_{б-г}/\text{tg}\varphi$, где $\varphi_{б-г}$ – угол трения на контакте бетон-грунт, φ – угол внутреннего трения грунта;
- фактор $E(X_4)$ – модуль деформации грунта в основании фундаментной плиты;
- фактор $q(X_5)$ – равномерно-распределенная нагрузка на фундаментную плиту.

Первые три фактора $m(X_1)$, $t(X_2)$ и $R_{int}(X_3)$ являются регулируемыми, т.е. их можно изменять, последние два $E(X_4)$ и $q(X_5)$ – заданными.

Варьируя значениями первых трех факторов можно регулировать, полученный расчетом крен здания. Так при анализе результатов численных исследований было показано, что отодвигая ограждение от края плитного фундамента (увеличивая фактор m) можно снизить величину крена, а увеличивая глубину заделки ограждения в грунт ниже дна котлована (увеличивая фактор t) – наоборот, увеличить и т.д.

Таким образом проектировщик располагает набором факторов, изменяя которые он может достичь желаемых результатов.

Из этих факторов наиболее приемлемым для изменения является фактор m , характеризующий расстояние между фундаментной плитой и ограждением. В

большинстве случаев его изменить проще всего, отодвигая ограждение от здания. Помешать этому могут размер земельного участка, окружающая застройка, либо коммуникации.

Уменьшение глубины заделки стены в грунте для снижения крена здания потребует пересмотра конструкции ограждения с целью обеспечения его устойчивости, для чего, вероятнее всего, потребуется устраивать дополнительные распорки или другие поддерживающие элементы.

Изменение фактора R_{int} потребует или изменения технологии устройства ограждения, или применения специальным материалов, или и то, и другое, результат чего с точки зрения изменения трения на контакте бетона с грунтом трудно контролируем.

В принципе любой из рассмотренных вариантов, так и их сочетаний может быть применен на практике. Окончательное решение о выборе способа изменения крена здания будет определяться как техническими возможностями, так и с учетом стоимости выполнения необходимых для этого работ.

Крен высотного здания с учетом всех рассмотренных изменяемых и неизменяемых факторов может быть найден как непосредственно из уравнения регрессии, так и по приведенным ниже графикам, полученным по результатам математического моделирования.

На рис. 4.1 - 4.3 представлены графики зависимости $i = f(m)$ при различных значениях факторов t , R_{int} , E и интенсивности нагрузки q .

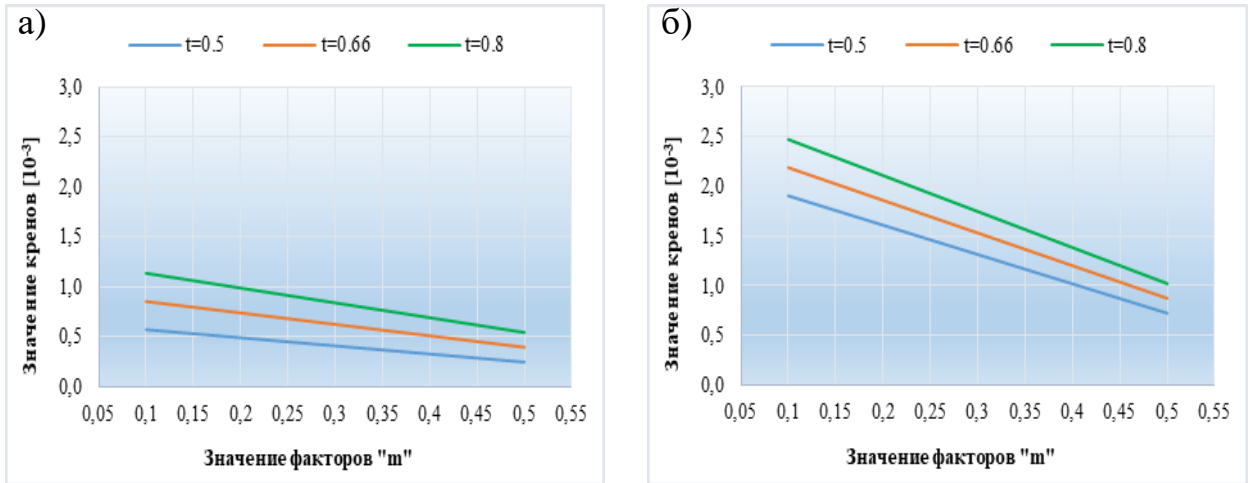


Рис. 4.1 – Графики зависимости $i = f(m)$ для различных значений фактора t :
а) $q=300\text{кПа}$, б) $q=400\text{кПа}$

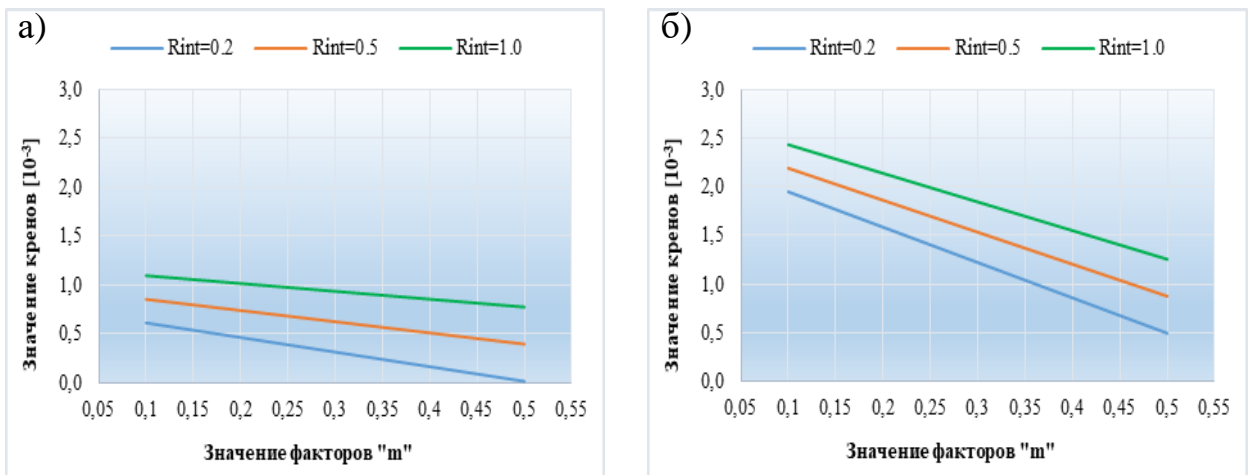


Рис. 4.2 – Графики зависимости $i = f(m)$ для различных значений фактора R_{int} :
а) $q=300\text{кПа}$, б) $q=400\text{кПа}$

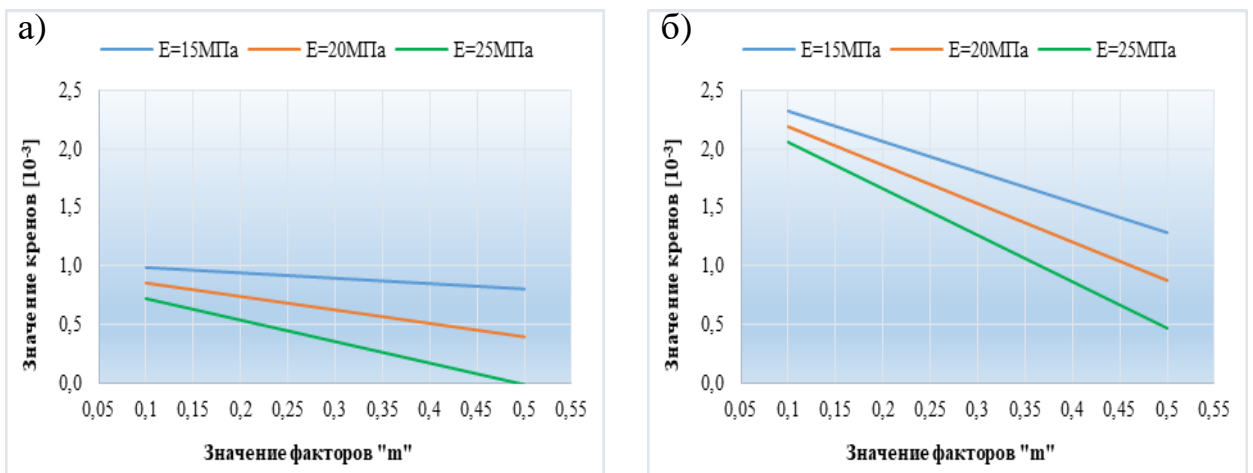


Рис. 4.3 – Графики зависимости $i = f(m)$ для различных значениях E :
а) $q=300\text{кПа}$, б) $q=400\text{кПа}$

На рис. 4.4 – 4.6 представлены графики зависимости $i = f(t)$ при различных значениях факторов m , R_{int} , E и интенсивности нагрузки q .

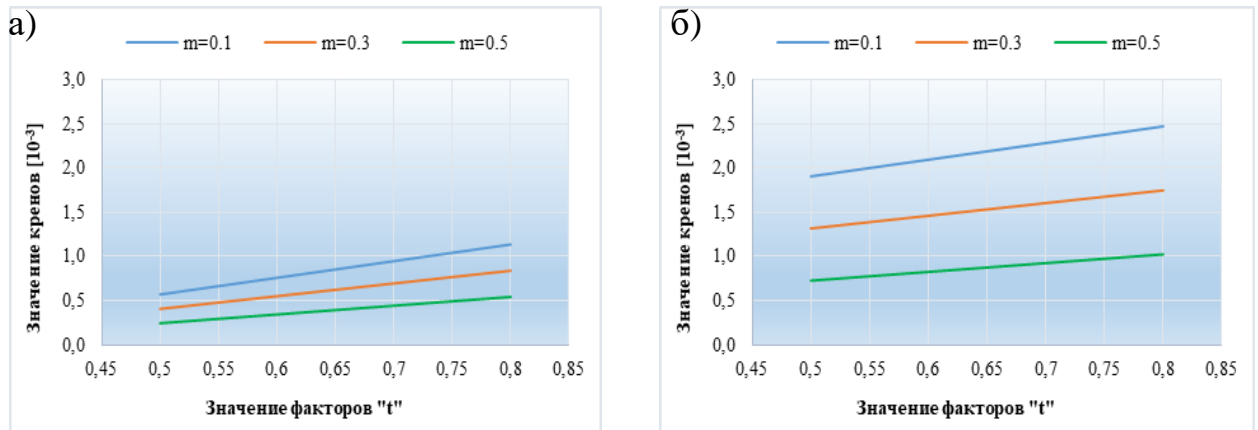


Рис. 4.4 – Графики зависимости $i = f(t)$ для различных значений фактора m :
а) $q=300$ кПа, б) $q=400$ кПа

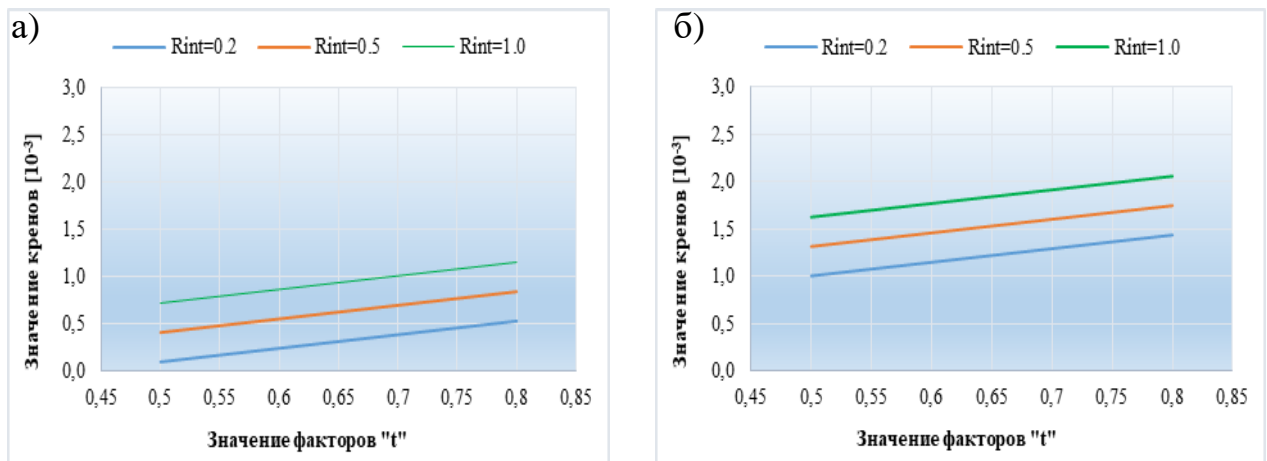


Рис. 4.5 – Графики зависимости $i = f(t)$ для различных значений фактора R_{int} :
а) $q=300$ кПа, б) $q=400$ кПа

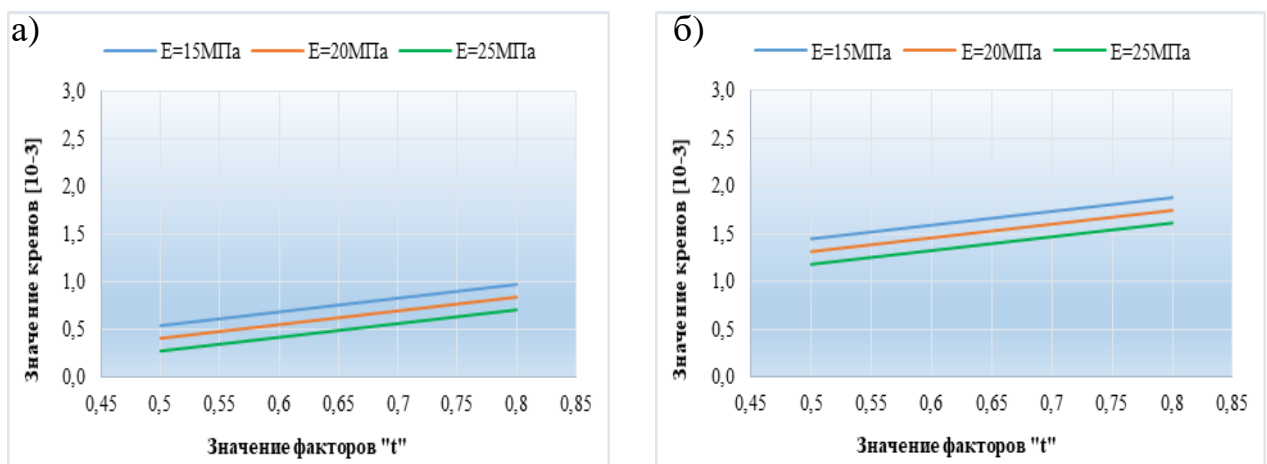


Рис. 4.6 – Графики зависимости $i = f(t)$ для различных значений E :
а) $q=300$ кПа, б) $q=400$ кПа

На рисунке 4.7 – 4.8 представлены графики зависимости $i = f(R_{int})$ при различных значениях факторов m , E и интенсивности нагрузки q .

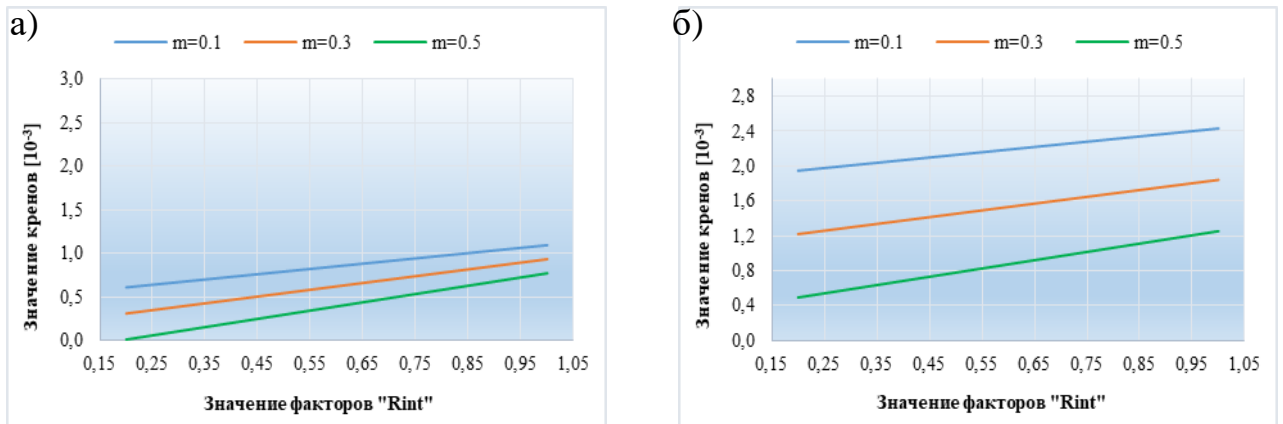


Рис. 4.7 – Графики зависимости $i = f(R_{int})$ для различных значений фактора m :
а) $q=300$ кПа, б) $q=400$ кПа

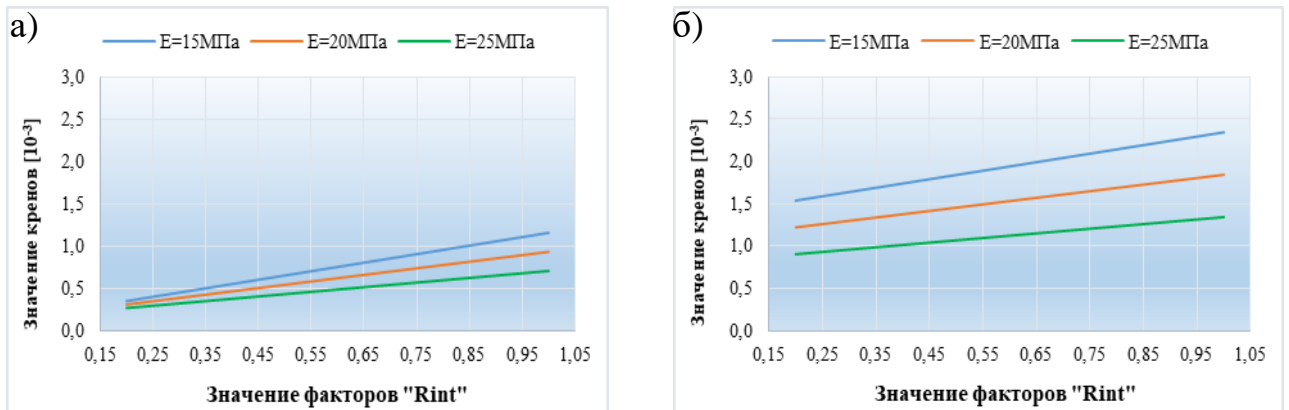


Рис. 4.8 – Графики зависимости $i = f(R_{int})$ для различных значений E :
а) $q=300$ кПа, б) $q=400$ кПа

Представленные графики можно использовать для расчета крена высотного здания на плитном фундаменте с учетом всех рассмотренных влияющих на него факторов. Однако целесообразнее установленные в результате математического моделирования функциональные зависимости, связывающие искомые величины с влияющими на них факторами, представить в графической интерпретации в виде номограмм.

На номограммах вычислительная работа заменяется выполнением простейших геометрических операций и считыванием ответов. Точность получения ответов по номограммам примерно та же, что и точность получения ответов на логарифмической линейке. В тех случаях, когда точность номограмм

недостаточна, их можно использовать как вспомогательное вычислительное средство для оценочных расчетов или для контроля вычислений с целью обнаружения грубых ошибок.

Здесь следует сказать, что наиболее простыми и удобными для использования являются 4-х факторные номограммы, в связи с чем было принято решение исключить из номограмм интенсивность равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту q , построив для трех ее значений $q = 300$ кПа, 350 кПа и 400 кПа отдельные номограммы. Для промежуточных значений q значение крена здания можно определить интерполяцией, поскольку связь между интенсивностью нагрузки и креном здания в диапазоне исследованных величин давлений практически линейная, что будет показано на рис. 4.22.

На рисунке 4.9 представлена типовая схема 4-х факторной номграммы и ключ к ее использованию.

Предлагается следующая пошаговая инструкция использования номограмм:

- шаг 1 – на вертикали $\Phi_1(X_1)$ откладывается точка, соответствующая значению первого фактора;
- шаг 2 – из указанной точки проводится горизонтальная направляющую до пересечения с графиком второго фактора;
- шаг 3 – из полученной точки пересечения проводим вертикальную направляющую до пересечения с графиком третьего фактора;
- шаг 4 – из полученной точки пересечения проводим горизонтальную направляющую до пересечения с графиком четвертого фактора;
- шаг 5 – после 4-го шага проводится вертикальная направляющая до пересечения с горизонтальной осью, на которой отложены значения крена здания.

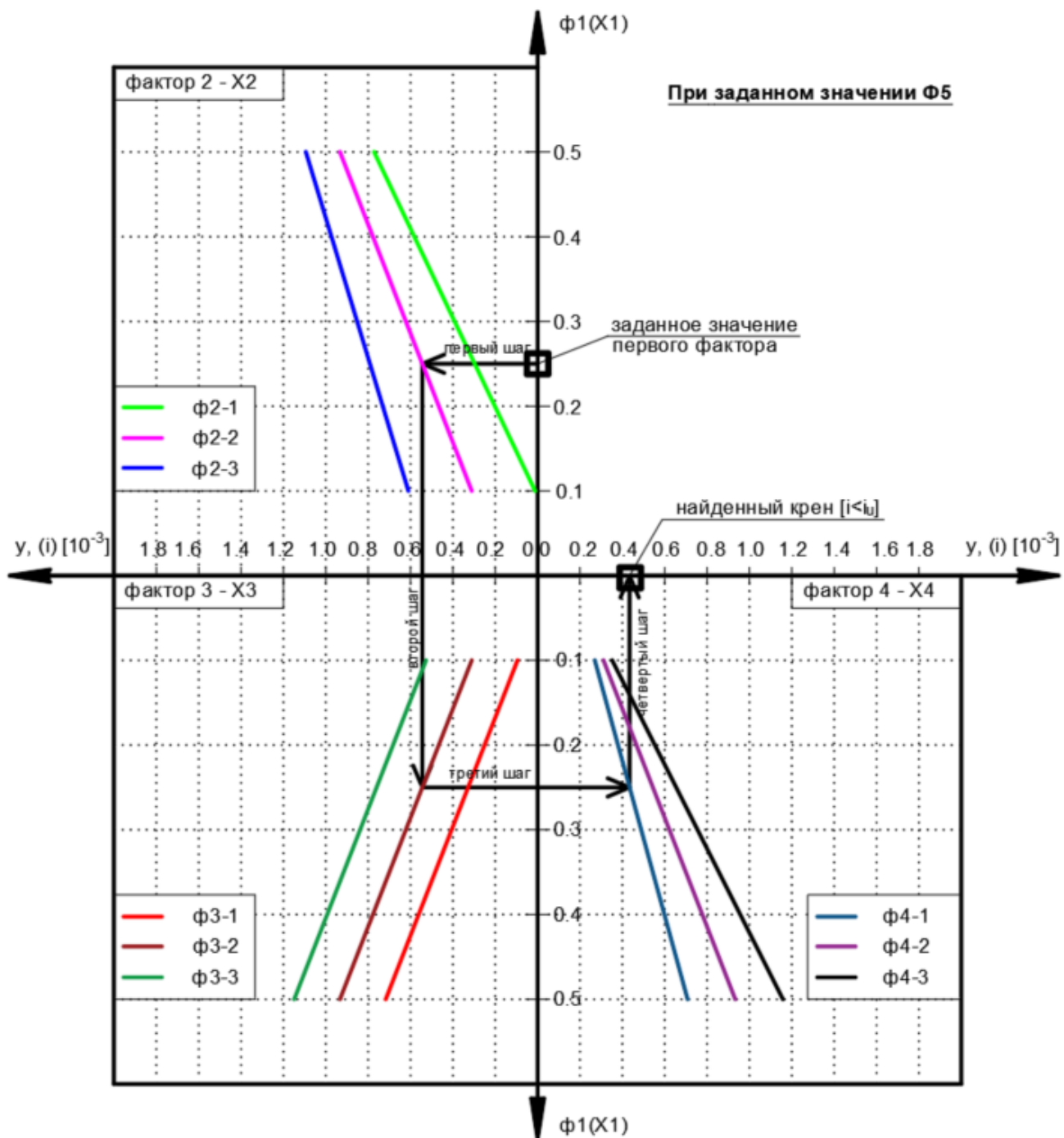


Рис. 4.9 – Типовая номограмма и ключ к ее использованию

4.1 Построение номограмм

4.1.1 Блок-схема и номограммы для расчета крена здания в зависимости от параметра $m(X_I)$

Блок-схема расчета приведена на рис. 4.10, номограммы для нагрузок $q=300$ кПа, 350 кПа и 400 кПа - на рис. 4.11- 4.13.

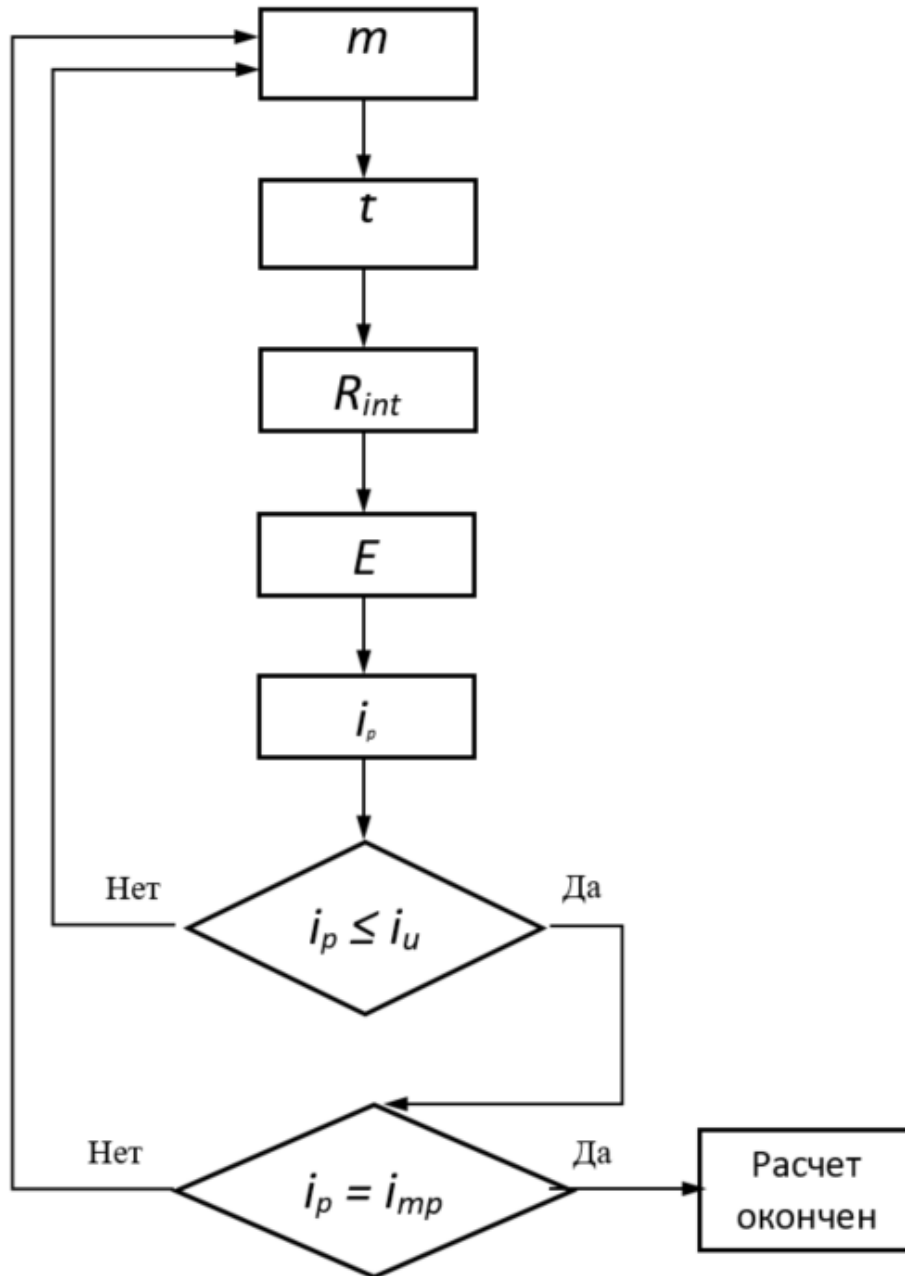


Рис. 4.10 – Блок-схема для определения крена высотного здания на плитном фундаменте в зависимости от фактора m

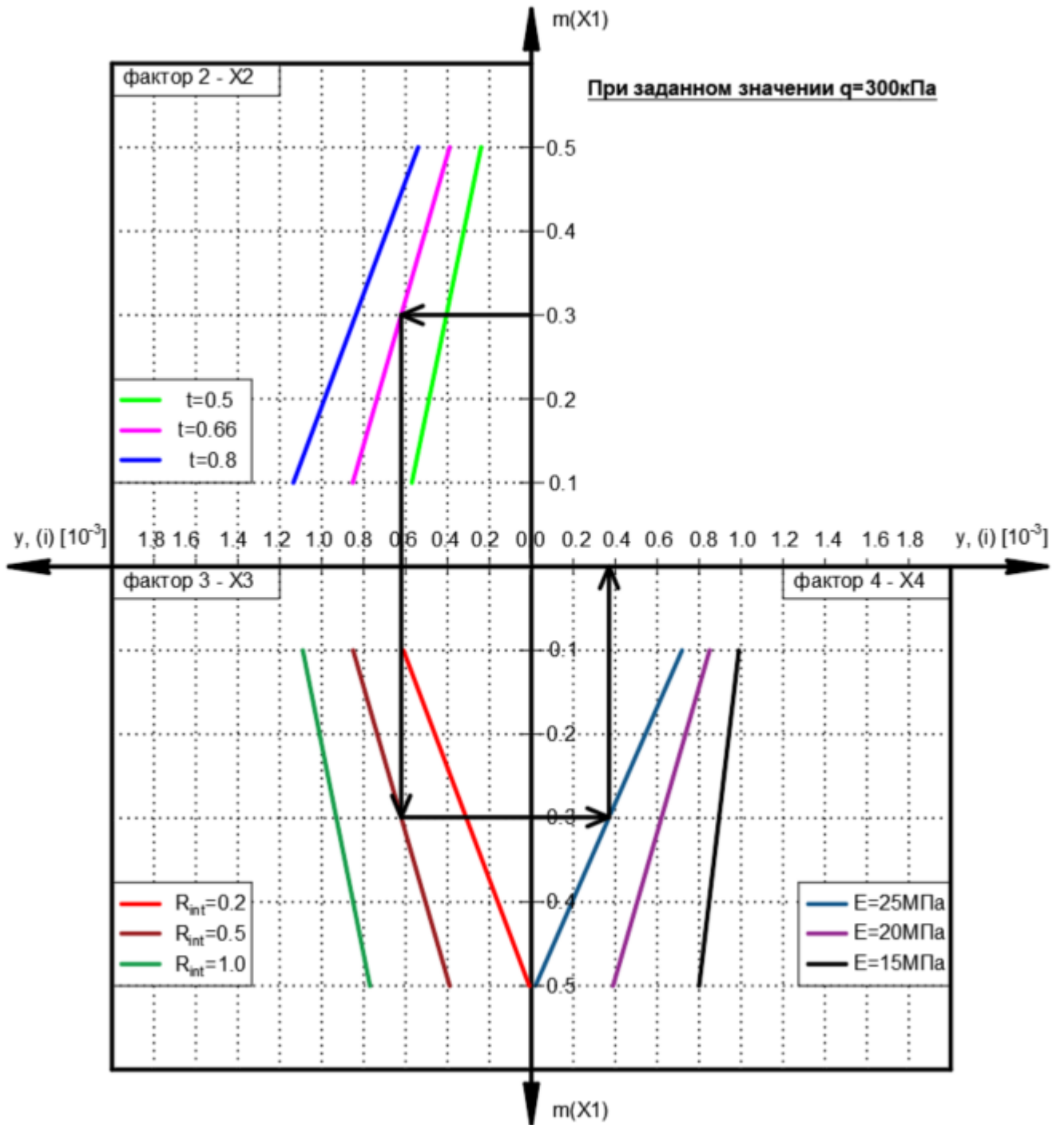


Рис. 4.11 – Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=300\text{кПа}$ с примером выполнения расчета при заданных значениях $m = 0,3$, $t=0,66$ и $R_{int} = 0,5$, $E = 25$ МПа

В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i = 0.39 \cdot 10^{-3}$, что меньше его предельного значения $i_u=0.002$, допускаемого СП 22.13330.2016.

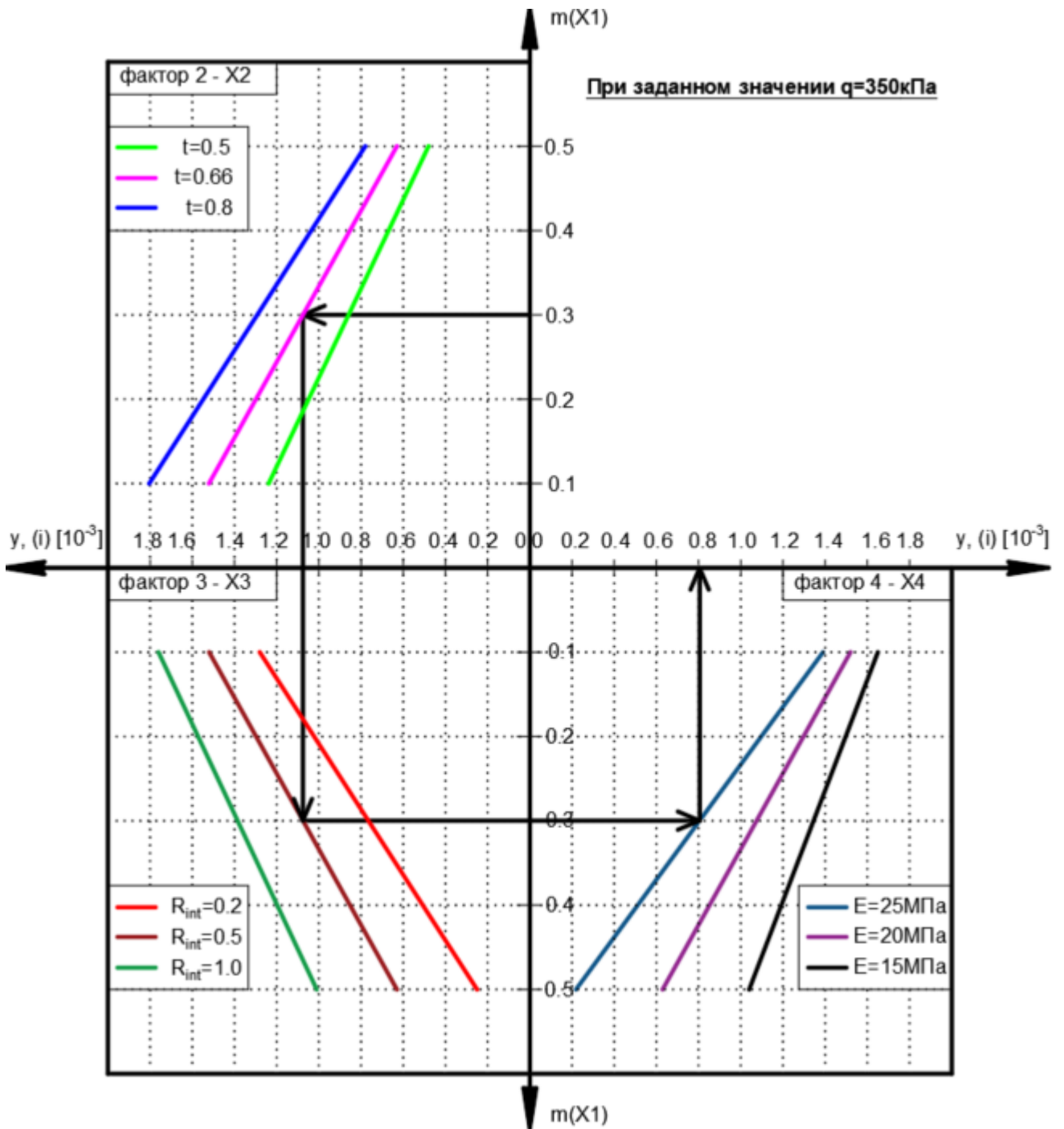


Рис. 4.12 – Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=350\text{кПа}$ с примером выполнения расчета при заданных значениях $m = 0,3$, $t=0,66$ и $R_{int} = 0,5$, $E = 25\text{ МПа}$

В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i = 0,81 \cdot 10^{-3} < [i_u=0,002]$ по СП 22.13330.2016.

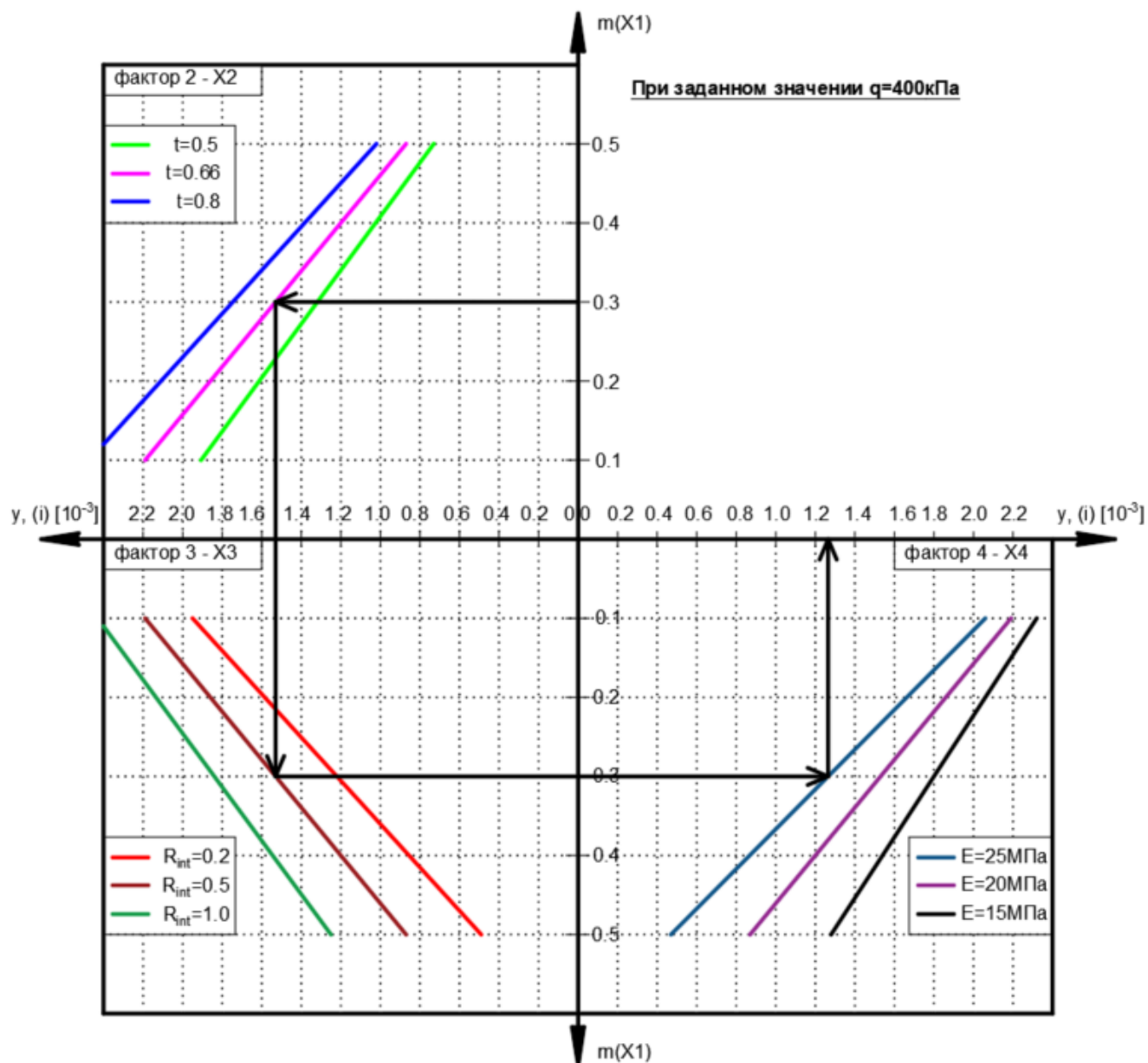


Рис. 4.13 – Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=400\text{ кПа}$ с иллюстрацией выполнения расчета при заданных значениях $m = 0,3$, $t = 0,66$ и $R_{int} = 0,5$, $E = 25\text{ МПа}$

В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i = 1,26 \cdot 10^{-3} < [i_u = 0,002]$ по СП 22.13330.2016.

4.1.2 Блок-схема и номограммы для расчета крена здания в зависимости от параметра $t(X_2)$

Блок-схема расчета крена здания в зависимости от параметра $t(X_2)$ приведена на рис. 4.14, номограммы для нагрузок $q = 300$ кПа, 350 кПа и 400 кПа с примерами выполнения расчетов с их применением - на рис. 4.15- 4.17.

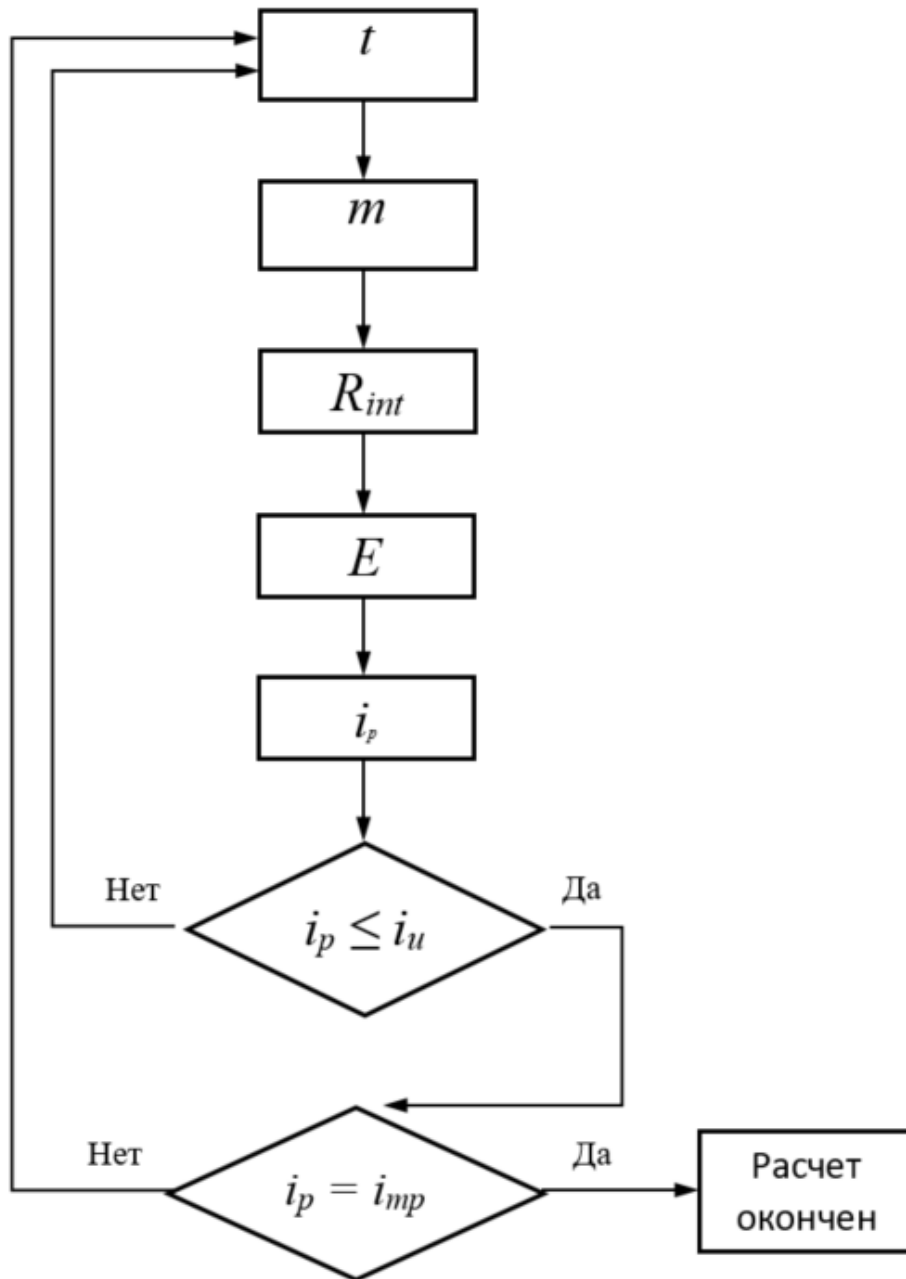


Рис. 4.14 – Блок-схема для определения крена высотного здания на плитном фундаменте в зависимости от фактора t

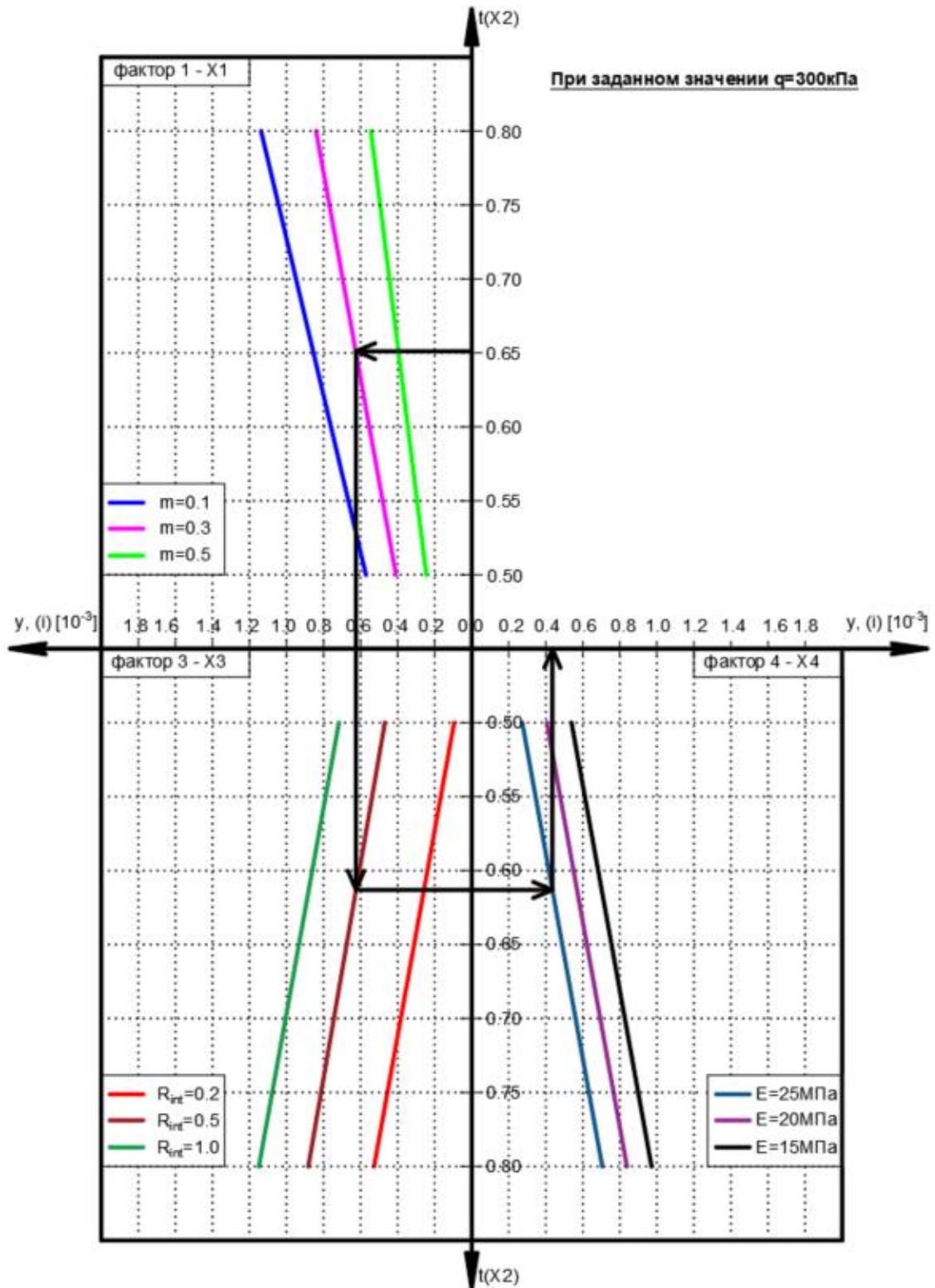


Рис. 4.15 – Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=300$ кПа с иллюстрацией выполнения расчета при заданных значениях $t=0,66$, $m=0,3$, $R_{int}=0,5$ и $E=25$ МПа

В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i = 0.42 \cdot 10^{-3} < [i_u=0.002]$ по СП 22.13330.2016.

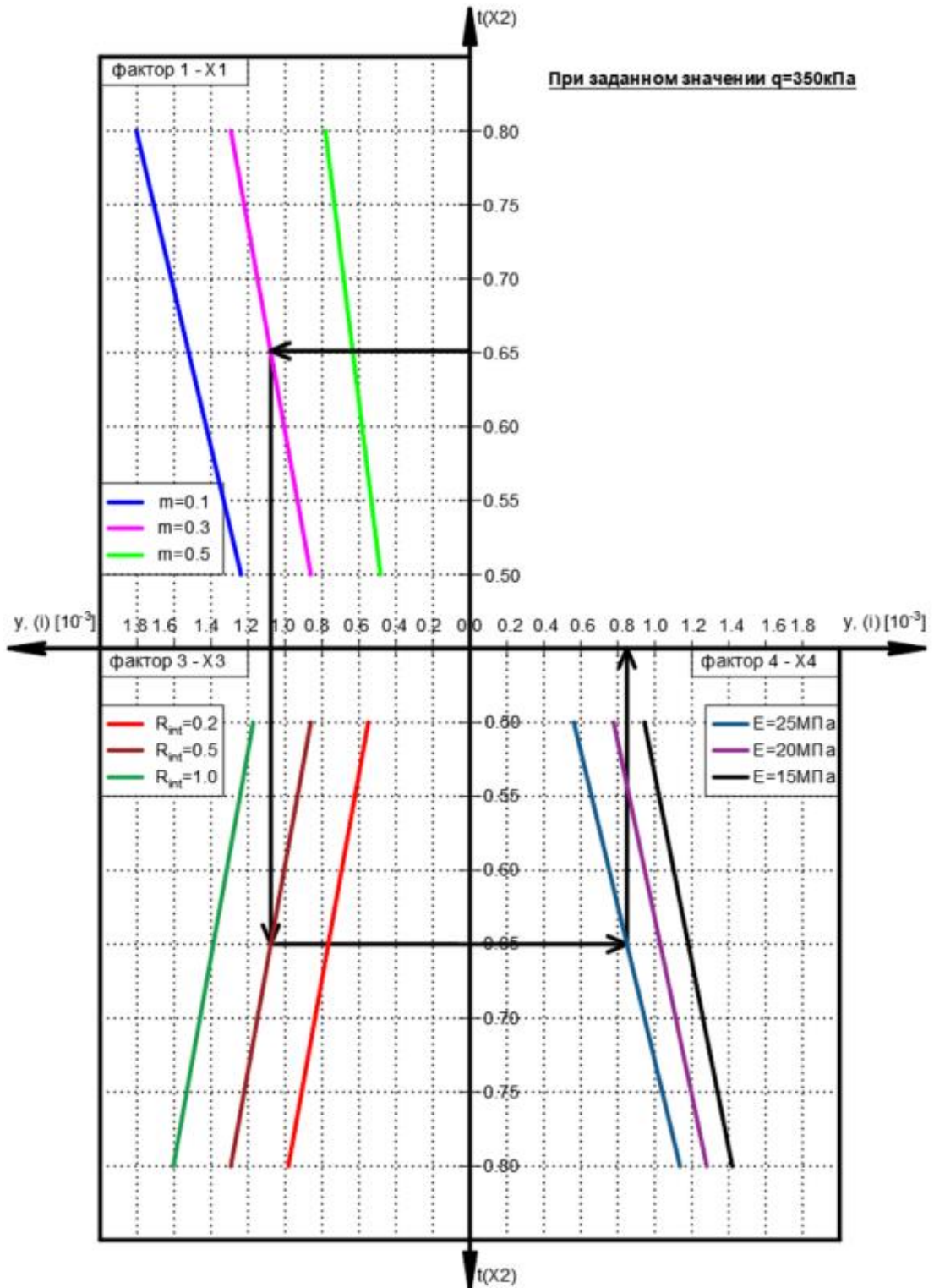


Рис. 4.16 - Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=350$ кПа с иллюстрацией выполнения расчета при заданных значениях $t=0,66$, $m=0,3$, $R_{int}=0,5$ и $E=25$ МПа

В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i=0,83 \cdot 10^{-3} < [i_u=0,002]$ по СП 22.13330.2016.

4.1.3 Блок-схема и номограммы для расчета крена здания в зависимости от фактора $R_{int}(X_3)$

Блок-схема расчета крена здания в зависимости от фактора $R_{int}(X_3)$ приведена на рис. 4.18, номограммы для нагрузок $q = 300$ кПа, 350 кПа и 400 кПа с примерами выполнения расчетов с их применением - на рис. 4.19- 4.21.

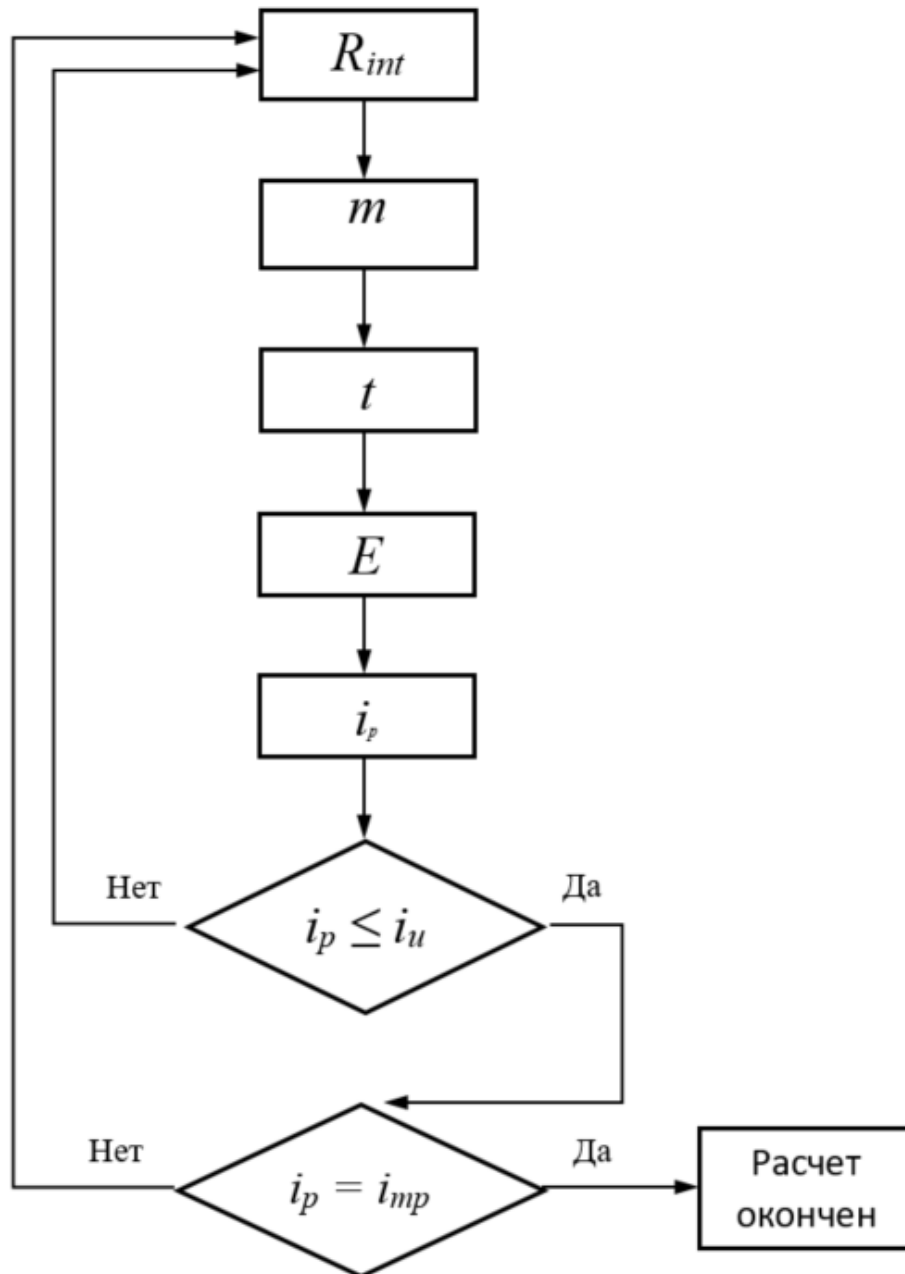


Рис. 4.18 – Блок-схема для определения крена высотного здания на плитном фундаменте в зависимости от фактора R_{int}

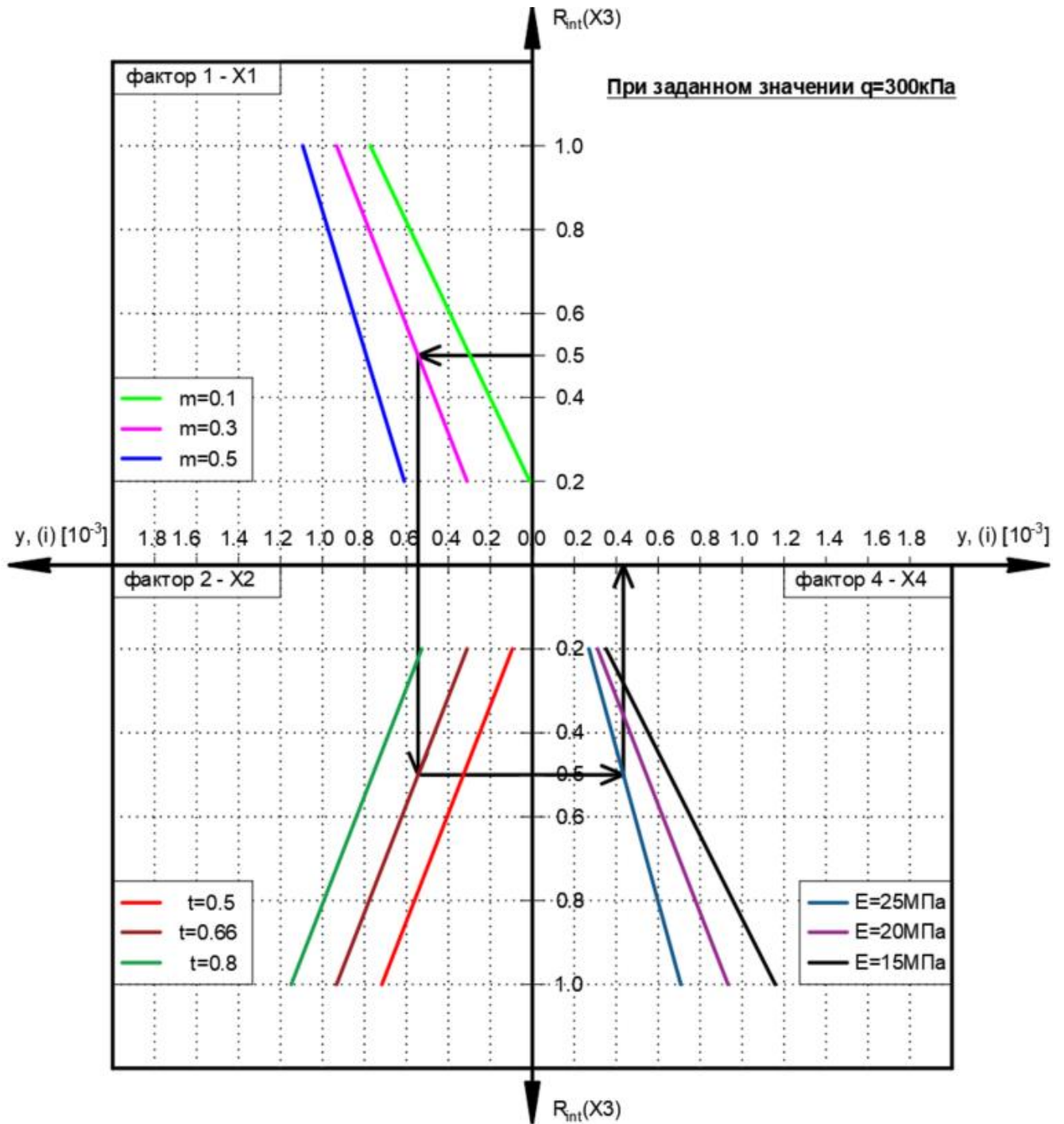


Рис. 4.19 – Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=300\text{ кПа}$ с иллюстрацией выполнения расчета при заданных значениях $R_{int} = 0,5$, $m = 0,3$, $t = 0,66$ и $E = 25\text{ МПа}$. В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i=0.42 \cdot 10^{-3} < [i_u=0.002]$ по СП 22.13330.2016.

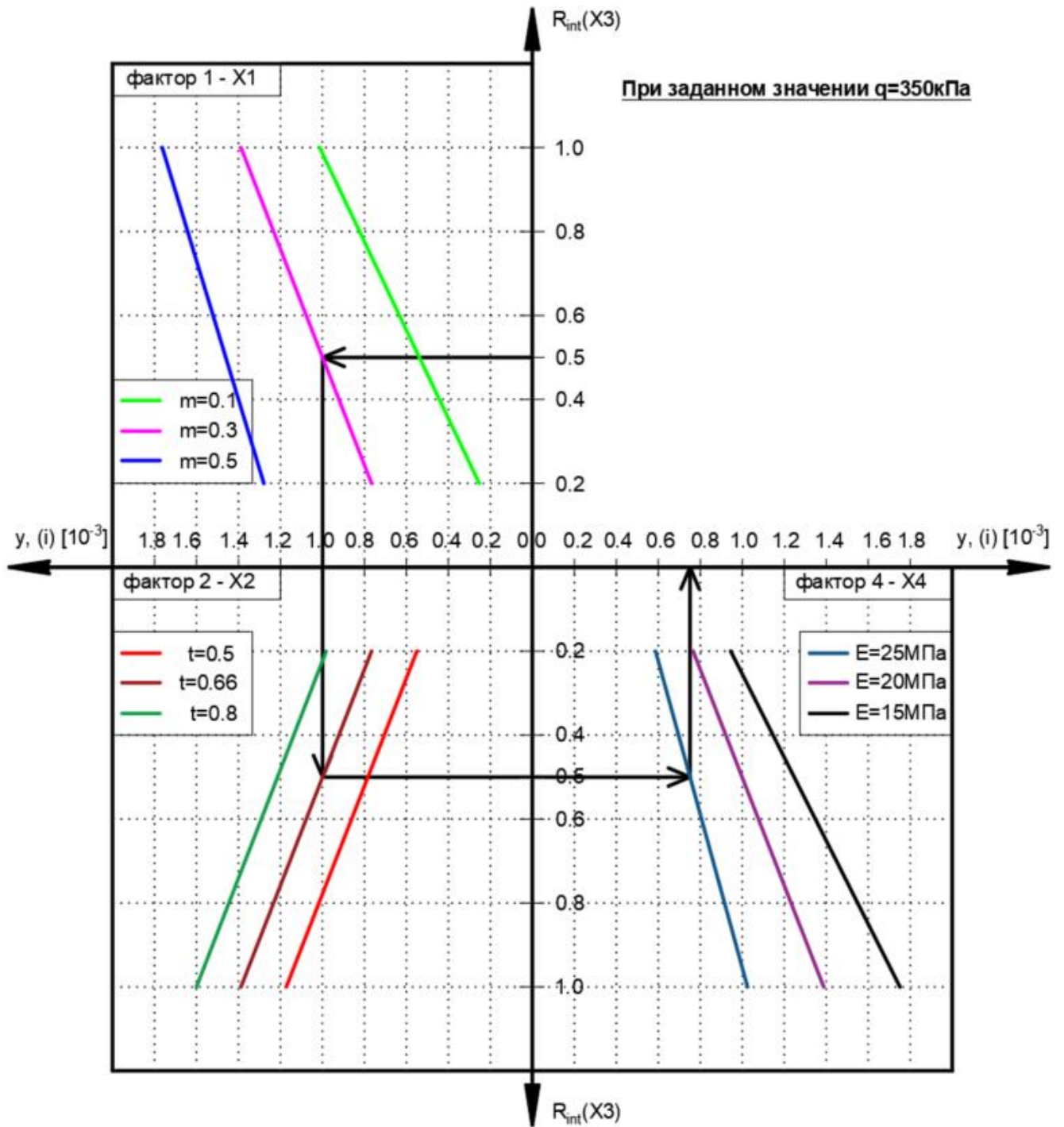


Рис. 4.20 – Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=350\text{ кПа}$ с иллюстрацией выполнения расчета при заданных значениях $R_{int} = 0,5$, $m = 0,3$, $t = 0,66$ и $E = 25\text{ МПа}$. В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i=0,78 \cdot 10^{-3} < [i_u=0,002]$ по СП 22.13330.2016.

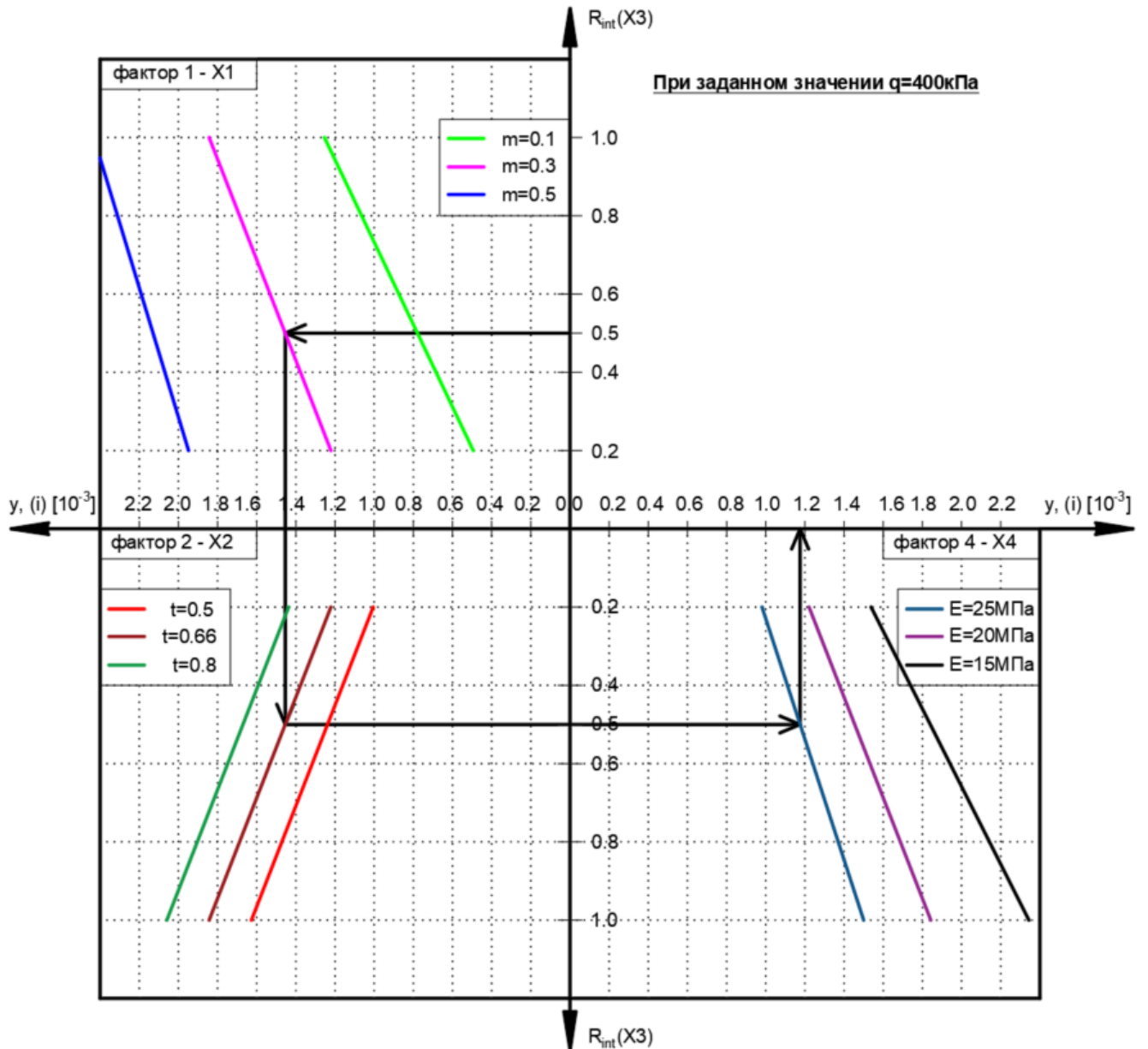


Рис. 4.21 – Номограмма для определения крена высотного здания на плитном фундаменте при нагрузке $q=400$ кПа с иллюстрацией выполнения расчета при заданных значениях $R_{int} = 0,5$, $m = 0,3$, $t = 0,66$ и $E = 25$ МПа. В соответствии с выполненным расчетом крен здания составил $i=1,9 \cdot 10^{-3} < [i_u=0,002]$ по СП 22.13330.2016.

На рис. 4.22 результаты выполненных выше определений кренов здания для различных значений равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту представлены в графическом виде. Графики подтверждают правомочность принятого допущения о линейной зависимости крена от нагрузки, что позволяет определять его для любых значений не значащихся на номограммах нагрузок q , как

промежуточное значение между двумя ближайшими нагрузками, изменяющимся пропорционально изменению их интенсивности на этом участке.

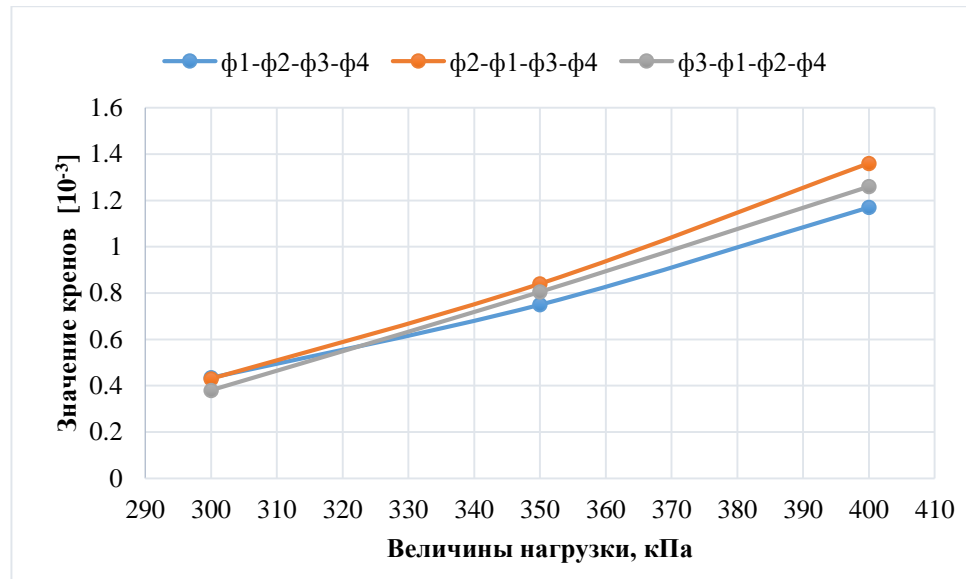


Рис. 4.22 – Графики зависимости $i = f(q)$ для заданных значений факторов

Представленные номограммы позволяют оценить возможность уменьшения или увеличения крена здания до требуемого уровня изменением значения любого из установленных проведенными исследованиями факторов влияния. Для практического использования с целью повышения точности расчетов номограммы следует представить с более мелкой градацией изменяемых факторов, например:

- по номограммам фактор $t = 0,5; 0,66; 0,8;$
- следует принять $0,5; 0,52; 0,54 \dots\dots\dots 0,8.$

Аналогично для остальных факторов.

4.2. Сопоставления измеренных кренов здания с результатами расчета по разработанной инженерной методике

Ниже приводятся результаты сопоставления данных мониторинга осадок здания, расположенного на улице Намянжу в столице Монголии городе Улан-Баторе, полученных в процессе и после завершения его строительства, с результатами их определения по разработанной в настоящей диссертационной работе инженерной методике.

Здание каркасное, выполнено из железобетона в монолитном варианте, имеет 16 надземных и три подземных этажа. Фундамент здания – монолитная железобетонная плита толщиной 2,0 м. Ширина плитного фундамента $V_{пл} = 21,5$ м.

Здание входит в состав жилого комплекса, возводимого в одном котловане глубиной 12,0 м под защитой ограждения в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа толщиной 800 мм и глубиной заделки в грунт ниже дна котлована - 11 м.

На рисунке 4.23 показан план расположения здания в котловане. Здание, расположено ближе к краю строительной площадки, расстояние от фундаментной плиты до ограждения составляет порядка 4,0 м.

Разрез по зданию показан на рис. 4.24.

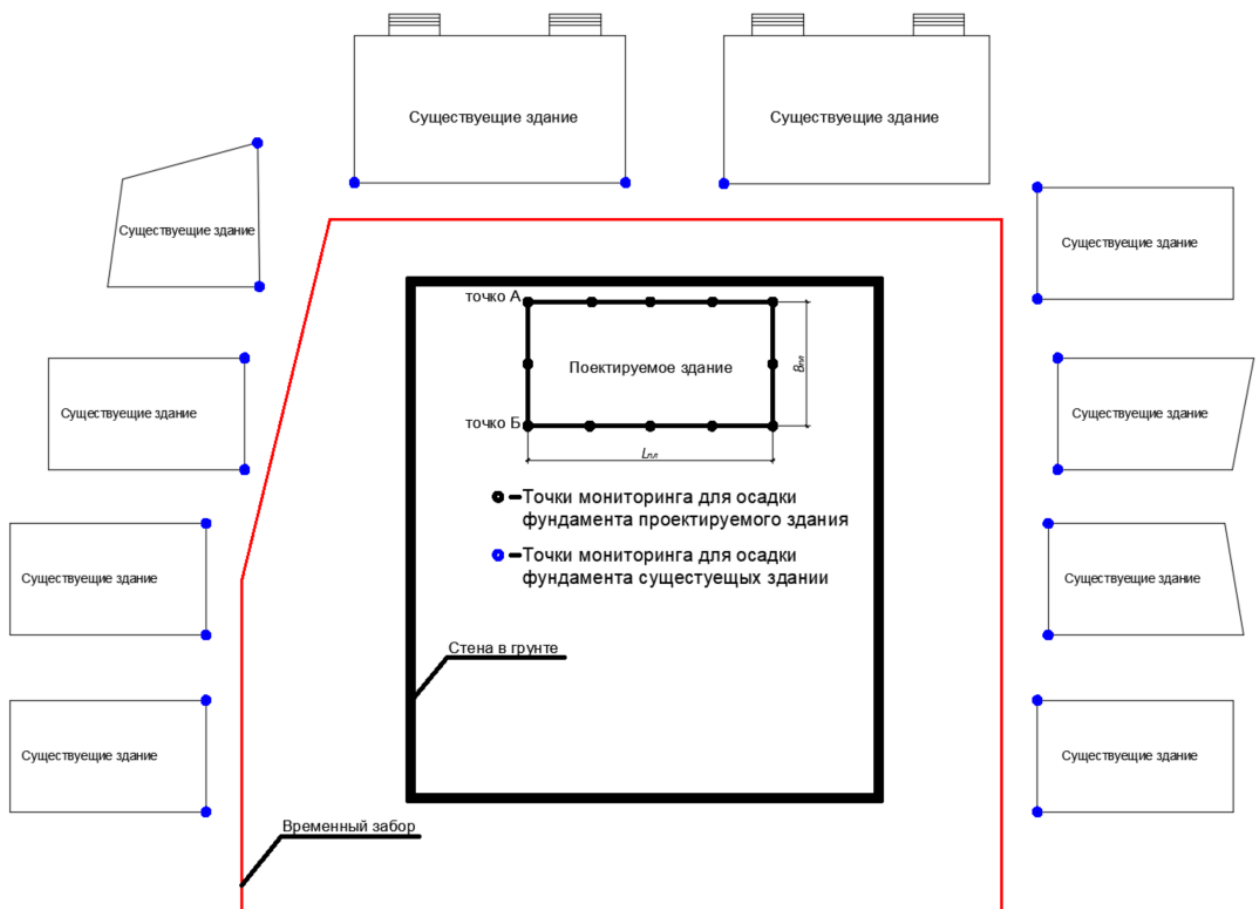


Рис. 4.23 – Генеральный план строительной площадки жилого комплекса

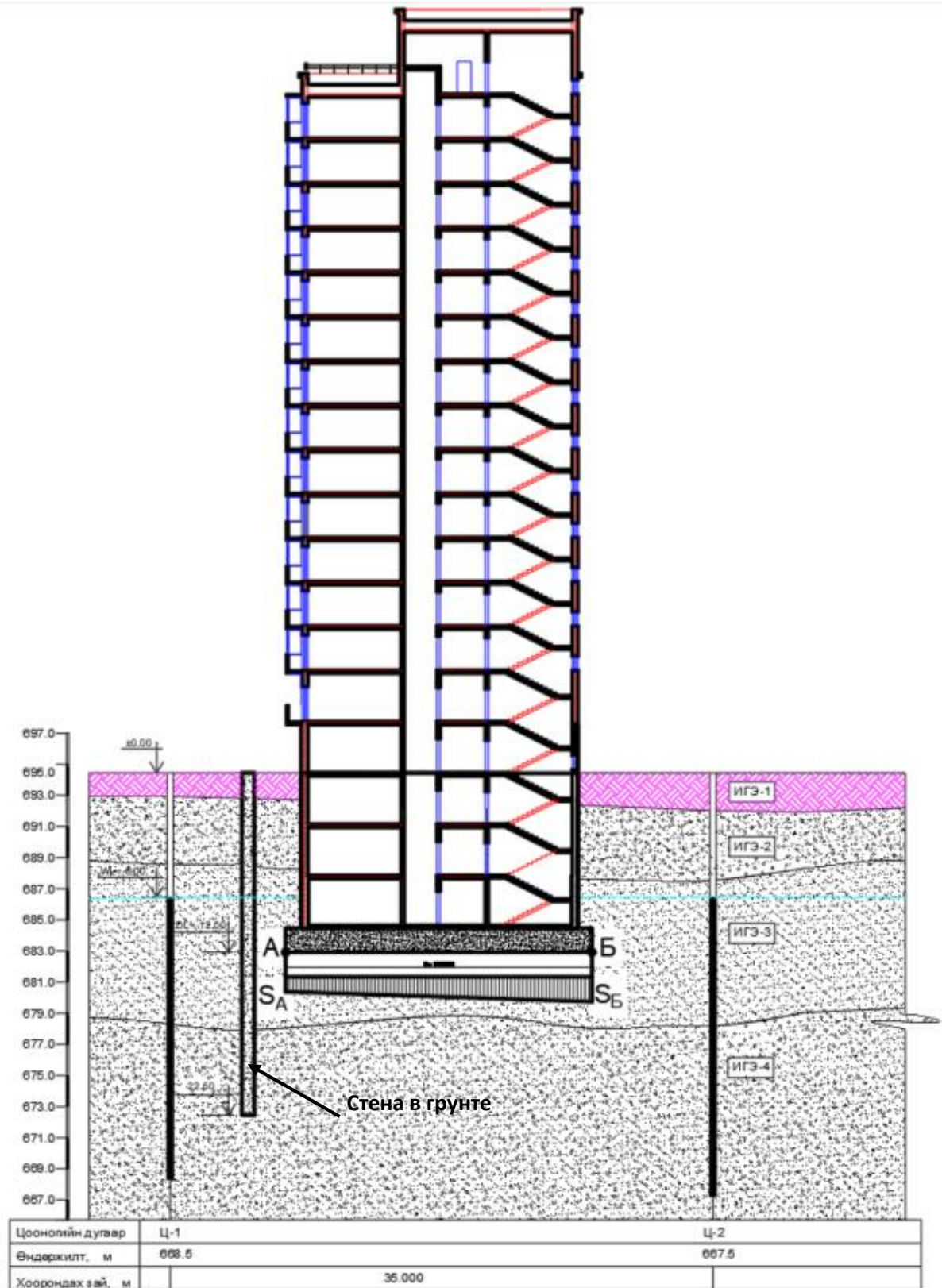


Рис. 4.24 – Поперечный разрез здания и геологическое строение строительной площадки

Инженерно-геологические условия площадки

В соответствии с изысканиями, проведенными в 2009 году компанией «Soil Trade», по данным бурения скважин на глубину 26-30 м в геологическом строении участка принимают участие следующие грунты:

- ИГЭ-1: техногенный грунт, представленный песками, суглинками и глинами различной плотности и консистенции с включениями бытового и строительного мусора, мощность слоя 1.8-2.5 м;
- ИГЭ-2: пески средней крупности, средней плотности, маловлажные, мощность этого слоя 4.0-5.6 м;
- ИГЭ-3: пески мелкие, плотные, водонасыщенные, мощность слоя 10.0-12.0 м;
- ИГЭ-4: пески средней крупности, плотные, водонасыщенные мощность слоя не установлена.

Грунтовые воды вскрыты на глубине 8,0 м.

Физико-механические характеристики грунтов представлены в таблице 4.1

Таблица 4.1. Физико-механические характеристики грунтов

Наименование отложений	ρ , г/см ³	E , МПа	ϕ	C , кПа
ИГЭ-1, техногенный грунт	1.3	-	-	-
ИГЭ-2, песок средней крупности	2.05	28	28	2.7
ИГЭ-3, песок мелкий	1.91	25	25	4.1
ИГЭ-4, песок средней крупности	2.00	29	27	2.6

Мониторинг осадок здания и его результаты

Геотехнический мониторинг осадок здания выполнялся компанией «Soil Trade» с начала земляных работ до окончания возведения здания, по сроком - с 01.04.2010 до начала 2013 года.

На рис. 4.25 приведены графики изменения измеренных по мере возведения здания осадок плитного фундамента в двух точках А и Б, по которым определялся крен здания как:

$$i = |S_A - S_B| / B_{пл} \quad (4.1)$$

где: S_A, S_B – значение измеренных осадок в точках А и Б.

Графики показывают, что в процессе строительства крен здания постоянно увеличивался и достиг максимального значения при передаче на основание 95% нагрузки от его веса, после чего осадки стабилизировались на уровне $S_A = 85.52$ мм, $S_B = 101.2$ мм. Максимальный крен здания составил 0,000729, а крен, определенный по разработанной в диссертации методике с использованием номограмм - 0.00081. Разница составила 10%, что можно считать вполне приемлемым результатом.

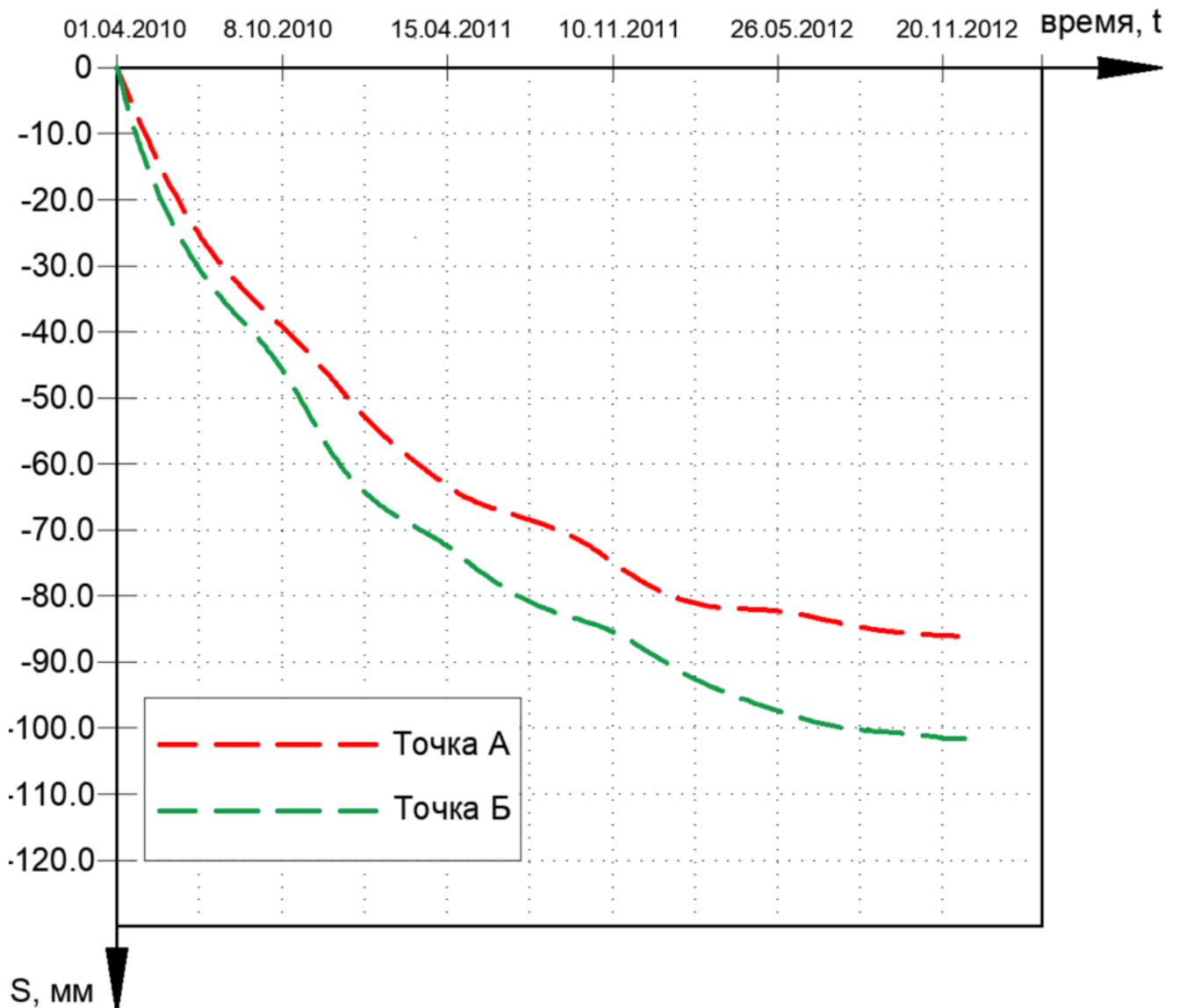


Рис. 4.25 – Результаты измерения осадок в точках А и Б
фундаментной плиты

4.3. Выводы по четвертой главе

1. Полученное в результате математического моделирования уравнение регрессии позволяет при проектировании регулировать крен высотного здания на плитном фундаменте при одностороннем расположении ограждения котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа, изменяя значения влияющих на него факторов. Изменяемыми факторами, которые на практике можно реализовать без изменения свойств грунтов или уменьшения нагрузки на основание (неизменяемые факторы), являются расстояние от края фундамента до ограждения и глубина его заделки в грунт ниже дна котлована, а также коэффициент трения грунтового массива о бетонную конструкцию ограждения. Выбор факторов зависит от возможности и стоимости их реализации.

2. Крен высотного здания с учетом всех рассмотренных изменяемых и неизменяемых факторов может быть найден как непосредственно из уравнения регрессии, так и по графикам, полученным по результатам математического моделирования и отражающим их влияние на крен сооружения. Однако целесообразнее установленные в результате математического моделирования функциональные зависимости, связывающие искомые величины с влияющими на них факторами, представить в графической интерпретации в виде номограмм, при использовании которых вычислительная работа заменяется выполнением простейших геометрических операций и считыванием ответов.

3. Разработанный и представленный в настоящей диссертационной работе пакет номограмм предоставляет проектировщику набор параметров, изменяя которые он может увеличить или уменьшить крен высотного здания на плитном фундаменте, определенный с учетом влияния на него стены в грунте.

4. Представленные номограммы носят демонстрационный характер, для практического использования с целью повышения точности расчетов их следует выполнить с более мелкой градацией изменяемых факторов.

5. Расхождение замеренных кренов высотного здания, возведенного в г. Улан-Батор (Монголия) и их значений, определенных по номограммам, составило не более 10%, что можно считать приемлемым результатом и рекомендовать разработанную инженерную методику по определению и корректировке кренов высотных зданий на плитных фундаментах с учетом работы стены в грунте траншейного типа для применения на практике.

Наряду с этим разработанные номограммы можно использовать как вспомогательное вычислительное средство для оценочных расчетов или для контроля вычислений с целью обнаружения грубых ошибок.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Проведенное исследование подтвердило факт влияния ограждения котлована в виде монолитной железобетонной стены в грунте траншейного типа на НДС грунтового массива в основании плитного фундамента и, как следствие, на среднюю осадку и крен возведенного на нем высотного здания.

2. Проведенные численным методом исследования показали, что при расположении здания в центре строительной площадки влияние стены в грунте на его среднюю осадку и крен является несущественным или отсутствует и может не учитываться в практических расчетах.

3. На среднюю осадку и крен высотного здания, смещенного к ограждению котлована, оказывает влияние расстояние от края фундаментной плиты до ограждения, глубина заделки ограждения в грунт ниже дна котлована, интенсивность равномерно-распределенной нагрузки на фундаментную плиту и трение грунта по боковой поверхности ограждения.

4. Математико-статистический анализ показал, что наибольшее влияние на крен высотного здания оказывает расстояние от края фундамента до ограждения. Влияние этого фактора на крен здания увеличивается с увеличением относительной глубины заделки ограждения в грунт ниже дна котлована и коэффициента трения между грунтом и бетоном ограждения. При расстоянии от фундамента, превышающем 0,5 ширины плиты, влияние стены в грунте на средние осадки и крен здания становится незначительным. Наибольшая эффективность достигается при расстоянии до ограждения порядка 2.0 м.

Существенно меньшее влияние на среднюю осадку фундаментной плиты оказывает трение на контакте грунта со стенкой. В наибольшей степени оно проявляется при небольшом расстоянии между фундаментом и ограждением котлована, незначительно увеличиваясь с увеличением заделки ограждения в грунт.

Несколько большее влияние на осадки фундамента по сравнению с фактором трения оказывает глубина заделки ограждения в грунт. Это влияние уменьшается с

увеличением расстояния между ограждением и фундаментом и увеличивается с увеличением трения грунта о стенку.

Установленные закономерности не противоречат имеющейся информации о влиянии ограждения котлована типа «стена в грунте» на НДС грунтового массива в основании плитных фундаментов зданий.

5. Разработанная инженерная методика расчета кренов высотных зданий на плитных фундаментах позволяет аналитически или с помощью номограмм, изменяя расстояние между фундаментной плитой и ограждением, заделку ограждения в грунт и трение на контакте «бетон-грунт», добиться снижения или увеличения крена здания до требуемого уровня.

6. Сравнение замеренного крена возведенного в Улан-Баторе (Монголия) многоэтажного здания на плитном фундаменте с креном, полученным по разработанной в диссертационной работе методике, показал расхождение в их значениях порядка 10%, что можно считать приемлемым результатом и рекомендовать ее для применения для практических расчетов.

Ценность научных работ. Ценность научных работ заключается в возможности использования полученных результатов проведенных исследований в практике и выполнить расчеты по разработанным методом при использовании специальных диаграмм, что существенно сокращает время для проектирования.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы заключаются в изучении влияния стены в грунте на распределение напряжения и деформация грунтовых оснований под высотных здании с учетом воздеия сейсмических нагрузок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- [1] Авдай Ч. Методология проведения исследовательской работы. / Ч. Авдай, Д. Энхтуяа. – г.Улаанбаатар. – 2013. – С. 128-140.
- [2] Адлер Ю. П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю. П. Адлер, Е. В. Маккова, Ю. В. Грановский. – М.: Наука. – 1976. – 279 с.
- [3] Ахназаров С. А. Кафаров В.В. Оптимизация эксперимента в химии и химической технологий / С. А. Ахназаров, В. В. Кафаров. – М.: – 1978. – 319 с.
- [4] Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. –М.: Стройиздат. – 1984. – 679 с.
- [5] Готман Ю. А. Определение оптимальных размеров грунтоцементного массива, снижающего перемещения ограждений глубоких котлованов: Дис....канд. техн. наук : 05.23.02 Ю. А. Готман. – Москва. – 2011. –187 с.
- [6] Готман А. Л. Сваи и свайные фундаменты. Избранные труды / А. Л. Готман. — Уфа: Уфимский гос. нефтяной технич. ун-т, ин-т доп. проф. образования. – 2015. — 384 с.
- [7] Готман А. Л. Исследование работы комбинированных свайных фундаментов на вертикальную нагрузку / А. Л. Готман, М. З. Каранаев. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. – № 6. – С. 15-18.
- [8] Готман Н. З. Определение сопротивления сдвигу грунта по боковой поверхности забивных свай в численных расчётах / Н. З. Готман. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2018. — № 6. – С. 8–13.
- [9] Сорочана Е. А. Справочник проектировщика «Основания, фундаменты и подземные сооружения» / Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – Стройиздат. – М.: - 1985. – 480 с.

- [10] Егоров К. Е. К расчёту деформаций оснований (сборник статей) / К. Е. Егоров. — М.: ФГУП «ВНИИИТПИ». — 2002. — 400 с.
- [11] Елгаев В. С. Обеспечение безосадочной технологии проходки тоннелей на строительстве участка ст. "Новокосино"- "Новогиреево" в Москве / В. С. Елгаев. // Метро и тоннели. — 2012. — № 3. — 37 с.
- [12] Знаменский В. В. Результаты исследования влияния ограждения котлована типа «стена в грунте» на крен высотного здания на плитном фундаменте / В. В. Знаменский, А. Ганболд. // Инновации и Инвестиции. — 2022. — № 1. — С. 180-185.
- [13] Знаменский В. В. Результаты исследования влияния ограждения котлована типа стена в грунте на осадки грунта в основании плитного фундамента высотного здания / В. В. Знаменский, А. Ганболд. // Инновации и инвестиции. — 2022. — № 4. — С. 146-150.
- [14] Знаменский В. В. Оценка влияния устройства защитного геотехнического экрана на деформации здания, расположенного в зоне влияния нового строительства, по результатам численного моделирования / В. В. Знаменский, Д. Ю. Чунюк, Е. Б. Морозов. // Научное обозрение. — 2015. — № 18. — С. 43–48.
- [15] Знаменский В. В. Учет технологической составляющей геотехнического риска при устройстве ограждения котлована с помощью траншейной «стены в грунте» в стесненных городских условиях / В. В. Знаменский, Е. Б. Морозов, Д. Ю. Чунюк. // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сборник статей международной научно-технической конференции 1-3 февраля / Министерство образования и науки Российской Федерации, С.-Петербург. гос. архитектур. — строит. ун-т, Рос. акад. архитектуры и строит. наук, Рос. о-во по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению. — СПб. : [б. и.]. — 2012. — 398 с.
- [16] Ильичев В. А. Опыт устройства котлованов в городе Москве / В. А. Ильичев, В. В. Знаменский, Е. Б. Морозов, Д. Ю. Чунюк. // Актуальные вопросы

- геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сборник трудов научно-технической конференции / Санкт-Петербургский госуд. архит.-строит. ун-т. – СПб. – 2010. – 404 с.
- [17] Ильичев В. А. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов / В. А. Ильичев, Р. А. Мангушев, Н. С. Никифорова. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – № 2. – С. 17-20
- [18] Ильичёв В. А. Принципы проектирования оснований и фундаментов высотных зданий, учитывающие их геотехнические особенности. Современное высотное строительство / В. А. Ильичёв, В. П. Петрухин, В. И. Шейнин. — М. : ГУП "ИТЦ Москомархитектуры". – 2007. – С. 156–160.
- [19] Конюхов Д. С. Расчёт технологических деформаций существующих зданий в процессе изготовления ограждающих конструкций котлованов / Д. С. Конюхов, А. И. Свиридов. // Вестник МГСУ. – 2011. – № 5. – С. 99–103.
- [20] Кречмер В. В. Метод расчета шпунтовых стенок как упругих конструкций с учетом сжимаемости грунта в области заделки / В. В. Кречмер. // Труды НИИ оснований и фундаментов, «Механика грунтов» – М. : Госстройиздат. – 1956. – № 30.
- [21] Крылов А. Н. О расчете балок, лежащих на упругом основании / А. Н. Крылов. – Л.: - АН СССР. – 1931. – 154 с.
- [22] Малоян Э. А. К вопросу сооружения тоннелей метрополитенов с бетонированием стен в траншеях, заполненных глинистым раствором / Э. А. Малоян. // Сборник трудов: - Вып. 29 / ВНИИ трансп. стр-ва. – М. : [б. и.], – 1969. – 77 с.
- [23] Малоян Э. А. Определение устойчивости грунтовых стен траншей, заполненных глинистым раствором / Э. А. Малоян. // «Специальные строительные работы» Серия V, ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР. – 1977. – № 3. – С. 23–25.

- [24] Мангушев Р. А. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства / Р. А. Мангушев, Н. С. Никифорова. // - М.: Изд-во АСВ. – 2017. – № . –168 с.
- [25] Мангушев Р. А. К методике инженерного расчета свайно-плитного фундамента / Р. А. Мангушев, Л. Н. Кондратьева. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering (Международный журнал по расчету гражданских и промышленных конструкций). – Vol 12. – Issue 1. – 2016. – С.110-116.
- [26] Мангушев Р. А. Современные свайные технологии : учебн. пособ. / Р. А. Мангушев, А. В.Ершов, А. И. Осокин. — М.: АСВ; СПб.: СПб. гос. арх.-стр. – ун-т. – 2007. – 159 с.
- [27] Мангушев Р. А. Численное моделирование технологической осадки соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте» / Р. А. Мангушев, А. А. Веселов, В. В. Конюшков, Д. А. Сапин. // Вестник гражданских инженеров. – 2012. – № 5 (34). – С. 87–98.
- [28] Мирсаяпов И. Т. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния гибких ограждений с распоркой в процессе поэтапной разработки грунта / И. Т. Мирсаяпов, Р. Р. Хасанов. // Известия КГАСУ. – 2011. – № 2 (16). – С. 129-135.
- [29] Мирсаяпов И. Т. Исследование напряженно-деформированного состояния каркаса многоэтажного административного здания с учетом неравномерного деформирования свайного основания / И. Т. Мирсаяпов, Д. М. Нуриева, И. Ф. Шакиров. // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2018. – № 4(46). – С. 208-217.
- [30] Морозов Е. Б. Исследование взаимодействия грунтового массива с экраном из разреженного ряда свай: Дис....канд. техн. наук : 05.23.02 / Е. Б. Морозов. – Москва. – 2021. –18 с.

- [31] Никифорова Н. С. Деформации зданий вблизи глубоких котлованов и подземных выработок в условиях тесной городской застройки и методы защиты: Дис... докт. наук. / Н. С. Никифорова. – М. – 2008. – 324 с.
- [32] Парамонов В. Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники / В. Н. Парамонов. – СПб. : ГК «Геореконструкция». – 2011. – 262 с.
- [33] Парамонов В. Н. Факторы риска при устройстве подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях / В. Н. Парамонов. // Жилищное строительство. 2009. – № 2. – С. 35–37.
- [34] Парамонов В. Н. Экспериментальная проверка применимости некоторых моделей грунта для расчета ограждений котлованов / В. Н. Парамонов, К. В. Сливец. // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2008. – № 4. – С. 139–145.
- [35] Петрухин В. П. экспериментальные исследования осадок свайных фундаментов / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, Р. Р. Ибраев. // Сб. научн. тр. НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – М.: - СТ. – 2006. – С. 126–134.
- [36] Петрухин В. П. Мировой опыт устройства небоскрёбов и высотных зданий / В. П. Петрухин, И. В. Колыбин, О. А. Шулятьев. // Российская архитектурно-строительная энциклопедия. – Том XIII. – Строительство высотных зданий и сооружений. – М.: ВНИИТПИ. – 2010. – С. 288–327.
- [37] Петрухин В. П. Научно-техническое сопровождение геотехнического проектирования и строительства высотных зданий. Мониторинг / В. П. Петрухин., О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева. // Российская архитектурно-строительная энциклопедия. – Том XIII. – Строительство высотных сооружений. – М.: ВНИИТПИ. – 2010. – С. 336–360.
- [38] Петрухин В. П. Опыт проектирования и мониторинга глубокого котлована / В. П. Петрухин, В. С. Поспехов, О. А. Шулятьев. // НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. Сб. научн. тр. – 2008. – Вып. 99. – С. 139–148.

- [39] Петрухин В. П. Опыт проектирования и мониторинга подземной части Турецкого торгового центра / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачёва. // Основания и фундаменты. – 2004. – № 5. – С. 2–8.
- [40] Петрухин В. П. Способы изменения напряженно-деформированного состояния грунтов основания / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, М. Н. Ибрагимов, О. А. Мозгачёва. // Вестник НИЦ «Строительство». НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. Геотехника и подземное строительство. – 2014. – № 10. – С. 88–92.
- [41] Пономарев А. Б. Верификация результатов численного и аналитического расчета осадки одиночной сваи на аргиллитоподобных глинах / А. Б. Пономарев, Е. Н. Сычкина. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 2. – С. 11–13.
- [42] Пономарев А. Б. Некоторые результаты применения анизотропной модели грунта для численного моделирования напряженно-деформированного состояния аргиллитоподобной глины / А. Б. Пономарев, Е. Н. Сычкина. // Вестн. Волгоградского гос. арх.-стр. ун-та. Сер.: Строительство и архитектура. – 2014. – Вып. 38(57). – С. 49–64.
- [43] Сапин Д. А. Дополнительные технологические осадки фундаментов зданий соседней застройки при устройстве траншейной "стены в грунте": дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Д. А. Сапин. – Санкт-Петербург. – 2016. – 177 с.
- [44] Снитко А. Н. О решении контактной задачи для жёсткой стенки в упругой среде / А. Н. Снитко. // Сб. докладов по гидротехнике. – ВНИИГ. – 1970. – вып 11.
- [45] Снитко Н. К. Деформационный расчет шпунтовых стенок при учете переменности модуля деформации грунта по глубине / Н. К. Снитко, Е. Ф. Ежов. // Основания, фундаменты и механика грунтов : межвузовский тематический сборник трудов / Министерство высшего и среднего специального образования РСФСР. – Ленинградский ордена Трудового

- Красного Знамени инженерно-строительный институт. – Л. : [б. и.]. – 1978. – 42с.
- [46] Соколова О. В. Подбор параметров грунтовых моделей в программном комплексе Plaxis 2D / О. В. Соколова. // Инженерно-строительный журнал. - 2014. – № 4(48). – С. 10-16.
- [47] СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНИП 2.02.01-83*. – М.: – 2017. – 100 с.
- [48] СП 361.1325800.2017 Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов. – Москва.: Стандартинформ. – 2018. – 61 с.
- [49] СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования». – Москва.: – Стандартинформ. – 2018. – 109 с.
- [50] СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87. – М.: – 2017. – 143 с.
- [51] Тер-Мартirosян А. З. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком / А. З. Тер-Мартirosян, З. Г. Тер-Мартirosян, Чинь Туан Вьет. // Вестник МГСУ. – 2015. – № 9. – С. 72-82.
- [52] Тер-Мартirosян З. Г. Влияние граничных условий на расчетное сопротивление грунтов оснований фундаментов и предельную нагрузку на них/ З. Г. Тер-Мартirosян, А. З. Тер-Мартirosян, В. В. Сидоров, Нгуен Хуи Хиен. // журнал Геотехника. – 2012. – № 4. – С.12-15.
- [53] Тер-Мартirosян А. З. Опыт расчета и конструирования фундаментов высотных зданий в глубоких котлованах в сложных инженерно-геологических условиях / А. З. Тер-Мартirosян, А. В. Беспалова, А. Е. Беспалов, П. В. Карабанов. // Вестник МГСУ. – 2008. – № 2. – С. 119–128.
- [54] Тер-Мартirosян А. З. Осадка и несущая способность длинной сваи / А. З. Тер-Мартirosян, З. Г. Тер-Мартirosян, Чинь Туан Вьет, И. Н. Лузин. // Вестник МГСУ. – 2015. – № 5. – С. 52–61.

- [55] Тер-Мартirosян З. Г. Исследования грунтов оснований высотных зданий / З. Г. Тер-Мартirosян, А. З. Тер-Мартirosян. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. – № 5. – С. 2–12.
- [56] ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. – СПб. Правительство СПб. – 2004. – 45 с.
- [57] ТСН 50-304-2001 Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: – 2003. – 110 с.
- [58] Улицкий В. М. Подземные сооружения в условиях городской застройки на слабых грунтах / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин. // Гидротехника. – 2010. – № 2. – С. 46–50.
- [59] Улицкий В. М. Геотехническое сопровождение развития городов [Текст] : (практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки) / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – Стройиздат Северо-Запад: Группа компаний Геореконструкция.: – СПб. – 2010. – 551 с.
- [60] Улицкий В. М. Основы совместных расчетов зданий и оснований / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – СПб.: «Геореконструкция». – 2014. – 328 с.
- [61] Устинов Д. В. Подземные конструкции и подземные сооружения / Д. В. Устинов, С. А. Казаченко. – МИСИ-МГСУ. – 2015. – 6 с.
- [62] Ухов С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С. Б. Ухов, В. В. Семенов, В. В. Знаменский, З. Г. Тер-Мартirosян, С. Н. Чернышев. – АСВ: – 1994. – 527 с.
- [63] Фадеев А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев. – М.: Недра. – 1987. – С. 100-110.
- [64] Фадеев А. Б. Решение геотехнических задач методом конечных элементов / А. Б. Фадеев, А. Л. Прегер. – Томск: Изд-во Том. ун-та. – 1994. – С. 100-120.

- [65] Федоровский В. Г. Учет геометрической нелинейности в конечноэлементных расчетах грунтовых массивов / В. Г. Федоровский. // Сб. трудов НИИ оснований и подземных сооружений. – М. – 1986. – вып 86. – С. 3–9.
- [66] Федоровский В. Г. Численное моделирование работы образца грунта при трехосном сжатии / В. Г. Федоровский. // Численные методы решения задач механики грунтов и расчеты фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях : Сб. науч. тр. – Москва : [б. и.]. – 1985. – С. 145–154.
- [67] Федоровский В. Г. Метод расчёта свайных полей и других вертикально армированных грунтовых массивов / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 3. – С. 11–15.
- [68] Шашкин А. Г. Апробация технологии «стена в грунте» в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / А. Г. Шашкин, С. Г. Богов. // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 11. – С. 20–22.
- [69] Шулятьев О. А. Основания и фундаменты высотных зданий / О. А. Шулятьев. – М.: – АСВ. – 2016. – 392 с.
- [70] Шулятьев О. А. Геотехнические особенности проектирования высотных зданий в Москве / О. А. Шулятьев. // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 10. – С. 17–25.
- [71] Шулятьев О. А. Определение технологических осадок фундаментов близлежащих зданий при устройстве стены в грунте, грунтовых анкеров и буроинъекционных свай / О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачёва, Д. К. Минаков, Д. Ю. Соловьёв. // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. – № 4. – С. 129–141.
- [72] Шулятьев О. А. Опыт строительства многофункционального жилого комплекса / О. А. Шулятьев, О. Н. Исаев, Д. В. Наятов, Р. Ф. Шарифутдинов. // Жилищное строительство. – 2015. – № 9. – С. 21–29.

- [73] Шулятьев О. А. Особенности взаимодействия свай с грунтом и между собой в условиях свайного поля / О. А. Шулятьев, И. А. Боков. // Вестник НИЦ «Строительство». НИИОСП им. Н. М. Герсевича. Геотехника и подземное строительство. – 2014. – № 10. – С. 166–176.
- [74] Шулятьев О. А. Технологические осадки фундаментов реконструируемых зданий / О. А. Шулятьев, И. К. Попсуенко. // Вестник НИЦ «Строительство». НИИОСП им. Н. М. Герсевича. Геотехника и подземное строительство. – 2014. – № 10. – С. 177–178.
- [75] Шулятьев О. А. Фундаменты высотных зданий / О. А. Шулятьев. // Тр. Всерос. конф. С междунар. участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства», посвященной 80-летию со дня рождения профессора Бартоломея Адольфа Александровича (1934-2003 гг.) / Пермский нац. иссл. политехн. ун-т. – Пермь. – 2014. – С.202–244.
- [76] Якоби Э. К. Расчёт шпунтовых стенок / Э. К. Якоби. – СПб. – 1912. – 45 с.
- [77] Abdel-Rahman A. H. Foundation subsidence due to trenching of diaphragm walls and deep braced excavations in alluvium soils / A. H. Abdel-Rahman, S. M. El-Sayed. // Proceedings of the 17th International Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Alexandria. – Egypt. – 2009. – P. 1935-1938.
- [78] Abdel-Rahman A. H. Spatial stress deformation analysis for installation of a diaphragm wall / A. H. Abdel-Rahman, S. M. El-Sayed // Ain Shams University. Faculty of Engineering. Scientific Bulletin. – 2002. – Vol. 37. – No. 3. – P. 75-90.
- [79] American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges/ American Association of State Highway and Transportation Officials.-(AASHTO) Sections 3 and 7. – 2002. – 433 p.
- [80] Chang-Yu Ou. Deep excavation: theory and practice / Chang-Yu Ou. // Crc Press: – 2014. – 551 p.
- [81] Chang-Yu Ou. Deep Excavations. Theory and Practice / Chang-Yu Ou. // London, Taylor & Francis. – 2006. – 532 p.

- [82] Carder D. R. Behaviour during construction of a propped diaphragm wall in stiff clay at Walthamstow / D. R. Carder, I. G. Carswell, G. V. R. Watson. // Transport Research Laboratory project report No. 17. – Crowthorne. – Berkshire. – 1994.
- [83] Clough G.W. Construction induced movements of in situ walls/ G. W. Clough, T. D. O' Rourke. // Design and performance of earth retaining structures. – 1990. – № 25. – P. 439-470.
- [84] Clough G. W. Performance of tied-back walls in clay / G. W. Clough, Tsui Yuet. // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 1974. – № 1. – 100 p.
- [85] EUROCODE 8 (European pre-standard). Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures-Part 5: Foundations Earthquake Resistance of Structures-Part 5: Foundations/ 135 EUROCODE 8 (European pre-standard) - The Commission of the European Communities. – 1994. – 44 p.
- [86] Forsythe G. E. Finite-Difference Methods for Partial Differential Equations. Reprint of the 1960 original / G. E. Forsythe, W. R. Wasow. – Dover Phoenix Editions. Dover Publications. Inc. – Mineola. NY: – 2004. – c.
- [87] Franzius J. N. The influence of building weight on the relative stiffness method of predicting tunnelling-induced building deformation / J. N. Franzius, T. I. Addenbrooke. // 4th Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Toulouse. – 2002. – № 1. – P. 53-58.
- [88] Gaba A. R. Embedded retaining walls: guidance for economic design / A. R. Gaba, B. Simpson, D. R. Beadman. – London: CIRIA. – 2003. – 450 p.
- [89] Huder J. Stability of bentonite slurry trenches with some experience in Swiss practice / J. Huder. // Proc. 5th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng. – Madrid. – 1972. – Vol 1. – P. 517–522.
- [90] Ilyichev V. A. A settlement calculation for neighbouring buildings with mitigation measures upon underground construction / V. A. Ilyichev, N. S. Nikiforova, A. V. Konnov. // Proceedings of 19th International Conference on Soil, Mechanics and

- Geotechnical Engineering (Sep. 17-22, COEX, Seoul, Korea). – 2017. – № 1. – P. 1789-1792.
- [91] Ilyichev V. A. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation trenches/ V. A. Ilyichev, N. S. Nikiforova, E. B. Koreneva. // Proc.of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering "Geotechnical Engineering in urban Environments". – Madrid. – Spain. – 24-27th September 2007. – № 2. – C.581-585.
- [92] Kewei DING. Elastic-plastic Time history analysis on the super-high business-living building in hefei / Kewei DING, Chen LI. // Advances in Engineering Research. – 2016. – V. 72. – P. 178-181.
- [93] Lemmen H. E. The influence of foundation stiffness on the behavior of surface strip foundations on sand / H. E. Lemmen, S. W. Jacobsz, E. P. Kearsley. // journal of the south African institution of civil engineering issn 1021-2019. – 2017. – V59. – P. 19–27.
- [94] Leung C. F. Behavior of pile subject to negative skin friction and axial load / C. F. Leung, B. K. Liao, Y. K. Chow, R. F. Shen, Y. C. Kog. // Soils and Foundations. – 2004. – № 44(6). – P. 17-26.
- [95] Mirsayapov I. T. Bearing capacity and deformation of the base of deep foundations' ground bases / I. T. Mirsayapov, I. V. Koroleva. // Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proc. intern. Symp. – Seoul. –Korea. – 25-27 August. 2014. – Lieden: Balkema. – 2014. – P. 401-404.
- [96] Moormann Ch. A study of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on worldwide experiences / Ch. Moormann, H. R. Moormann. // Proc. the 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4th Session Deep Excavation: Design and analysis. – France. – 23-25 October. – 2002. – P. 477–482.
- [97] Peck R. B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report / R. B. Peck. // Proc 7th Int Conf SMFE. – Mexico City. – 1969. – P. 147–150.

- [98] Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, 3D Foundation. Scientific Manual / R.B.J. Brinkgerve [и др.] – Balkema. – 2006.
- [99] Puller M. Deep excavations: a practical manual / M. Puller. – London: Thomas Telford. – 2003. – 584 p.
- [100] Sanctis de L. Finite element analysis of the excavation of the new Garibaldi station of Napoli underground / L. Sanctis, A. Mandolini. // Proceedings of the International Conference on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Bochum. – Germany. – 2006. – P. 57-67.
- [101] Skorikov A. V. Behavior of Plate Foundation in Deep Excavation beneath 32-storey Building in Moscow / A. V. Skorikov, E. I. Razvodovsky, V. Kolybin, A. A. Starshinov. // Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. – 2006. – P. 907–913.
- [102] Thompson P. A review of retaining wall behaviour in overconsolidated clay during the early stages of construction / P. Thompson. – MSc thesis. Imperial College. – London. – 1991.
- [103] Thorley C. B. Settlement due to diaphragm wall construction in reclaimed land in Hong Kong / C. B. Thorley, R. A. Forth // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2002. – Vol. 128. – No 6. – P. 473-478.
- [104] Uriel, S. Stress and strain besides a circular trench wall / S. Uriel, C.S. Oteo // Proceedings of the 9th conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo. – 1977. – P. 781-788.
- [105] Van Impe W F. Deformation of Deep Foundation / W. F. Van Impe // On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – 1991. – P. 1021–1062.
- [106] Viggani C. Pile and Pile Foundation / C. Viggani, A. Mandolini, G. Russo. // Spon Press. – London. – 2011. – 278 p.
- [107] Vlasov A. N. The use of pressed piles when constructing the foundations of buildings and structures erected near potentially dangerous landslide slopes / A.

- N. Vlasov, M. V. Korolev, V. V. Znamenckii, P. M. Korolev. // (Scientific journal "Science and Business: Development Paths"). – 2018. – №. 6(84). – P. 52- 59.
- [108] Xanthakos P. P. Slurry Walls / P. P. Xanthakos. – New York. : McGraw Hill. – 1979.
- [109] Xiangfu C. Settlement Calculation on High-Rise Building / C. Xiangfu // Science Press Beijing and Springer. – 2011. – 430 p.
- [110] Znamenskii V.V. Influence of the enclosing structure of a trench-type wall in the ground on the heeling of a high-rise building on a raft foundation / V. V. Znamenskii, A. Ganbold. // Journal of Physics. – 2021. – T. 1928. – №1. 12030 p.

Приложение А – Значения критерия Стьюдента (для факторного анализа) [1]

Число степеней свободы	Уровень значимости *		
	0.1/0.9	0.05/0.95	0.02/0.98
1	5.31	12.7	31.82
2	2.92	4.3	6.97
3	2.35	3.18	4.54
4	2.13	2.78	3.75
5	2.01	2.57	3.37
6	1.94	2.45	3.14
7	1.89	2.36	3.0
8	1.86	2.31	2.9
9	1.83	2.26	2.82
10	1.81	2.23	2.76
11	1.8	2.2	2.72
12	1.78	2.18	2.68
13	1.77	2.16	2.65
14	1.76	2.14	2.62
15	1.75	2.13	2.6
16	1.75	2.12	2.58
17	1.74	2.11	2.57
18	1.73	2.1	2.55
19	1.73	2.09	2.54
20	1.73	2.09	2.53
21	1.72	2.08	2.52
22	1.72	2.07	2.51
23	1.71	2.07	2.50
24	1.71	2.06	2.49
25	1.71	2.06	2.49
26	1.71	2.06	2.48
27	1.71	2.06	2.47
28	1.7	2.05	2.46
29	1.7	2.05	2.46
30	1.7	2.04	2.42
40	1.68	2.02	2.39
60	1.67	2.0	2.36
120	1.66	1.98	

Приложение Б – Значения критерия Фишера при уровне значимости 0.05 [1]

Большей	Меньшей										
	1	2	3	4	5	6	8	10	20	50	
1	161	200	216	225	230	234	239	244	248	252	254
2	18.51	19	19.16	19.25	19.3	19.33	19.37	19.39	19.45	19.47	19.5
3	10.13	9.55	9.28	9.12	9.01	8.94	8.84	8.78	8.66	8.58	8.53
4	7.71	6.94	6.59	6.39	6.26	6.16	6.04	5.96	5.8	5.7	5.63
5	6.61	5.76	5.41	5.19	5.06	4.95	4.82	4.74	4.66	4.44	4.36
6	5.99	5.14	4.76	4.53	4.39	4.28	4.15	4.06	3.87	3.75	3.67
8	5.32	4.46	4.07	3.84	3.69	3.58	3.44	3.35	3.15	3.03	2.93
10	4.96	4.1	3.71	3.48	3.33	3.22	3.07	2.98	2.77	2.64	2.54
15	4.54	3.68	3.29	3.06	2.9	2.79	2.64	2.54	2.33	2.18	2.07
20	4.35	3.49	3.1	2.87	2.71	2.6	2.45	2.35	2.12	1.96	1.84
40	4.08	3.23	2.84	2.61	2.45	2.34	2.18	2.08	1.84	1.66	1.61
100	3.94	3.09	2.7	2.46	2.3	2.19	2.03	1.92	1.68	1.48	1.28
>100	3.84	2.99	2.6	2.37	2.21	2.09	1.91	1.83	1.57	1.35	1.0