Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского»

На правах рукописи

Дьяков Михаил Игоревич

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИХ ФУНДАМЕНТОВ С ОСНОВАНИЕМ ПРИ БЫСТРОМ ДОГРУЖЕНИИ

2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

> Научный руководитель: кандидат технических наук, доцент Барыкин Борис Юрьевич

оглавление

ВВЕДЕНИЕ	4
1 Аналитический обзор исследований в области силового взаимодействия	
фундаментов с основанием при различный видах нагружений	12
1.1 Экспериментальные и теоретические исследования напряженно-	
деформированного состояния основания	12
1.2 Исследования в области взаимодействия фундаментов с основанием при	
различных видах и схемах нагружения	20
1.3 Исследование влияния динамических, импульсных нагрузок и скорости	
нагружения на характеристики грунта и напряженно-деформированное	
состояние основания	24
Выводы по разделу 1	37
2 Методика экспериментальных исследований взаимодействия отдельно	
стоящих фундаментов с основанием при медленном нагружении и быстром	
догружении	40
2.1 Обоснование методики экспериментальных исследований и	
планирование экспериментов	40
2.2 Серии экспериментов с железобетонными моделями фундаментов	45
2.3 Оборудование и методика исследований в грунтовом лотке	49
2.4 Методика экспериментов с металлическими моделями	57
Выводы по разделу 2	60
3 Результаты экспериментальных исследований взаимодействия отдельно	
стоящих фундаментов с основанием при медленном нагружении и быстром	
догружении	62
3.1 Результаты первой серии экспериментов	62
3.2 Результаты второй серии экспериментов	77
3.3 Результаты третьей серии экспериментов	86
3.4 Результаты исследований с металлическими моделями	98

Выводы по разделу 3	111
4 Разработка алгоритма и методики определения эпюры нормальных	
контактных напряжений под подошвой отдельно стоящего фундамента и	
расчет фундамента на изгиб при быстром догружении	113
4.1 Теоретические предпосылки и экспериментальные основы	113
4.2 Разработка алгоритма и методики определения нормальных контактных	
напряжений в грунте при взаимодействии отдельно стоящего фундамента с	
основанием при быстром догружении	118
4.3 Расчет отдельно стоящего фундамента на изгиб при воздействии	
быстрого догружения	130
4.4 Алгоритм и методика расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб	
при воздействии быстрого догружения	135
4.5 Сопоставление результатов расчета эпюр нормальных контактных	
напряжений с экспериментальными данными	139
4.6 Сопоставление результатов расчета отдельно стоящих фундаментов на	
изгиб при быстром догружении с экспериментальными данными, оценка	
погрешности методики расчета	146
Выводы по разделу 4	150
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	152
СПИСОК ТЕРМИНОВ	154
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	155
Приложение А (Программа расчета отдельно стоящих фундаментов при	
быстром догружении)	180
Приложение Б (Внедрение)	183
Приложение В (Статистическая обработка результатов)	188

введение

Актуальность темы исследования. В настоящее время нормативный инженерный расчет отдельно стоящих фундаментов в Российской Федерации и ряде зарубежных стран выполняется при прямоугольной эпюре нормальных контактных напряжений в случае нагружения фундамента центральной нагрузкой либо трапециевидной эпюре – при внецентренной нагрузке. В значительном количестве исследований указывается на отличие реальной формы эпюры напряжений от нормативной. Большинство нормальных контактных исследователей сходятся во мнении о трансформации эпюры нормальных контактных напряжений в процессе нагружения от седловидной к параболической и стреловидной не только под гибкими, но и жесткими фундаментами. При этом не рассматривается возможность возникновения быстрых (внезапных) догружений и их влияние на форму эпюры нормальных контактных напряжений и конструкцию фундамента.

Под быстрым (внезапным) догружением в проведенных исследованиях понимается дополнительное нагружение фундаментов нагрузкой, скорость возрастания которого превышает скорость процесса перераспределения напряжений в основании от данного догружения, но не вызывает существенного динамического эффекта. Причины возникновения быстрых догружений достаточно разнообразны. В условиях территорий со сложным рельефом местности Крыма и Кавказа они могут происходить вследствие развития склоновых и других экзогенных процессов в виде оползней, обрушений откосов грунта, селевых потоков и т.д. При реконструкции быстрые догружения связаны с пересадкой здания либо передачей части нагрузки на новые фундаменты [64]. Быстрое догружение фундаментов происходит при повреждении колонны каркасного здания и в ряде других аварийных ситуаций. Учитывая, что быстрые фундаментов достаточно распространены, а догружения ИХ влияние на взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием не достаточно изучено, тема исследований является актуальной.

Степень разработанности темы исследования. Исследования в области взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с грунтовым силового основанием, в том числе при особых видах нагружений, в различные годы зарубежными учеными, выполнялись отечественными и среди которых: М.Ю. Абелев, В.М. Алексеев [1, 2], А.А. Бартоломей, В.Г. Березанцев [5], А.Н. Богомолов [6], Ю.В. Галашев [15, 16], Х.Г. Гафуров, А.В. Голли, М.Н. Гольдштейн [17,18], А.Л. Гольфред, М.И. Горбунов-Посадов [19], А.Л. Готман [21], Б.И. Далматов, В.Л. Дедов, С.В. Довнарович, И.М. Дорошкевич, В.П. Дыба [30], П.Д. Евдокимов [43], О.В. Евдокимцев, С.И. Евтушенко [45], М.В. Егоров, Ю.К. Зарецкий [51], Н.Л. Зоценко [52], В.В. Ильичёв [53, 54, 114], А. Казагранде, К.С. Какенеов [56], М.Т. Кенесбаев, С.Н. Клепиков [59], В. С. Коровкин [65], А. П. Криворотов, Е.Н. Курбацкий [70], Г.Е. Лазебник [72], В.В. Леденев [74-76], Т.Ф. Липовецкая [78], Май Дык Минь, Н.Н. Маслов, И. Т. Мирсаяпов [86], Ю.Н. Мурзенко [87-92], А.И. Полищук [96], А.В. Прокопенко [97], Л.Н. Рассказов, С.В. Родин [100], А.Г. Родштейн [101], О.А. Савинов [104], В.И. Соломин, Г.М. Скибин [107-109], Е.А. Сорочан [112], А.З. Тер-Мартиросян [119-122], З.Г. Тер-Мартиросян [123, 124, 126, 127], А.Н. Тетиор [129, 130], Р. Уайтман, В.М. Улицкий, В.А. Флорин [138], Ю.И. Харин [139], Р.Р. Хасанов, А.А. Цесарский, В. Шанон, В.Г. Шаповал, В.Б. Швец, В.П. Шумовский, R. Saito [163], H. Fukuoka, K. Sassa, D.W. Taylor [168], M.F. Randolph [161], B.P.Sethy [166], E.Zaharescu [173], J.–L. Briaud и др.

Выявлены характерные особенности поведения основания и фундаментов при малоцикловых нагрузках, динамических, импульсных и других видах нагрузки, предложены методики расчета фундаментов и основания. Несмотря на распространенность быстрых догружений конструкций зданий и сооружений, их влияние на взаимодействия фундаментов с основанием остается практически не изученным. Быстрые догружения фундаментов не учитываются в нормативных документах, в методиках определения эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента и расчетных моделях силового сопротивления фундаментов, в расчете зданий на прогрессирующее обрушение и особые воздействия [60-63, 116, 117, 132-133]. В научных публикациях отсутствуют предложения по учету быстрого догружения фундаментов в расчетных моделях основания и методике расчета фундаментов, что определяет актуальность научных исследований по данной тематике.

В исследованиях А.С. Везиса, А.Н. Драновского [24-27], М. С. Савкина, А.И. Латыпова, В. С. Федорова [135-136], В.А. Коронатова [67], Е.К. Юнина [141], В.В. Леденева [74-75], В.Г. Однолько, З.Х. Нгуена, С.Ф. Маклакова [80], В.А. Мишина, Н. Н. Маслова, А. Казагранде, В. Шанона, Р. Уайтмана, Н.Я. Хархуты [140], Г.В. Рыкова [103], А.М. Скобеева, Л.Ф. Сиразиева [106], М.Г. Скибина [107-109], К.С. Какенеова [56], Л.Ф. Сиразиева [106], В.В. Денисенко [22], П.А. Ляшенко рассмотрены вопросы влияния скорости нагружения и перемещения на характеристики грунта и основание. В исследованиях Н.Я. Хархуты, Ю.М. Васильева [140] определено, что наибольшее влияние на связные грунты оказывает нагружение со скоростью 0,01...3,0 МПа/мин. Вместе с тем, эксперименты в многих исследованиях проводились преимущественно штампами либо на лабораторном оборудовании. При этом влияние быстрого догружения на силовое взаимодействие фундаментов с основанием практически не изучалось.

Цель диссертационного исследования: разработка методики расчета проектируемых и подлежащих проверке отдельно стоящих фундаментов в условиях прогнозируемой возможности возникновения внезапного быстрого догружения.

Задачи диссертационного исследования:

1. Дать анализ современного состояния исследований в области: работы грунтового основания отдельно стоящих фундаментов; взаимодействия фундаментов с основанием при различных видах и характерах нагружений; влияния скорости нагружения на характеристики грунта.

2. Провести экспериментальные исследования взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении от эксплуатационной нагрузки различного уровня.

3. Выявить особенности изменения напряженно-деформированного состояния грунтового основания при быстром догружении и его влияние на подошву отдельно стоящего фундамента.

4. Выбрать и доработать модель грунтового основания для рассматриваемых условий взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении.

5. Разработать алгоритм и методику определения эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящих фундаментов при воздействии быстрого догружения.

6. Разработать алгоритм и методику расчета отдельно стоящих фундаментов с учетом изменения эпюры нормальных контактных напряжений при быстром догружении.

Объектом исследования являются отдельно стоящие фундаменты на грунтовом основании.

Предметом исследований является изменения параметров взаимодействия фундаментов с основанием при быстрых догружениях.

Научная новизна работы состоит в уточнении расчетной модели силового сопротивления отдельно стоящих фундаментов, учитывающей увеличение краевых нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента при быстром (внезапном) догружении, а именно:

– выявленных особенностях силового взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстрых догружениях, основными из которых являются: изменение формы эпюры нормальных контактных напряжений с относительным увеличением ординат под краевой зоной подошвы и уменьшением под центральной частью; изменение характера и величины осадки; увеличение воздействия реактивного отпора грунта на фундамент по мере увеличения разницы между уровнем эксплуатационной нагрузки и уровнем быстрого догружения, что требует учета при расчете фундаментов, в процессе работы которых прогнозируется возможность быстрого догружения;

– развитии модели грунтового основания Фусса-Винклера для применения в условиях возникновения быстрого догружения отдельно стоящих фундаментов, включающее разные коэффициенты постели по площади подошвы фундаментов, изменяющиеся с увеличением уровня нагруженности основания, которые учитывают: развитие пластических деформаций под краевыми зонами подошвы, формирование уплотненного ядра под центральной частью подошвы – при эксплуатационной нагрузке; замедление развития пластических деформаций в грунте под краевыми зонами подошвы и процесса формирования уплотненного ядра под средней частью подошвы – при быстром догружении;

– разработке алгоритма и методики расчета эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящего фундамента при быстром догружении, предусматривающих последовательное определение эпюры нормальных контактных напряжений при эксплуатационной нагрузке и дополнительной эпюры нормальных контактных напряжений при быстром догружении, учитывающей эпюру эксплуатационной нагрузки, суммирование эпюр;

– разработке алгоритма расчета прочности проектируемых и подлежащих проверке отдельно стоящих фундаментов в условиях прогнозируемой возможности быстрого догружения, учитывающего изменение эпюры нормальных контактных напряжений в зависимости от истории нагружений и предусматривающего определение изгибающего момента в фундаменте отдельно от составляющих объема эпюры эксплуатационной нагрузки и нагрузки быстрого догружения.

Теоретическая и практическая значимость работы. Теоретическая значимость работы заключается в том, что:

 выявлена закономерность изменения силового взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении;

– разработан алгоритм и методика определения эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящих фундаментов при воздействии быстрого догружения на основании усовершенствованной модели Фусса-Винклера.

Практическая значимость работы заключается в разработке методики расчета отдельно стоящих фундаментов при воздействии быстрого догружения, позволяющей использовать ее:

 при проектировании отдельно стоящих фундаментов в условиях прогнозируемой возможности возникновения быстрого догружения;

 при проектировании реконструкции зданий с пересадкой на новые фундаменты для уточнения их параметров;

– при расчетной оценке состояния основания и фундаментов, оценке риска разрушения фундаментов на объектах, подверженных воздействию быстрых догружений, в том числе связанных с экзогенными процессами, запредельными нагрузками и т.д.

Методология и методы исследования. Для решения задач, поставленных в диссертационной работе, использовались следующие научные методы исследования: экспериментальный метод с испытанием железобетонных и металлических моделей фундаментов на песчаном основании, методы физического и математического моделирования, расчетно-аналитический метод, методы анализа, синтеза и сравнения и др.

Положения, выносимые на защиту:

 Результаты экспериментальных исследований и выявленные особенности силового взаимодействия фундаментов с грунтовым основанием при быстром догружениии.

 Усовершенствованная модель грунтового основания Фусса-Винклера для применения в условиях возникновения быстрого догружения.

 Алгоритм и методика расчета эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента при быстром догружении.

 Алгоритм и методика расчета проектируемых и подлежащих проверке отдельно стоящих фундаментов в условиях прогнозируемой возможности быстрого догружения.

Степень достоверности и апробация результатов.

Достоверность полученных в работе результатов обеспечена применением апробированных и основанных на нормативных подходах методик экспериментальных исследований, экспериментальные исследования выполнены в достаточном для анализа и статистической обработки объеме, в процессе формирования алгоритмов и методики расчета использовались методы теории механики грунтов. Результаты расчета в разработанных методиках показали хорошую сходимостью с опытными данными.

Результаты научных исследований доложены и обсуждены на таких международных научных и научно-практических конференциях, как:

– III Международная научно-техническая конференция «Строительство и архитектура: теория и практика инновационного развития» (CATPID-2020), 28-30 сентября 2020, г Нальчик.

– V Международная научно-практическая конференция «Методология безопасности среды жизнедеятельности», г. Симферополь, 03-07 октября 2022 г.

 – VI Международная научно-практическая конференция «Методология безопасности среды жизнедеятельности. Республика Крым, Симферополь, 04-06 октября 2023 г.

– Научно-техническая конференция: «Современные методы проектирования, подземного строительства и реконструкции оснований и фундаментов», посвященная 90-летию кафедры геотехники СПбГАСУ, Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 23-25 октября 2024 г.

В полном объеме работа была рассмотрена и одобрена на объединенном «Геотехники заседании кафедр И конструктивных элементов зданий», «Строительных конструкций», «Строительного инжиниринга И материаловедения», «Технологии, организации и управления строительством» института «Академия строительства архитектуры И федерального образовательного государственного автономного учреждения высшего образования «Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского» 10.06.2024 г.

Результаты исследования внедрены: при расчете конструкции усиления поврежденного многоэтажного каркасного здания служебно-бытового блока Курской АЭС, предусматривающей переопирание колонн крайнего ряда каркаса здания на дополнительный независимый ленточный фундамент (произведен проверочный расчет вновь устраиваемого фундамента на быстрое догружение эксплуатационными нагрузками); при расчетной оценке фундаментов многоэтажного здания компанией ООО «Гранд Конструктив» в условиях быстрого увеличения нагрузок на колонны здания в процессе монтажа металлической конструкции мостового перехода и при въезде автомобиля на мостовое сооружение; при разработке ООО «ЮгИнжПроект» проектных решений по усилению фундаментов здания гражданского назначения для расчетного уточнения параметров дополнительных фундаментов, устраиваемых взамен поврежденных; компанией ООО «Стройэксперт» при расчете несущей способности фундаментов с учетом дополнительных быстровозрастающих нагрузок при монтаже на перекрытие реконструируемого каркасного здания инженерного оборудования, обладающего значительным состояния весом; при оценке основания И фундаментов в рамках разработки ООО КрымСтройИндастриал» проекта реконструкции многоэтажного каркасного здания с перепрофилированием под складское здание; в практические и лекционные занятия курса «Специальные вопросы проектирования оснований и фундаментов», читаемого по программе подготовки магистров направления 08.04.01 «Строительство» магистерская программа «Геостойкое строительство зданий и сооружений».

1 Аналитический обзор исследований в области силового взаимодействия фундаментов с основанием при различный видах нагружений

1.1 Экспериментальные и теоретические исследования напряженно-деформированного состояния основания

Олной первостепенных взаимодействия ИЗ задач В исследовании фундаментов с грунтовым основанием является изучение и определение закономерностей распределения нормальных контактных напряжений по подошве. Решению данной задачи посвящено значительное количество работ таких авторов, как: Абелев М.Ю., Баранов Д.С. [4], Бартоломей А.А., Босаков С.В. [8], Бугров А.К. [9], Ван Л.А. [12], Гольдштейн М.Н. [17,18], Голли А.В., Далматов Б.И., Довнарович С.В., Егоров К.Е., Клейн Г.К. [58], Коновалов П.А., В.С. Коровкин [65], Куликов К.К., Лазебник Г.Е. [72], Липовецкая Т.Ф. [78], Мурзенко Ю.Н. [89, 91, 92], Никитин В.М. [94], Полищук А.И. [96], Ухов С.Б., Палантиков Е.А., Родштейн А.Г. [101], Скормица П.А., Тепляков А.А., Финаев И.В., Цесарский А.А., Цитович Н.А., Черкасов И.И. и др. Большинство работ выполнялось с использованием жестких штампов. Опыты проводились как на песчаном основании, так и основании из пылевато-глинистых грунтов.

Все авторы отмечают трансформацию эпюры нормальных контактных напряжений по мере возрастания нагрузки на штамп или фундамент, включающую относительное увеличение ординат эпюры под средней частью подошвы и уменьшение – под краевыми зонами. Как правило, форма эпюры в исследованиях изменялась от седловидной, характерной на начальных этапах загружения, к параболической на песчаном основании и к стреловидной на пылевато-глинистых грунтах. Концентрация напряжений под центральной частью подошвы отмечается как основное отличие формы эпюры нормальных контактных напряжений под гибкими фундаментами. В то же время, изменение формы эпюры от седловидной к параболической наблюдается и под жесткими моделями фундаментов.

В исследованиях А.В. Вронского, В.В. Леденева [75, 76], В.А. Ильиных, Т.И. Финаевой, С.И. Яковлева, Е.А. Сорочана [112], Арининой Э.В. [3] и др. изучалось распределение нормальных контактных напряжений под подошвой моделей фундаментов штампов. Основанием служили песчаные и пылевато-глинистые грунты. Исследования проводились при внецентренной нагрузке с различным эксцентриситетом ее приложения. Во всех экспериментах отмечалась трансформация эпюры с увеличением уровня нагружения под средней частью подошвы, а также смещение центра тяжести эпюры в направлении действия момента с увеличением эксцентриситета приложения нагрузки.

В значительном количестве экспериментальных исследований напряженнодеформированного состояния основания под фундаментами и штампами указывается на образование под центральной частью подошвы уплотненного или переуплотненного грунтового ядра. Изучению данного вопроса посвящены Ю. M. Бурела, Б. Вака, М.Ш. работы: Биареза, Минцковского [83], С.Е. Кагановской, С.С. Тимофеева [131], В.С. Миронова [85], Н.Ф. Чертолиса, А.И. Калаева, В.М. Никитина [94], Н.С. Несмелова, Г.Н. Симонова, К.А. Дубова, В.Н. M.M. Л.Г. Мищенко, M.X. Морозова, Алдунгарова, Пигулевского, В.Г. Березанцева [5], М.В. Малышева [81], Е. Захареску [173], А.П. Криворотова [69], C.A. Елизарова [50], В.В. Леденёва [74-77], Е.А. Будыльской [10], А.Н. Богомолов [6], О.А. Вихаревой, Drucker D.C. [151] и др.

Его существование впервые обосновано Пигулевским М.Х., подробно рассмотрено в исследованиях Березанцева В.Г. [5], Малышева М.В. [81], Захареску Е. [173] Криворотова А.П. [69] и других авторов. Отмечено влияние грунтового ядра на несущую способность основания, осадку фундаментов, распределение напряжений в массиве грунта и нормальных контактных напряжений.

С.С. Тимофеев [131], основываясь на экспериментальных исследованиях, рассматривает форму ядра уплотненного грунта полукруглой, независимой от параметров штампа, основания и характеристик внешней нагрузки. В то же время отмечается недостаточность исследований данного вопроса при сложных видах нагружения.

В исследованиях С.А. Елизарова [50], М.В. Малышева [81], В.В. Леденёва [77] со штампами методами фотофиксации определена треугольная форма упругого ядра, имеющая вогнутые стороны. Авторы отмечают непостоянство глубины расположения вершины ядра с уменьшением по мере нагружения и увеличением в процессе наступления предельного состояния основания.

Работы Будыльской Е.А. [10] затрагивают вопросы формирования уплотненного ядра грунта под подошвой отдельно стоящих фундаментов. Автором рассматривается тангенсоидная форма ядра под жестким квадратным фундаментом, определенная расчетным путем. За основу методики взята модель «нелинейного деформирования предельно напряженного грунта Л.М. Борозинец [7] и данные, полученные в экспериментальных штамповых исследованиях на супесчаном основании (рисунок 1.1).



Рисунок 1.1 – Форма уплотненного ядра, полученная Будыльской Е.А. расчетным путем и эпюра контактных давлений [10]

В исследованиях рассматривается седлообразная форма эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой, при этом отмечается, что разница

равномерного распределения напряжений от воздействия фундамента и седлообразного распределения реактивных напряжений уравновешивается более высоким уровнем напряжений по контурным зонам (рисунок 1.2).



Рисунок 1.2 – Образование эпюры контактных напряжений под подошвой фундаментов по Будыльской Е.А. [10]

Следует отметить, что представленная автором методика расчета плохо М.П. согласуется исследованиями В.П. Дыбы Матвиенко [28]. С И экспериментально установившими, что как для песчаных, так и пылеватоглинистых грунтов уже на начальных стадиях нагружения характерна трансформация эпюры нормальных контактных напряжений сторону В параболической, треугольной либо стреловидной формы.

М.П. Матвиенко, В.П. Дыба, Аль Екаби Хаки Хади Аббуд [82] провели экспериментальные исследования с моделями фундаментов размерами 0,45 х 0,60 м. Для исследований использовался грунтовый лоток, заполненный среднезернистым песком, размерами в плане 3,0 х 3,0, глубиной 2,0 м. Ступенчатое нагружение осуществлялось домкратами. В экспериментах измерялись: контактные напряжения под подошвой и напряжения в основании на глубину до 0,6 м, прогиб и осадка фундамента. Результаты исследований показали криволинейную форму эпюры нормальных контактных напряжений с изменением ее по мере нагружения от седловидной к параболической (рисунок 1.3). Для расчета несущей способности фундаментов использовалась методика СП 28.13330.2011 и методика, которую изложил В.П. Дыба в [30]. При этом предельная нагрузка на фундамент, полученная экспериментальным путем оказалась несколько выше значения, определенного по предложенной в [30] методике и существенно ниже значения определенного по СП 28.13330.2011. Расхождения в результатах опытной и расчетной несущей способности фундамента авторы работы объясняют неправильностью предположения о том, что для песчаных грунтов на диаграмме Мора предельной линия имеет прямолинейный характер.



Рисунок 1.3 – Эпюра нормальных контактных напряжений под подошвой модели фундамента, полученная в [82] экспериментально

В исследованиях Аптекаря Л.Д., Березанцева В.Г.. Баршевского A.C. [57], Б.Н., Евдокимова П.Д., Кананяна Криворотова В.И. [68]. Липовецкой Т.Ф. [78], Ничипоровичем А.А., Ремизникова В.К., Родштейна А.Г. [101], Хрусталева Н.Я., Шадринова Г.С., Швецовой Н.И., и др. уделено значительное внимание изучению траектории перемещения частиц грунта в основании фундаментов, форме и размерам призмы выпора грунта. Для экспериментального изучения этих вопросов использовались различные методы исследования, в том числе применялась установка марок, перемещающихся с частицами грунта, исследовалось искривление полос окрашенного грунта и т.д. В исследованиях была установлена треугольная форма уплотненного ядра под подошвой жесткого фундамента и отмечено, что с нагружением ядро перемещается вместе с фундаментом. Угол в вершине уплотненного ядра принимается близким к 90°. В исследованиях уделено внимание построению поверхности скольжения, конфигурация которой связана с формой уплотненного ядра. При этом упругое ядро принимается как твердое не деформируемое тело. Авторами отмечается, что результаты исследований позволяют определить условия равновесия ядра, равнодействующие силы предельного давления, но не позволяют определить эпюру нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента.

Значительное количество работ посвящено вопросам деформаций в грунтовом основании при нагружении штампами и моделями фундаментов. Такими исследователями, как: Ю.В. Галашев [15,16], М.Н. Гольдштейн [17], В.П. Дыба [28], С.Г. Кушнер [71], А.П Криворотов [69], М.В. Малышев [81], Ю.Н. Мурзенко [91,92], Е.В. Никитин [94], В.Н. Соломин, В.С. Шматков [111], а также Е.В. Башкиров, Г.Г. Болдырева, Б. Брамс и А. Касбариан, А.К. Бугров [9], А.В. Гришин, К. Джерард, С.Е. Когановская, В.В. Ревенко, В.Н. Рудаков, А.С. Строгонов, К. Терцаги, Л.Н. Шутенко, В.Г. Федоровский установлены следующие особенности поведения грунтового основания по мере нагружения штампа:

 несоосность тензора напряжений и деформаций в основании, изменения, происходящие в траектории перемещения частиц грунта, с увеличением отклонения от вертикального направления:

изменение угла наклона на различных площадках относительно вертикали
главных сжимающих напряжений, а соответственно конфигурации их изолиний.

Значительное количество экспериментальных и теоретических исследований в области взаимодействия фундаментов с основанием выполнено представителями Новочеркасской научной школы, среди которых: Ю.Н. Мурзенко [87-92], В.П. Дыба [28-30], М.П. Матвиенко [82], Г.М. Скибин [107-110] и др. Многочисленными исследованиями установлено, что эпюра нормальных контактных напряжений под подошвой столбчатых и ленточных фундаментов с ростом внешней нагрузки

претерпевает изменения от вогнутой к параболической. Данный процесс характерен и при использовании жестких штампов, что исключает существенное влияние на трансформацию эпюры контактных напряжений деформации фундамента. В.П. Дыба и М.П. Матвиенко в [28] отмечают, что при использовании гибких фундаментов, данная тенденция усиливается.

Существенный вклад представителями школы внесен в изучение вопросов распределения компонентов тензора напряжений и тензора деформаций в массиве грунта под отдельно стоящими и ленточными фундаментами [92]. Сделан вывод о несоосности тензора напряжений и деформаций.

Ю.В. Галашевым было проведено сравнение опытных данных вертикальных деформаций основания, полученных физических экспериментах разными авторами с результатами расчета по решению К.Е Егорова [15]. Выявлены существенные отличия в опытных и расчетных изолиниях деформаций. В то же время в обоих вариантах можно выделить зону сжатия, располагающуюся под штампом и зону растяжения, находящуюся за пределами зоны сжатия.

Автором отмечен ряд качественных совпадений экспериментальных и расчетных данных вертикальных деформаций в основании. Среди них следует отметить: наличие полюсов сжатия под краевыми зонами и осевой линии штампа, положительную кривизну изолинии нулевых деформаций и ее начало от углов штампа. Среди существенных отличий отмечается разная глубина расположения полюсов сжатия у угловых зон штампа. При этом в экспериментах, в отличие от расчетного варианта, наблюдается уменьшение глубины полюса сжатия с внешней нагрузки. Изолиния увеличением нулевых деформаций В экспериментальных исследованиях в целом имеет большую крутизну относительно горизонтали.

Одним из выводов, сделанных Ю.В. Галашевым в процессе исследований, является возникновение под штампом значительного уплотнения песка основания до $\rho = 18,10$ кH/м³ в сочетании с существенным разуплотнением до $\rho = 15,56$ кH/м³. Оба значения сложно создать искусственным образом.

Изучению арочного эффекта и распределительной способности грунта, влияния конфигурации краевой зоны фундаментов в плане на несущую способность грунта и осадку посвящены работы В.П. Дыбы [28], Г.М. Скибина [108], С.И. Евтушенко [48], Д.Н. Архипова, Баданина А.Н., Демченко Ю.К., Платонова С.В. и других авторов. В результате экспериментов, проведенных в лотке размерами в плане 3,0 × 3,0 м на песчаном основании С.И. Евтушенко, С.Г. Чутченко, Р.Т. Могушковым и Р.Е. Скориковым [48] сделан вывод о вовлечении в работу большего объема грунта при использовании конструкций с ломанной краевой зоной. Положительным эффектом криволинейного очертания фундаментов авторы считают увеличение несущей способности фундамента по грунту, снижение его осадки, что связано с возникновением в грунте арочного эффекта и распределительной способностью грунта.

Значительное количество исследований посвящено изучению такого вопроса взаимодействия фундаментов с основанием, как осадка. Рядом исследователей (В.А. Флорин [137, 138], А. Скемптон, Л. Бьеррум, А.Ю. Мирный [84], С.Г. Кушнер [71], Vermeer P.A. [171] и др.) было предложено рассматривать конечную (полную) осадку основания, как состоящую из двух частей: начальной осадки (в мгновенной, условно различных источниках: мгновенной, немедленной, первичной, упругой, сдвиговой, дисторсионной и т.д.) и остаточной осадки (замедленной), развивающейся за определенное время. Как отмечается в [137] первоначально такое разделение рассматривалось только ЛЛЯ слабых водонасыщенных грунтов, затем разделение осадки было транспонировано на все типы грунтов. Позже рядом авторов были выделены такие составляющие замедленной осадки, как: осадки консолидации или уплотнения, связанные с фильтрационной консолидацией И пластические осадки, обусловленные уплотнением грунта периферийной зоны и боковым расширением.

В исследованиях Гольдштейна М.Н., Кушнера С.Г., Шевченко М.И. [18] отмечается упругий характер начальной осадки переуплотненных грунтов и грунтов, имеющих упруго-податливые структурные связи. Авторы выделяют такие причины данного явления, как: отсутствие разрушения связей между частицами

грунта и упругими контактами между частиц по типу «минерал-минерал», более низким уровнем давления в переуплотненных грунтах, чем то, которое привело к переуплотнению и др. На основании этого сделан вывод о целесообразности использования упругих моделей грунта при определении начальной осадки.

Несмотря на принятое мнение о незначительной доле начальных осадок от полных осадок, Флориным В.А., Кушнером С.Г. [71, 137] и другими учеными отмечается, что доля начальной осадки при быстром нагружении может достигать высоких значений. В качестве быстрых нагрузок рассматриваются нагрузки, связанные с различными испытаниями грунтов и строительных объектов, с перемещением подвижных составов и загрузкой складов, с высоким темпом строительства, с ударным и вибрационным характером нагружения. При этом отмечается возможные неравномерные осадки, сопровождающиеся деформацией сооружений.

Численные исследования напряженного состояния и несущей способности грунтового основания под фундаментом в различные годы выполнялись Прокопенко А.В., Богомоловым А.Н.

В исследованиях Прокопенко А.В., Богомолова А.Н. [97] сделан акцент на создание механико-математических моделей основания в упруго-пластической стадии работы грунта. Рассмотрено влияние на развитие областей предельного состояния, величину предельно допустимой нагрузки геометрических параметров фундаментов, физических характеристик основания и т.д.

Авторами выявлено существенное влияние коэффициента бокового давления ξ_0 на величину предельно допустимой нагрузки. Так отмечается, что при изменении ξ_0 с 0,3 до 0,78 происходит увеличение предельно допустимой нагрузки на 45-52%.

1.2 Исследования в области взаимодействия фундаментов с основанием при различных видах и схемах нагружения

Изучению эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой штампов и фундаментов при различных видах и схемах нагружения посвящены

работы Алексеева В.М. [1,2], Бартоломея А.А., Винокурова Е.Ф., Дыбы В.П. [28-30], Дьякова А.И., Дьякова И.М. [32,36,37], Евтушенко С.И., Шутова М.Н. [44-46], Егорова К.Е. [49], Ильичева В.А. [54], Клепикова С.Н. [59], Курбацкого Е.Н. [70], Кушнира С.Я. [72], Лазебника Г.Е. [72], Леденева В.В. [74-76], Малышева М.В., Зарецкого Ю.К., Широкова В.Н., Черемных В.А. [72], Мирсаяпова И.Т. [86], Мурзенко Ю.Н. [87-91], Невзорова А.Л. [49], Полищука А.И. [96], Родина С.В., Калафатова Д.А. [100], Ройтмана А.Г. [102], Скибина М.Г. [107-110], Соломина В.И., Копейкина В.С. [111], Тетиора А.Н. [130], Тер–Мартиросяна А.З., Тер– Мартиросяна З.Г. [119-128], Вепz Т. [145] и др.

Исследованиям напряженного состояния основания при циклических, повторных нагружениях, динамической и сейсмической нагрузке посвящены работы таких ученых, как: Вознесенский Е.А. [13, 14], Дьяков А.И. [36, 37], Евдокимцев О.В., Зарецкий Ю.К., Ильичёв В.В. [53,54], Ишихара К., Красников Н.Д., Леденев В.В. [74,75], Ляхов Г.М., Маслов Н.Н, Мирсаяпов И.Т. [86], Николаевский В.Н., Пшеничкина В.А. [99], Рассказов Л.Н., Савинов О.А., Ставницер Л.Р., Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З. [119, 120, 123, 124, 127] и др.

Значительное внимание в исследованиях Тер-Мартиросяна А.З. и Тер-Мартиросян З.Г. уделено построению реологических моделей скелета грунта, учитывающих накопление остаточных напряжений и деформаций при циклических и вибрационных воздействиях [124]. Модели основаны на результатах компрессионных и сдвиговых испытания песчаных и связных грунтов при циклических нагружениях, вибрационных нагрузках. Авторами определено, что на развитие деформаций грунта при циклических и вибрационных воздействиях влияют такие факторы, как амплитуда и время воздействий, уровень нагружения.

В исследованиях Алексеева В.М., Евдокимцева О.В., Леденева В.В., Калугина П.И. [1, 2] в качестве одной из причин роста перемещения штампов и фундаментов при воздействии повторных нагрузок рассматривается разрушение зерен и контактных зацеплений грунта. Увеличение количества циклов воздействия приводит к меньшей доле неупругих деформаций в работе грунта. Авторами отмечен эффект увеличения несущей способности грунта после воздействий повторных нагрузок и увеличение глубины деформирования. В то же время отмечается развитие трещинообразования в железобетонных фундаментах с увеличением количества циклов нагружения.

Экспериментальные и теоретические исследования В.В. Леденева [76] посвящены работе оснований и фундаментов при сложных видах силовых воздействий. Рассмотрены вопросы формирования эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой штампов и фундаментов, развитие осадки и др. при различных вариантах приложения и видах внешней нагрузки. В экспериментах использовались фундаменты и штампы различной конфигурации в плане: кольцевой, круглой, квадратной и т.д. При этом нагружение осуществлялось центральной и внецентренной, наклонной, повторными нагрузками.

Большинство экспериментов выполняли на песчаном основании. В опытах при изучении изменения осадки штампа во времени, наибольшее затухание деформаций песчаного основания наблюдалось в первые 15 минут после нагружения. Автором сделан вывод о зависимости физико-механических и прочностных характеристик основания от значительного количества факторов, среди которых: возраст основания, время нагружения и продолжительность действия нагрузки, развития деструктивных процессов, режим нагружения.

Автором отмечаются различия в осадке штампов и несущей способности маловлажного и увлажненного песчаного основания. Так, при использовании сплошного штампа, несущая способность увлажненного основания была в два раза меньше, чем маловлажного основания. При использовании кольцевого штампа равной площади при соотношении d/D>0,6 несущая способность увлажненного основания была больше, чем маловлажного.

Вместе с тем в экспериментах рассматривается поведение песчаного основания в длительных интервалах времени с целью изучения таких факторов, как релаксация напряжений, развитие деформаций и т.д. Вопросы изменения

напряженно-деформированного состояния при быстром нагружении основания не затрагиваются.

Изучению взаимодействия фундаментов с основанием при различных видах нагружения посвящены работы ученых: А.З. Тер-Мартиросяна и З.Г. Тер-Мартиросяна. По результатам изучения поведения не полностью водонасыщенного основания под подошвой фундамента при циклическом нагружении, авторами построены реологические уравнения, необходимые для определения и описания остаточных деформаций и изменения напряжений в грунте. Определена зависимость остаточных деформаций от амплитуды нагружений и уровня напряжений в грунте относительно предельной величины.

В.В. Леденев [76,77] на основании проведения штамповых испытаний на песчаном основании отмечает, что нагружение циклической нагрузкой приводит как к увеличению осадки, так и распространением в глубину уплотненного ядра. В экспериментах после ста циклов нагружений глубина деформирования увеличилась с 0,75b до 2,0b. В то же время автор отмечает, что независимо от вида нагружения угол выхода на поверхность линий скольжения не изменялся, составляя 4...26°.

В работах Дьякова А.И., Дьякова И.М в процессе исследований силового взаимодействия моделей железобетонных фундаментов на песчаном основании при воздействии малоцикловых нагрузок установлено повышение несущей способности фундаментов на продавливание [32]. В качестве основных причин данного эффекта рассматривается перераспределение нормальных контактных напряжений от периферийной зоны подошвы к центральной зоне, формирование в основании переуплотненного ядра. При этом данная трансформация эпюры приводит к уменьшению уровня и угла наклона главных сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона по граням колонны, что повышает прочность конструкции.

С.В. Родиным, А.Н. Тетиором, Д.А. Калафатовым [100, 130] на основании экспериментальных и теоретических исследований работы фундаментов на песчаном основании предложены новые взгляды на процесс разрушения фундаментов от продавливания. Авторами разработаны методы оценки несущей

способности фундаментов на продавливание, учитывающие трансформацию эпюры нормальных контактных напряжений в основании и концентрацию главных сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона фундамента над нормальной трещиной по грани колонны.

1.3 Исследование влияния динамических, импульсных нагрузок и скорости нагружения на характеристики грунта и напряженно-деформированное состояние основания

Исследованиям влияния на прочность и деформации грунта динамических нагрузок, посвящены работы: Г.И. Покровского, Д.Д. Барканова, И.А. Савченко, Е.М. Перлея, П.Л. Иванова, Ю.К. Зарецкого, Н.В. Флориной, Л.А. Эйслера, А.Н. Драновского [24], Е.А. Вознесенского [13, 14], Никифоровского В.С. [95], З.Г. Тер-Мартиросяна [122, 126], С.С. Давыдова, Х.А. Рахматулина, С.С. Давыдова, Д.Я. Самогоняна, С.С. Григоряна, Г.М. Ляхова, Б.А. Олисова, И.В. Зволинского, Н.Н. Маслова, В.А Пшеничкиной [115], С. Кимура, Н. Шинья, Б.В. Шриванта, С. Казухито Al–Mhaidib A.I. [143], М. Beaty [144], Р. Вугпе, Jia J. [154] и др.

Одним из важнейших вопросов влияния динамических нагрузок на основание является определение причин изменения прочности грунта на сдвиг и его плотности при динамических нагрузках. В исследованиях Д.Д. Баркана, Е.М. Перлея, Г.И. Покровского, И.А. Савченко, К. Терманна, К. Гау, Дж. Тидеманна. утверждается, что наибольшую роль в изменении характеристик работы основания играет изменение величины коэффициента сцепления и угла внутреннего трения. В исследованиях Ю.К. Зарецкого, П.Л. Иванова, Н.В. Флорина, Л.А. Эйслера в качестве причин изменения рассматривается кратковременная трансформация напряженно-деформированного состояния грунта. При этом авторы считают, что коэффициент сцепления и угол внутреннего трения остаются неизменными.

В работах Е.А. Вознесенского [13, 14], С. Кимура, Н. Шинья, Б.В. Шриванта, С. Казухито [157] указывается на вероятность более раннего разрушения грунта

при динамических нагрузках относительно статических. Автором предложен теримин «динамическая неустойчивость грунта» для определения данного фактора.

А.С. Везис в работе [172], направленной на обобщение экспериментальных данных по несущей способности основания и схемам его разрушения, отмечает, что при возрастании скорости нагружения штампа от статической до импульсной (10-4...10 дюйм/с) наблюдается изменение характера разрушения песчаных грунтов и глин. При низкой скорости нагружения характерно разрушение с выпором (полный сдвиг). При этом разрушение происходит внезапно. При высокой скорости наблюдается уплотнение грунта с вертикальными поверхностями сдвига. Момент разрушения сложно установить. Отмечается образование зоны разрыхления, расположенных у поверхностей разрушения грунта. Ширина таких зон в экспериментах составляла 3,2...6,4 мм.

А.Н. Драновский [25 – 27], Г.Н. Тимуршина, Р.А.Сайдашев, А.И. Латыпов, М. С. Савкин, Н.П. Су [167], выполняя исследования динамической прочности песчаных грунтов на срез установили, что в запредельном состоянии происходит неравномерная деформация образцов во времени. Авторы пришли к выводу, что причиной изменение скорости сдвига являются фрикционные автоколебания, возникающие в образце грунта. В соответствии с этим целесообразно рассматривать работу грунта в запредельной стадии, а именно процесс его деформирования и разрушение, как динамический, носящий скачкообразный, дискретный характер. Учитывая, что аналогами рассматриваемых колебаний являются автоколебания, происходящие при трении металлов, предлагается использовать математический аппарат теории релаксационных автоколебаний при трении металлов для описания автоколебаний в грунте. В работах [24, 27] А.Н. Драновский предложил кинетический метод для определения прочности грунта.

При рассмотрении вопросов влияния автоколебаний на работу грунтовых анкеров, их напряженно-деформированного состояния А.Н. Драновский и А.И. Латыпов [24] отметили переменный характер несущей способности и усилий

в анкере. Исследователи выдвигают гипотезу о влиянии на изменения в работе анкеров, и именно процесс сдвига корня относительно массива грунта, процесса автоколебаний. Было предложено рассматривать и различать статический и динамический (т.е. автоколебательный) виды запредельного деформирования анкеров. На рисунке 1.4 виден скачкообразный процесс перемещения анкера со статическими и динамическими этапами. При этом наиболее опасным процессом деформирования является автоколебательный процесс, так как в отличии от статического процесса, где значение несущей способности анкера не менее кинетического остаточного усилия сопротивления грунта по боковой поверхности (рисунок 1.4), развитии автоколебательного анкера F_{drk} при процесса деформирования несущая способность анкера может быть значительно ниже F_{drk}.

Вопросы влияния автоколебаний затрагиваются в работах Федорова В.С. [136], Коронатова В.А. [67], Юнина Е.К. [141], посвященных исследованию процесса бурения. В этих и других работах подчеркивается существенное влияние автоколебаний грунта и взаимодействующих с ним конструкций на несущую способность системы и ее деформируемость.



Рисунок 1.4 – Процесс перемещения анкера: Fdf, Fdrk и Fdrc – величины сопротивления грунта по боковой поверхности анкера: предельное, кинематическое и статическое остаточное [24]

Таким образом, с точки зрения сторонников теории автоколебаний, грунт в запредельном состоянии является не статической, а автоколебательной средой. Под

воздействием статических нагрузок в грунте возникают разрывные или релаксационные автоколебания. С точки зрения физики процесса автоколебаний грунта, до определенного уровня нагрузки в грунте происходит накопление потенциальной энергии формоизменения, после чего следует разрушение строения грунта, сопровождающееся пластическими деформациями и релаксацией сопротивления сдвигу. Далее вновь происходит накопление потенциальной энергии и последующая разгрузка.

Скорости осадок и деформаций грунта, перераспределению нормальных контактных напряжений посвящены работы: В.В. Леденева, В.Г. Однолько, 3.Х. Нгуена [118]. Расчетные модели скорости осадок рассмотрены Н.Н. Леонтьевым и Х.Ш. Тураевым.

В экспериментальных исследованиях В.В. Леденева [75, 76] при сопоставлении работы неармированного и армированного основания затронуты вопросы зависимости осадки штампа от скорости (интервалов) нагружения. Опыты проводили в грунтовом лотке размерами 1 х 0,85 х 0,6 м, заполненном суглинком. Диаметр штампа составлял 120 мм. Использовался ступенчатый способ приложения нагрузки с различными интервалами времени приложения: 15 с, 150 с, 500 с, 1500 с. На представленных в [75] автором графиках прослеживается снижение осадки штампа при уменьшении интервалов нагружения (рисунок 1.5).



Рисунок 1.5 – Графики зависимости осадки при различных интервалах нагружения, представленные в [75]: 1 – 15 с; 2 – 500 с; 3 –1500 с

Исследованиям влияния на прочность грунта скорости приложения нагрузки посвящены работы А. Казагранде, В. Шанона, Р. Уайтмана, С.Ф. Маклакова, В.А. Мишина, Н. Н. Маслова, О. А. Савинова.

С.Ф. Маклаков, В.А. Мишин [80] проводили исследования влияния на предел прочности грунтов при динамических нагружениях. Эксперименты проводили посредствам внедрения осесимметричного тела в грунт на специально разработанной установке. Диапазон скоростей внедрения тела в грунт составлял 2 - 100 м/с. Для сбора данных использовался метод регистрации динамических параметров с измерением касательных напряжений на поверхности внедряемого тела пьезоэлектрического преобразователя силы. Данный метод позволил выявить влияние нормальных напряжений на общую величину сопротивления грунта. Исследователями сделан вывод существенных различиях диаграмм 0 деформирования мягких грунтов, под которыми понимаются глины, суглинки,

супеси, при большой скорости деформирования в отличии от статического загружения [80]. Полученный авторами исследований график зависимости прочности грунта на сдвиг от скорости деформирования представлен на рисунке 1.6.



Рисунок 1.6 – Влияние скорости деформирования грунта на предел прочности на сдвиг по исследованиям [80]

В зарубежных исследованиях известны современные работы К. Thermann, С. Gau, J. Tiedemann [170], R. Saito, H. Fukuoka, K. Sassa [163], S. Kimura, N. Shinya, B.V. Shriwantha, S. Kazuhito [157], A.I. Al-Mhaidib [143], Beren M [146], направленные на изучение влияния скорости сдвига на прочность грунтов. В этих и других работах исследования, как правило, проводили на песчаном грунте. В работах отмечается кратковременное увеличение прочности грунта на сдвиг при увеличении скорости деформирования.

Н.Я. Хархута и др. [140] в результате сравнения экспериментальных исследований в компрессионном приборе при статическом и ускоренном нагружении образцов грунта установили, что режим нагружения существенно влияет на характеристики свойств грунтов. В экспериментах использовались связные грунты. Исследования проводились при различной скорости нагружения, но эффект снижения деформированности грунта был получен в диапазоне нагрузки 0,054 – 2,0 МПа/мин. Из диаграммы, представленной на рисунке 1.7 видно, что

полная деформация грунта с увеличением скорости нагружения уменьшается. Данный эффект авторы увязывают с уменьшением доли упругой деформации. При этом величина неупругих деформаций остается близкой к неизменяемой величине.



Рисунок 1.7 – Зависимость осадки образца суглинка от напряжений при исследованиях в компрессионном приборе с различной скоростью нагружения: 1 – 0,24 МПа/мин; 2 – 2,0 МПа/мин; 3 –20 МПа/мин; 4 – 220 МПа/мин [140]

Авторами исследования в опытах с большой скоростью нагружения было выявлено нарастание деформации сжатия в период последующей разгрузки образцов грунта. Данный эффект объяснен наличием у связных грунтов вязкопластических свойств. В итоге исследований Н.Я. Хархута сделал вывод, что выявленные особенности деформирования грунта могут существенно проявляется при скорости нагружения от 0,01 МПа/мин до 3,0 МПа/мин.

Исследования Г.В. Рыкова и А.М. Скобеева [103] посвящены измерению напряжений в грунтах при кратковременных нагрузках. Эксперименты проводили в квазистатической установке с использованием сбрасывания груза на амортизирующую прокладку. Авторы отмечают влияние на сжимаемость грунтов скорости деформирования, проявляющуюся в песках и пылевато-глинистых грунтах. Различия в деформации, по данным исследований, в связных грунтах достигают относительно аналогичных при медленном нагружении 300-400%. В песках различия в деформировании зависят от их влажности и возрастают с ее увеличением. Авторами исследований отмечена различная скорость деформирования различных типов грунта.

Ряд исследований затрагивают вопросы напряженно-деформированного состояния основания и процесса его деформирования при кратковременных испытаниях и быстром нагружении. При этом, как правило речь идет о водонасыщенном основании и изменении его параметров при быстрых темпах строительства. В.А. Миронов и О.Е. Софьин [85] с использованием собственного расчетного алгоритма исследовали напряженно-деформированное состояние основания при ступенчатом нагружении жесткого штампа размерами 1,0 х 1,0 м. Скорость нагружения вертикальной нагрузкой составляла 0,05 МПа/сут. Авторами отмечено снижение несущей способности основания при быстром догружении относительно медленного в 1,55 раза, развитие пластических деформаций при быстром нагружении в водонасыщенном основания одновременно под всем штампом, отсутствие образования уплотненного ядра. В процессе исследований сделан вывод о большей осадке водонасыщенного основания при повышении скорости нагружения.

Исследования Сиразиева Л.Ф. [106] рассматривают поведение трехслойного грунтового водонасыщенного основания при кратковременном нагружении штампом. Исследования были проведены в квадратном грунтовом лотке со стороной ребра 1 м. Использовалось трехслойное основание с изменяющимся в экспериментах типом грунтов. Автором отмечается изменение с нагружением штампа формы эпюры нормальных контактных напряжений от седлообразной к параболической. Сделан вывод о сложном и неоднородном, изменяющемся с нагружением нагружением напряженно-деформированном состоянии основания. В качестве

причины данного состояния основания автором исследований указывается процесс кратковременной консолидации.

Представляют интерес исследования взаимодействия фундаментов с грунтовым основанием при подъеме фундаментов домкратами, проведенные в различные годы Генделем Э.М., Зотовым М.В., Зотовым В.Д., Клепиковым С.Н., Горбуновым-Посадовым М.И., Скибиным М.Г. Субботиным А.И. и др., так как процесс подъема, как правило, происходит более быстро, чем традиционное нагружение фундаментов при строительстве. В исследованиях М.Г. Скибина, М.В. А.И. Субботина [107, 109] отмечается, Зотова, что на напряженнодеформированние состояние фундаментов оказывает влияние такие факторы, как история преднагружений, жесткость конструкции, метод подъема, средства механизации и другие факторы. Вместе с тем, влияние на напряженнодеформированное состояние основания времени либо скорости подъема фундаментов не исследовалось.

Другим аспектом изучения влияния фактора времени на изменения характеристик основания является исследования при длительной эксплуатации зданий. Они проводились такими авторами, как: П.А.Коновалов, А.Г. Ройтман, Е.А. Сорочан, Ю.А. Дворкин, И.А. Сафокина, В.М. Улицкий, Б.И. Долматов, Р.С. Зиангтров, М.В. Балюра, Полищук А.И. По результатам исследований А.Г. Ройтманом [102] и другими авторами отмечается уменьшение пористости грунта, связанное с уплотнением, увеличение модуля деформации и прочности грунта при длительном воздействии нагрузки. Вместе с тем мнения о причинах данного явления у различных авторов расходятся. Большинство исследователей пришли к выводу, что при длительном воздействии нагрузки увеличивается угол внутреннего трения грунта и удельное сцепление. Сорочан Е.А. [112] считает, что улучшение свойств основания во многом связано с физико-химическими процессами, которые протекают на контакте твердых частиц грунта.

В исследованиях Денисова О.Л., Ковалева В.Ф., Исмагиловой З.Ф. [23, 55] по влиянию на осадку фундаментов динамических нагрузок установлено, что с увеличением продолжительности динамического воздействий, осадка

фундаментов увеличивается. В исследованиях определены критические ускорения для различных грунтов, способствующие максимальному развитию осадки. Так же отмечается быстрая потеря несущей способности основания при близких к предельным нагрузках на фундамент в случае динамических воздействий. Авторами определены факторы, которых при динамические нагрузки способствуют максимальному увеличению осадки фундаментов. В различным вариациях близкие выводы получены ранее и позже в исследованиях: Барканом Д.Д., Герсевановым Н.М., Гольдштейном М.Н., Гончаровым Б.В, Григоряном С.С., A.B., Зиязовым Я.Ш., Ильичевым Ермолинским B.A., Ивановым П.Л., Калюжнюком М.М., Кириловым Д.А., Ковалевым В.Ф., Красниковым Н.Д., Ляховым Г.М., Масловым Н.Н., Нуждиным Л.В., Павлюков Н.П., Пучковым С.В., Рудь В.К., Савиновым О.А., Сид (H.Seed), Ставницером Л. Р., Швецом В.Б., Швец H.C., Hagerty D.J., Peck R.B., I. Golebiowska, и др.

Учитывая, что на распределение нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента уже на начальных этапах нагружения влияет прочность грунта под его краевыми зонами, существенный интерес представляют исследования в области прочности и разрушения твердого тела при динамических и импульсных нагрузках, проведенные такими учеными, как: А.М. Брагов, А.А. Груздков, А.Д. Евстифеев, А.В. Каштанов, Г.И. Канель, Е.М. Морозов, Н.Ф. Морозов, Л.В. Никитин, В.С. Никифоровский, В.З. Партон, Ю.В. Петров, Ю.Н. Работнов, А.А. Уткин, Г.П. Черепанов, Е.И. Шемякин, J.W.Dally, Kalthoff J.F., W.G. Knauss, K. Ravi-Chandar, Shockey D.A. и др. В исследованиях этих и других авторов понятие разрушения разделено на «динамическое» и «медленное». Соответственно понятие «прочность материалов» подразделяется на «статическую прочность» И «динамическую прочность». Большинство исследователей указывают на тот факт, что динамическая прочность может значительно превышать статическую прочность. При этом процесс разрушения исследователями, как правило, не конкретизируется.

В работах В.С. Никифоровского, Е.И. Шемякина [95], отмечается увеличение прочности твердых материалов при импульсных воздействиях. В работах Дж.

Кальтхофф и Д. Шоки [156] при исследовании процесса быстрого разрушения установлено, что у материала должен быть параметр времени, который характеризует быстрое разрушение. По сути, авторы обосновывают разрушение материала как процесс, происходящий в течение определенного времени. Эффектом «задержки разрушения» авторами объясняется повышение несущей способности материалов при быстром нагружении. Пока не произошло разрушение, материал способен воспринимать более высокие нагрузки. В то же время указывается влияние на процесс разрушения и прочность материала скорости нагружения.

Работы Латыпова А. И. [73], Королева К.В. [66], Ломизе Г.М., Крыжановского А.Л. [79] посвящены зависимости прочности основания и его напряженно-деформированного состояния, от различных факторов, в том числе: состояния грунта(стабилизированное, нестабилизированное), развития автоколебательных процессов В грунте И т.д. Работы подтверждают многофакторную зависимости данных характеристик, что определяет сложность идентификации влияния каждого из них.

Несмотря на огромное количество работ, посвященных вопросам прочности материалов при динамическом, быстром либо импульсном нагружении, мнения о причинах ее повышения существенно расходятся. В должной мере не определено влияние фактора времени воздействия, скорости нарастания нагрузки соотношения этих параметров с характеристиками материалов. Соответственно, различаются и критерии определения прочности при динамических нагружениях. Большинством авторов отмечается несоответствие динамического разрушения классическим теориям прочности материалов в квазистатической постановке. Вместе с тем, на время, как фактор разрушения, указывает большая часть исследований.

Какенеов К.С. [56] отмечает наличие в общем значении деформаций грунта запаздывающих деформаций. В соответствии с этим при динамических воздействиях целесообразно использовать динамические модули упругости. Из значения, как правило, в 2...5 раз выше статических модулей. Различия в значениях модуля упругости автором объясняется наличием внутреннего трения. В

результате проведенных экспериментов, автором отмечается, что для определения динамических характеристик упругости и грунта можно использовать данные о скорости распространения в грунте упругих колебаний. При этом необходимо учесть, что чем выше напряжения в грунте и плотность его сложения, тем выше скорость распространения упругих волн, а итоговая скорость деформирования грунта включает скорость «запаздывающих деформаций» [56].

Существенный интерес представляют исследования в области дилатансии, влияющей на сопротивление грунта сдвигу. Данному вопросу посвящены работы следующих авторов: В.Н. Бурлаков, А.З. Тер-Мартиросян [11], Е.А. Вознесенский, Костомарова [13], Мирный А.Ю. [84], Р.Х. Сагитова, Р. В. И.П. Вэйд, В.В. Мельников [105], Т.М. Уласик [134], Abouzar Sadrekarimi [142], Bolton M.D. [147], Marte Gutierrez, J. F. Wang [153], John McDougall, Darren Kelly, Daniel Barreto [155], Muhammad Shehzad Khalid, Mamoru Kikumoto, Ying Cui, Kiyoshi Kishida [159], P.W. Rowe [162], M. Tafili, C. Grandas Tavera, T. Triantafyllidis, T. Wichtmann [169]. В исследованиях P.W. Rowe [162] отмечается, что дилатансия при сдвиге приводит к уплотнению или разуплотнению грунта. В условиях основания фундамента вследствие ограничения объемных деформаций приводит к увеличению прочности грунта на сдвиг из-за увеличения средних напряжений [84, 162]. На полученной D.W. Taylor [168] зависимости уровня касательных напряжений от перемещений видно пиковое значение сопротивления сдвига τ_{max} , превышающее остаточное значение $\tau_{\kappa p}$ (рисунок 1.8).



Рисунок 1.8 – Результаты исследования зависимости касательных напряжений от перемещения, полученные в исследованиях D.W. Taylor [84, 168]

Теория дилатансии развита благодаря исследованию многих отечественных и зарубежных ученых, среди которых: С.В. Бакушева, А.И. Билеуш, Г.Г. Болдырев, В.Н. Бурлаков, А.Л. Гольдин, Ю.К. Зарецкий, И.Х. Идрисова, В.Н. Ломбардо, М.В. Малышев, В.В. Орехов, Л.В. Рассказов, Д.Ю. Соболевский, А.З. Тер-Мартиросян, М.D. Bolton, П.А. Вермеер, Р. Де Борст R.W. Rowe и др. Авторами предложены различные способы ее определения и учета, как правило, в виде угла дилатансии [162]. Для кварцевых песчаных грунтов угол дилатансии с хорошей точностью можно определить по формуле (1.1) [105].

$$\Psi = \phi - 30^{\circ} \tag{1.1}$$

где ψ – угол дилатансии, ϕ – угол внутреннего трения грунта.

В последние годы активно развиваются программные комплексы, направленные на проведение геотехнических расчетов либо включающие модули для выполнения таких расчетов. Широко известны такие программные продукты, как: Plaxis 3D, Midas, SCAD Office, ANSYS и др. Увеличивается количество моделей грунтового основания, включенных в эти и другие программы. Наиболее
применяемыми моделями, реализованными в программах и использованных для научных исследований являются модели: Кулона-Мора, Модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil), Модель UBC3D-PLM, Модель слабого грунта, Модель слабого грунта с учётом ползучести, Модель NGI-ADP и другие. В исследованиях [49, 144, 145, 150, 158, 160, 164, 165] анализируется применимость расчетных программ с различными моделями грунтового основания в свете влияния динамических, импульсных, малоцикловых и других нагрузок на грунтовое основание, решения других геотехнических задач. Вместе с тем вопросы оценки работы основания при быстрых нагружениях фундаментов практически не затронуты.

Таким образом, на настоящий момент существует определенное количество исследований, касающихся тех или иных аспектов, вероятно возникающих при быстром догружении фундаментов, среди которых: изменение физикомеханических и прочностных характеристик грунта, развитие дилатансии и др. Вместе с тем целенаправленные исследования взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстрых догружениях отсутствуют. Не изучена возможность моделирования работы системы основание-фундамент при быстром догружении в моделях грунтового основания, в том числе реализованных в различных программных комплексах. Не учтена возможность возникновения быстрого догружения фундаментов в нормативных документах [113].

Выводы по разделу 1

Анализ результатов исследований, проведенных отечественными И зарубежными особенности учеными, позволяет выделить следующие взаимодействия фундаментов с грунтовым основанием, представляющие интерес для изучения работы системы основание-фундамент при быстрых (внезапных) нагружениях. Система «основание-фундамент», определяемая параметрами грунта и характеристиками фундамента (штампа) является изменяемой в зависимости от таких факторов, как уровень внешней нагрузки, характер нагрузки и скорость ее

приложения. Характерными особенностями поведения грунтового основания в процессе нагружении фундамента можно считать: изменение изолиний главных сжимающих напряжений, изменение направления перемещения частиц грунта, не соосность тензора напряжений и деформаций, формирование зон пластических деформаций у краевых зон подошвы фундамента с последующим развитием их по глубине в направлении центральной вертикальной оси подошвы; формирование под подошвой фундамента зоны уплотненного и переуплотненного грунта.

В отдельных исследованиях, проведенных в том числе в лабораторных условиях, указывается на такие особенности поведения грунта при динамических либо быстронарастающих воздействиях по отношению к статическому нагружению, как: изменение осадки основания и прочности грунта на сдвиг.

Анализ исследований в области работы грунта при динамических нагрузках показал, что их результаты в большинстве случаев не приемлемы для рассмотрения поставленных в работе задач. Это связано с тем, что, в отличии от динамических нагрузок, характеризующихся определенными волновыми колебаниями, речь в проводимых исследованиях идет преимущественно об однократном нагружении, обладающем определенной скоростью увеличения нагрузки. В данных условиях не присутствует большинство факторов, способствующих максимальному воздействию динамической нагрузки на грунты. Соответственно не развиваются процессы, характерные для работы грунта при продолжительном волновом воздействии.

Так, по данным рассмотренных исследований, при воздействии на фундамент динамической нагрузки осадка увеличивается относительно статического нагружения, а при однократном (быстром) нагружении либо малоцикловых нагружениях - уменьшается. Кроме того, при динамических нагрузках рост осадки прямо пропорционален длительности ее воздействия (количества колебаний), а рассматриваемое быстрое догружение носит однократный характер с последующей временной или постоянной стабилизацией нагрузки.

Есть различия и во взглядах на изменение прочности грунта на сдвиг. Значительное количество авторов утверждают, что при воздействии динамической

нагрузки прочность грунта на сдвиг уменьшается. Исследования в сдвиговом приборе с заданной скоростью перемещения так же отмечают данный эффект. В то же время ряд авторов считает, что прочность грунта на сдвиг под фундаментами может возрастать при импульсных воздействиях, нагружении грунта с определенной скоростью приложения нагрузки. Эффект повышения несущей способности материалов, в том числе грунта, при быстром нагружении объясняется «задержкой разрушения», развитием дилатансии и т.д.

Несмотря на значительное количество исследований, посвященных работе грунта при сложных видах воздействий, в том числе при динамических, импульсных воздействиях, однократных нагружениях с определенной скоростью, целенаправленные исследования работы системы «фундамент-грунт» при быстрых догружениях не проводились.

Таким образом, имеющиеся исследования не дают ответ на вопрос о влиянии быстрого догружения на силовое взаимодействие фундаментов с основанием, в том числе эпюру нормальных контактных напряжений, прочность фундамента на изгиб. Не изучена возможность применения существующих моделей грунтового основания для отображения работы системы основание-фундамент при быстром догружении. Отсутствует учет влияния быстрого догружения фундаментов в нормативных документах.

Представляет интерес выполнение экспериментальных и теоретических исследований в данном направлении с последующей разработкой методик расчета для практического применения в проектировании.

2 Методика экспериментальных исследований взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при медленном нагружении и быстром догружении

2.1 Обоснование методики экспериментальных исследований и планирование экспериментов

Анализ экспериментальных и теоретических исследований, проведенных отечественными и зарубежными учеными в области взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с грунтовым основанием, позволяет сделать вывод о зависимости процесса и результата взаимодействия, а именно несущей способности фундамента, осадки, распределения нормальных контактных напряжений по подошве, от таких факторов, как: жесткость фундамента, его геометрические характеристики и конструктивные особенности, прочность материалов (класс бетона, класс и площадь сечения арматурной стали), характеристик грунтового основания, особенностей нагружения.

Работе системы «основание-фундамент» при воздействии особых нагрузок, включая динамические, повторные (циклические) и другие нагрузки, в последние годы уделяется особое внимание. Это связано как с меняющимися условиями эксплуатации зданий и сооружений, так и с развитием науки, стремящейся учесть все выявляемые факторы влияния. К особым нагрузкам можно отнести и быстро нарастающие нагрузки (быстрые (внезапные) догружения). Как уже отмечалось, такие нагрузки характерны при аварийных ситуациях техногенного и природного характера, грозящих прогрессирующим обрушением каркасных зданий, эксплуатационным нагрузкам при их быстром увеличении или быстрой локализации у колонным (например, одновременное перемещение грузов транспортными средствами к колонне), процессу реконструкции зданий с пересадкой на новые фундаменты и т.д. В настоящее время в сфере быстрого нагружения преобладают лабораторные исследования работы грунта. Вместе с тем экспериментальные исследования силового взаимодействия фундамента с основанием при быстрых (внезапных) нагружениях отсутствуют.

Имеющиеся работы, посвященные взаимодействию фундаментов с основанием при динамических нагрузках, не отражают особенности исследуемой сферы, так как они рассматривают колебательные процессы, имеющие определенную продолжительность и, в большинстве случаев, не касаются влияния характера нагрузок на прочность фундамента. В проводимых исследованиях речь идет преимущественно об однократном догружении фундамента после медленного нагружения, заканчивающемся установлением определенного уровня нагрузки или разрушением фундамента. Соответственно такое воздействие не может приводить к изменениям в грунте основания, подвергшегося волновым динамическим колебаниям, так как в данных условиях не присутствует большинство факторов, способствующих максимальному воздействию динамической нагрузки на грунт.

Помимо исследований изменения разрушающей нагрузки фундаментов при быстром догружении, отсутствует достаточное количество экспериментов по изучению осадки конструкции в данных условиях. Так как изменение осадки даже одного фундамента влияет на распределение усилий во всей конструкции здания, такие исследования представляют определенный интерес. Кроме того, исследование изменение осадки при различных видах быстрого догружения необходимо для уточнения модели грунтового основания.

Следует предположить, что помимо факторов, характерных для статического нагружения фундаментов, на силовое взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с грунтовым основанием при быстром догружении будут влиять такие факторы, как: скорость увеличения нагрузки и уровень предварительного нагружения фундамента до начала воздействия быстрого догружения.

Учитывая, что экспериментальные исследования влияния широкого диапазона скорости догружения на взаимодействие фундамента с основанием на настоящем этапе представляются затруднительными вследствие масштабности экспериментов, для выполняемых исследований диапазон скорости был принят на основании исследований [140] и обоснован ниже.

Обоснование скорости нагружения.

Н.Я. Хархута [140] в своих исследованиях определил, что в наибольшей степени скорость нагружения влияет на деформации связных грунтов в диапазоне 0,01 - 3,0 МПа/мин. Целенаправленные исследования для песчаных грунтов в данном аспекте не проводились, но можно предположить, что рассматриваемый диапазон скоростей так же будет оказывать наибольшее влияние на поведение песчаных грунтов.

Быстрые (внезапные) догружения фундаментов, учитывая разнообразие причин возникновения, могут происходить при достаточно широком спектре скоростей. На выбор скорости нагружения в проведенных исследованиях повлияли следующие факторы:

 результаты исследований, проведенных в лабораторных условиях различными авторами, по влиянию скорости нагружения образцов грунта на характеристики грунта (прочность на сдвиг, модуль деформации);

– результаты существующих исследований работы фундаментов в грунтовом лотке, свидетельствующие о том, что полное перераспределение напряжений в песчаном основании фундаментов происходят в пределах 15-17 минут;

 – анализ характера возникновения быстрого догружения фундаментов вследствие ситуаций аварийного и неаварийного характера.

Учитывая одну из задач исследований – определение влияния быстрого догружения на работу фундамента, было определено, что наиболее целесообразно проводить исследования в диапазоне скоростей, приводящих к наиболее неблагоприятным изменениям в основании.

Планирование экспериментов.

Под быстрым догружением в проведенных исследованиях понимается дополнительное нагружение фундаментов нагрузкой, скорость возрастания которого превышает скорость процесса перераспределения напряжений в основании от данного догружения, но не вызывает существенного динамического эффекта

При быстром догружении с момента приложения дополнительной нагрузки к фундаменту завершения процесса перераспределения напряжений в ЛО основании, система «фундамент-грунт» находится в изменяющемся во времени состоянии. В процессе трансформации эпюры нормальных контактных напряжений основании происходит изменение усилий в В конструкции фундамента.

Продолжительность трансформации системы «фундамент - грунт» после увеличения внешнего усилия в наибольшей степени определяется характеристиками грунта основания, так как в нем процессы перераспределения усилий протекают значительно медленнее, чем в фундаменте.

Например, в [31, 76] отмечается, что формирование эпюры нормальных контактных напряжений в песчаном основании после приложения нагрузки на фундамент длится не менее 15 минут. Предполагается, что в рассматриваемом периоде времени параметры взаимодействия фундамента с основанием может значительно отличаться от выявленного в исследованиях при стабилизированном состоянии системы «фундамент-грунт». Это, соответственно, может приводить к увеличению силового воздействия нормальных контактных напряжений на фундамент и изменять величину осадки фундамента.

Проведенные предварительные экспериментальные и теоретические исследования показали, что на изменение работы отдельно стоящих фундаментов при внезапных догружениях наиболее существенное влияние оказывают такие факторы, как: уровень нагрузки на фундамент до внезапного догружения, наличие предварительных нагружений, скорость нарастания нагрузки внезапного догружения, жесткость фундаментной плиты.

Учитывая наличие испытательной базы, размеры грунтового лотка, необходимости исключения эффекта «обоймы» от стен лотка, для планируемых экспериментальных исследований были назначены геометрические размеры моделей фундаментов в плане, равными 0,5 х 0,5 м, с колонной сечением 0,1 х 0,1м.

Основываясь на анализе предварительных экспериментальных и теоретических исследований, приняты следующие величины варьируемых параметров:

уровень нагрузки на фундамент до внезапного догружения – 25%, 50% и
75% от прогнозируемой разрушающей нагрузки;

– толщина плитной части фундаментов – 0,07...0,08м;

- скорость быстрого догружения в пределах 0,1...1,0 МПа/мин;

– режим нагружения: без быстрого (внезапного) догружения, с быстрым догружением после однократного нагружения до заданной величины нагрузки, с быстрым догружением после малоциклового нагружения.

Шаг на фундамент до быстрого варьируемого уровня нагрузки принят в размере 25% от прогнозируемой разрушающей нагрузки, догружения что дает возможность получить минимальное необходимое количество экспериментов построения зависимостей. Минимальное начальное для нагружение фундамента до приложения нагрузки быстрого догружения принято в размере 25% от прогнозируемой разрушающей нагрузки. Это связано с тем, что при меньших величинах нагрузки, как правило, не обеспечивается равномерный контакт подошвы фундамента с основанием, что неизменно будет влиять на точность экспериментов.

Варьирование геометрических параметров плитной части фундаментов выражалось в использовании квадратных и прямоугольных фундаментов с толщиной плиты 0,07...0,08м, что отражает различие фундаментов по жесткости. Учитывая имеющиеся отличия в перераспределении нормальных контактных напряжений под подошвой фундаментов разной жесткости, а также под подошвой квадратных и прямоугольных фундаментов, использование ЭТИХ ТИПОВ фундаментов в экспериментах направлено на выявление роли изгиба плиты в перераспределении нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента дифференциации перераспределения от изгиба И ОТ перераспределения, связанного с другими факторами при быстрых догружениях.

С учетом сочетания 4 изменяемых факторов, принимающих 3 варианта параметров каждый, для получения результатов экспериментов, имеющих достоверность 95% с коэффициентом вариации 25%, требуется выполнить 324 эксперимента.

С целью более оптимального выполнения экспериментальных исследований и обеспечения достоверности результатов было выполнено планирование экспериментов с использованием комбинационных квадратов [98]. Проведенное предварительное планирование эксперимента [34] показало, что для выявления влияния выбранных варьируемых параметров на работу системы фундаментгрунт при внезапном догружении необходимо провести не менее 9 опытов с различным сочетанием варьируемых параметров без учета их дублирования.

В процессе проведения исследований программа экспериментов уточнялась и дополнялась с учетом полученных результатов.

2.2 Серии экспериментов с железобетонными моделями фундаментов

Экспериментальные исследования с железобетонными моделями фундаментов состояли из трех серий экспериментов.

Железобетонные модели фундаментов первой серии экспериментов были изготовлены квадратными в плане с размерами плитной части 0,5 х 0,5 м. Средняя толщина плитной части первой серии составляла 0,07 м, (таблица 2.1, рисунок 2.1а,). Фрагмент колонны имел прямоугольную форму в плане сечением 0,1 х 0,1 м. Средняя высота фрагмента колонны составляла 0,1 м.

Модели фундаментов второй серии имели прямоугольную в плане форму с размерами 0,5 x 0,4 м. Толщина плитной части составляла 0,07...0,082 м (таблица 2.1, рисунок 2.26). Размеры фрагмента колонны в плане 0,12 x 0,08 м. Средняя высота фрагмента колонны 0,2 м.

Серия эксперимента	Марка фундамента	Геометрические размеры плитной части (b×l×h), м	Прочность бетона на сжатие, МПа	Площадь арматуры в поперечном сечении плиты, см ²	Прочность арматурных стержней на растяжение, МПа
1	Φ-1	0,5×0,5×0,07	10,0	0,336	740
	Φ-2	0,5×0,5×0,07	10,0	0,336	740
	Φ-3	0,5×0,5×0,07	16,3	0,336	740
	Φ-4	0,5×0,5×0,07	16,3	0,336	740
	Φ-5	0,5×0,5×0,07	16,3	0,336	740
2	Φ-2.1	0,5×0,4×0,07	33,0	0,71	717,6
	Φ-2-2	0,5×0,4×0,08	33,0	0,71	717,6
	Φ-2.3	0,5×0,4×0,082	33,0	0,71	717,6
	Φ-2.4	0,5×0,4×0,08	33,0	0,71	717,6
	Φ-2.5	0,5×0,4×0,08	33,0	0,71	717,6
3	Φ-3.1	0,5x0,5x0,07	40	0,336	750
	Φ-3.2	0,5×0,5×0,08	40	0,336	750
	Φ-3.3	0,5×0,5×0,082	40	0,336	750
	Φ-3.4	0,5×0,5×0,08	30	0,336	750
	Φ-3.5	0,5×0,5×0,08	30	0,336	750
	Φ-3.6	0,5×0,5×0,076	40	0,336	750

Таблица 2.1 – Характеристики опытных образцов

Модели фундаментов третьей серии экспериментов были изготовлены квадратными в плане и имели размеры в плане 0,5 х 0,5 м. Толщина плитной части моделей третьей серии – 0,07...0,082 м (таблица 2.1, рисунок 2.2а). Фрагмент колонны имел прямоугольную форму в плане сечением 0,1 х 0,1 м. Средняя высота фрагмента колонны составляла 0,01 м.





Рисунок 2.1 – Конструкция моделей фундаментов: а - серия 1,3; б – серия 2; в – изготовление моделей.

Количество моделей в сериях эксперимента составило: 1 серия - 5 шт., 2 серия - 5 шт., 3 серия - 6 шт. Общее количество моделей 16 шт.

Для изготовления моделей фундаментов применялся тяжелый бетон марки В10 – В30. Для его изготовления применялись следующие материалы:

– вяжущее – портландцемент марки 500;

крупный заполнитель — щебень вулканического происхождения (диабаз)
фракции 5...10 карьера «Лозовое» Симферопольского района;

– мелкий заполнитель – песок кварцевый средней крупности.

Приготовление бетона электробетоносмесителе. осуществлялось В Водоцементное соотношение колебалось в пределе 0,44...0,45. Подвижность бетонной смеси при укладке находилась в пределах 1-3 см. Для изготовления и кубов использовалась деревянная опалубка. Предотвращение утечек моделей цементного молока обеспечивала укладка под опалубкой полиэтиленовой пенки на лист OSB. Уплотнение смеси в опалубке выполнялось ручным электровибратором. Одновременно с изготовлением каждой партии моделей фундаментов изготавливалось три куба с размером ребра 100 мм. Набор прочности бетона и контрольных кубов происходил в естественных условиях при температуре не ниже +18° С. В процессе набора прочности образцов и кубов осуществлялся влажностный уход. Твердение происходило при колебаниях температуры 18-23°.

Для армирования фундаментов использовались вязанные сетки из арматуры класса Вр-I. Диаметры арматуры в сериях экспериментов были следующие:

- 1 серия Ø2,32 Вр-I, шаг 50 мм;

- 2 серия Ø3,6 Вр-I, шаг 50 мм;

- 3 серия Ø2,32 Вр-I, шаг 50 мм;

Толщина защитного слоя бетона в плитной части моделей была принята равной 10 мм и обеспечивалась установкой бетонных фиксаторов-прокладок.

Прочность бетона моделей фундаментов определялась на основе испытания бетонных кубов на гидравлическом прессе П-125. в день начала испытания моделей. Прочность арматурной стали устанавливалась путем испытания на

разрывной машине P20. Испытания проводили в соответствии с [20]. Полученные характеристики материалов представлены в таблице 2.2.

диаметр	площадь	Разрывное	прочность	средняя	Принятая
		усилие, кг			
2,32	0,042	310	7381	7500	1, 3 серия
2,32	0,042	320	7619		
3,6	0,102	776	7608	7176	2 серия
3,6	0,102	688	6745		

Таблица 2.2 – Определение прочности арматуры на растяжение

2.3 Оборудование и методика исследований в грунтовом лотке

Все экспериментальные исследования проводили в грунтовом лотке, включающем в свою конструкцию металлический корпус, выполненный из листовой стали с конструкцией усиления из швеллеров по периметру, и силовой системы в виде горизонтальной балки и вертикальных элементов из двутавра. Для удобства эксплуатации лоток заглублен в грунт (рисунок 2.2).

Соотношение площади подошвы моделей фундаментов к площади поверхности грунта в лотке составило 0,05. Расчетная глубина сжимаемой толщи, определенная по методу послойного суммирования в большинстве экспериментов, не превышает 1,8 м. В соответствии с исследованиями, проведенными в [130], данные параметры соотношения площадей фундамента и лотка, расчетной глубины сжимаемой толщи к мощности слоя песка обеспечивает минимальные погрешности результатов экспериментов в части влияния эффекта обоймы и жесткого подстилающего слоя.





Рисунок 2.2 – Грунтовый лоток для испытания фундаментов

Внутреннее пространство лотка заполнено кварцевым песком плотностью 17,5...18,2 кН/м³. Влажность песка поддерживалась в пределах 0,04...0,06. В процессе экспериментов мощность слоя песка составляла 1,9 м.

Перед каждым экспериментом для устранения внутренних напряжений поверхность песка перекапывалась на глубину до 0,7 м и послойно уплотнялась. Монтаж моделей фундаментов в грунтовом лотке осуществлялся на предварительно просеянный и уплотненный слой основания.

Нагружение моделей фундаментов осуществляли пневмогидравлическим домкратом T21012 AE&T мощностью 12 т в комплекте с пневматическим компрессором «Forse» с дополнительным ресивером объемом 250 л. На стадиях медленного нагружения использовался механический привод домкрата, позволяющий медленно повышать нагрузку на фундамент. Скорость увеличения нагрузки (по возрастанию уровня нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента) была принята 0,003...0,006 МПа/мин. Нагружение производилось ступенчато с градацией (дискретностью) нагрузки 10% от расчетной разрушающей. На каждой ступени после нагружения осуществлялась выдержка нагрузки в течении 15 минут.

На стадии быстрого догружения нагрузка создавалась с использованием пневматической системы привода домкрата, приводящей в действие гидравлическую систему домкрата. Скорость нагружения регулировалась давлением воздуха в ресивере пневмокомпрессора. Скорость быстрого нагружения в экспериментах, в зависимости от испытываемой модели, составляла 0,1...1,0 МПа/мин.

Точный контроль уровня нагрузки на фундамент осуществлялся через динамометр ДОСМ-3-50 с пределом измерений в 5 т на сжатие, а для нагрузок более 5 т применялись два параллельно расположенных динамометра ДОСМ-3-50, обеспечивающих измерения нагрузки до 10 т. Приборы устанавливался между домкратом и балкой с использованием дистанционных вставок.

Измерение нормальных контактных напряжений под подошвой моделей фундаментов выполнялось с помощью электротензометрических месдоз

мембранного типа. Наружный диаметр месдоз составляет 42 мм, высота 8 мм. Конструкция месдозы включает металлический корпус, тензорезистор и стальную мембрану (рисунок 2.3). Мембрана выполнена из инструментальной стали, обеспечивающей упругую работу при изгибе мембраны в диапазоне рабочих давлений. Толщина мембраны определена расчетом с учетом необходимости обеспечения достаточной чувствительности тензометрического датчика в рабочем диапазоне нормальных напряжений 0,0...1,0 МПа, и отсутствия остаточной деформации мембраны. Минимальная чувствительность месдоз по данным испытаний составила 0,005 МПа.



Рисунок 2.3 – Тензометрическая месдоза

Конструктивно мембрана вклеена в паз корпуса. При этом силиконовый клей-герметик не препятствует изгибу мембраны и не создает жесткого защемления ее краев. На внутренней плоскости мембраны наклеивался тензорезистор базой 10 мм и герметизировался для предотвращения увлажнения тензодатчика путем покрытия тонким слоем эластичного клея. Через отверстия в корпусе месдозы был выведен шлейф, обеспечивающий подсоединение датчика. Для коммутации датчиков использовался электрический коммутатор.

В процессе нагружения основания песок создает давление на мембрану, вызывая ее прогиб. Растяжение внутренней поверхности мембраны приводит к растяжению тензорезистора и изменению его сопротивления. Для регистрации показаний месдоз использовался цифровой измеритель деформаций. Перед каждыми экспериментальными исследованиями производили градуировку месдоз под круглым металлическим штампом в грунтовом лотке. Месдозы размещали по кругу на равном удалении от центра и края штампа для обеспечения минимальной погрешности показаний. Нагрузку на штамп прикладывали ступенчато с выдержкой на каждой ступени 15 минут. Нагружение производили до потери устойчивости основания штампа.

Перед установкой месдоз выполнялась подготовка верхнего слоя основания. Основание просеивалось, далее послойно уплотнялось. Верхний слой горизонтально выравнивался. Укладку месдоз осуществляли мембраной вниз, не утапливая датчики в песок. Далее месдозы равномерно обсыпались и основание выравнивалось. Схема размещения месдоз под железобетонными моделями фундаментов серий 1-3 представлена на рисунке 2.4.



Рисунок 2.4 – Схема размещения месдоз под моделями железобетонных фундаментов: a) серий 1,3, б) серии 2

Измерение нормальных контактных напряжений под подошвой железобетонных фундаментов выполнялись только на этапах медленного нагружения. Это связано с тем, что продолжительность измерения напряжения в точках установки месдоз занимает примерно 2 секунды из-за дискретности. За это

время происходит увеличение внешней нагрузки, что не позволяет достоверно определить единовременную величину контактных напряжений под подошвой моделей фундаментов. При этом осуществлять остановку нагружения для выполнения измерений нецелесообразно из-за влияния на конечный результат определения величины разрушающей нагрузки.

Для оценки достоверности показания месдоз производилось сопоставление величины внешнего усилия и объема эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой, построенной по результатам измерения с использованием месдоз. Сопоставление показало, что отклонение во всех экспериментах не превышало 3% и снижалось с увеличением внешней нагрузки.

Измерение осадки фундаментов и деформации плитной части моделей фундаментов выполняли тремя прогибомерами Аистова тип 6-ПАО с ценой деления 0,01 мм. Тросик крепился к верхней плоскости фундаментной плиты посредствам анкера в середине и по краям фундамента в одной вертикальной плоскости. Показания прогибомеров на стадии быстрого нагружения фиксировались одновременно с показаниями динамометра видеорегистратором с частотой кадров 60. Прогиб плиты фундамента определялся как разница осадки центральной точки подошвы фундамента и среднеарифметического значения осадки краевой зоны подошвы фундамента. За осадку фундамента принималась осадка средней части плиты фундамента, жестко связанной с колонной, т.е. за осадку фундамента принималось перемещение колонны.

Особенности экспериментов с железобетонными моделями.

Эксперименты с железобетонными моделями проводили со следующими режимами нагружения фундаментов:

Серия 1.

Модель 1: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента с шагом нагрузки 10% от расчетной разрушающей, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут.

Модель 2: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 50% от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%,

выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели.

Модель 3: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 75% от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели.

Модель 4: поэтапное многократное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 50 % от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. После 10-го циклического нагружения дальнейшее поэтапное нагружение образца до разрушения с шагом нагрузки 10% от расчетной разрушающей, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут (количество циклов 10 было выбрано в соответствии с исследованиями [32], установившими что к 10 циклу уже успевают произойти основные изменения в основании отдельно стоящих фундаментов, характерные для малоцикловых нагружений).

Модель 5: поэтапное многократное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 50% от расчетной разрушающей нагрузки, с шагом нагрузки 10% от расчетной разрушающей, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. После 10 циклов нагружения – быстрое догружение до разрушения модели. Догружение моделей после статической нагрузки производили пневматической системой пневмогидравлического домкрата.

Серия 2.

Модель 2.1: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 75% от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели.

Модель 2.2: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 85% от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели. Модель 2.3: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 7% от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели.

Модель 2.4: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента с шагом нагрузки 10% от расчетной разрушающей, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут.

Модель 2.5: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента с шагом нагрузки 10% от расчетной разрушающей, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут.

Серия 3.

Модель 3.1: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента с шагом нагрузки 10% от расчетной разрушающей, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут.

Модель 3.2: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 65% от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели.

Модель 3.3: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия 25% от расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели.

Модель 3.4: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента с шагом нагрузки 10% от расчетной разрушающей, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут.

Модель 3.5: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия, близкого к расчетной разрушающей нагрузки с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели. Модель 3.6: поэтапное нагружение конструкции центральной нагрузкой до усилия, близкого к расчетной разрушающей нагрузке с шагом нагрузки 10%, выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Последующее быстрое догружение до разрушения модели.

Время набора нагрузки на каждой ступени медленного нагружения было не менее 5 минут. Скорость быстрого нагружения в экспериментах составляла 0,1...1,0 МПа/мин.

При анализе экспериментов 1-3 серии изучали влияние внезапного догружения на разрушающую фундамент нагрузку и осадку, распределение нормальных контактных напряжений под подошвой на всех этапах медленного нагружения и перед началом быстрого догружения. Выявляли роль в изменении взаимодействия фундаментов с силового основанием при внезапном догружении таких факторов, как: уровень предварительного нагружения, наличие предварительных нагружений малоцикловыми нагрузками, скорость быстрого догружения в исследуемом диапазоне скоростей.

2.4 Методика экспериментов с металлическими моделями

С целью боле детального изучения влияния быстрого нагружения на распределение нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента, а также осадку фундамента были проведены дополнительные эксперименты с металлической моделью. Металлическая модель использовались исходя из необходимости многократного применения конструкции, что невозможно при выборе железобетонных фундаментах из-за раннего начала процесса трещинообразования и наличия остаточных деформаций, влияющих на характер взаимодействия с основанием.

Размеры модели в плане были приняты 425 х 425 мм (рисунок 2.5).



Рисунок 2.5 – Металлическая модель фундамента, установка модели на стенде

Гибкость конструкции близка к гибкости железобетонных моделей. Силовое оборудование применялось то же, что и при испытаниях моделей фундаментов (рисунок 2.5). Подошва металлической модели была окрашена цементно-песчано-клеевым составом для обеспечения развития сил трения по подошве аналогичных железобетонным моделям.

Уровни нагрузки, до которых выполнялось быстрое догружение фундаментов были приняты 68 кH, 60 кH, 31 кH, 22 кH, что примерно составляло 85%, 75%, 40% и 30% от несущей способности основания. При формировании

стартовой медленной нагрузки перед быстрым догружением использовались величины 10%, 30% и 50% от финишной нагрузки быстрого догружения.

До нагрузок 68 кH, 60 кH, 31 кH, 22 кH также были проведены исследования с медленным нагружением. При этом модель нагружалась центральной нагрузкой с шагом нагрузки 10% от заданной с выдержкой нагрузки на каждом шаге не менее 15 минут. Время набора нагрузки на каждой ступени медленного нагружения было не менее 5 минут. Скорость быстрого нагружения в экспериментах составляла 0,1...1,0 МПа/мин. После набора заданной нагрузки быстрым догружением усилие на фундамент фиксировалось и поддерживалось на протяжении проводимых измерений.

Учитывая, что металлическая модель имеет меньшие размеры, чем железобетонная, в экспериментах использовалось два варианта расположения месдоз под подошвой фундамента: один по аналогии с железобетонными моделями, другой с уменьшенной плотностью мездоз для снижения количества концентраторов напряжения (рисунок 2.6). Исследования показали отсутствие существенной разницы в показаниях месдоз при использовании первого и второго варианта размещения.

Для уменьшения времени выполнения измерения показаний месдоз при штамповых испытаниях после остановки быстрого нагружения использовался автоматический переключатель, а фиксация показаний осуществлялась видеорегистратором. Продолжительность измерения контактных напряжений не превышала 6 сек.



Рисунок 2.6 – Варианты размещения месдоз, использованные в экспериментах с металлическими моделями фундаментов: а – схема 1; б – схема 2

Измерение осадки металлических моделей фундаментов выполняли двумя прогибомерами Аистова тип 6-ПАО с ценой деления 0,01 мм. Тросик крепился к верхней плоскости фундаментной плиты посредствам кронштейнов, установленных по краям модели в одной вертикальной плоскости. Показания прогибомеров на стадии быстрого нагружения фиксировались одновременно с показаниями динамометра видеорегистратором с частотой кадров 60.

Выводы по разделу 2

1. Для проведения экспериментальных исследований силового взаимодействия фундаментов с грунтовым основанием при быстрых догружениях определены параметры моделей фундаментов, силовая установка, приборы и оборудование. В основу выбора положен анализ ранее проведенных исследований в области работы фундаментов на песчаном основании и специфика решаемых задач.

2. На основании планирования экспериментов определено количество экспериментов, необходимых для выявления силового взаимодействия

фундаментов с грунтовым основанием при быстрых догружениях. Принято решение о дополнительных исследования.

3. Эксперименты разделены на серии в зависимости от решаемых задач:

 1-3 серии с железобетонными моделями фундаментов направлены на исследования влияния быстрых догружений на осадку, разрушающую нагрузку, характер разрушения фундамента;

– 4 серия с металлической моделью фундамента предназначена для изучения трансформации эпюры нормальных контактных напряжений при быстром догружении конструкции И изучения осадки. Металлическая модель необходимости использовались исходя ИЗ многократного применения конструкции, что невозможно при выборе железобетонных фундаментах из-за раннего начала процесса трещинообразования и наличия остаточных деформаций, влияющих на характер взаимодействия с основанием.

4. Определены параметры нагружения моделей фундаментов, включающие медленные нагружения, быстрые догружения после стартовых медленных нагружений различного уровня, что позволяет всесторонне исследовать влияние выбранных факторов на изменение взаимодействия фундаментов с основанием при быстрых нагружениях.

3 Результатов экспериментальных исследований взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при медленном нагружении и быстрым догружении

3.1 Результаты первой серии экспериментов

Характеристики моделей фундаментов, схема нагружения и результаты экспериментальных исследований первой серии экспериментов представлены в таблице 3.1. Разрушение всех моделей первой серии фундаментов, независимо от схемы нагружения, произошло от изгиба по нормальным сечениям в центральной части плиты конструкции (рисунок 3.1).

Таблица 3.1 – Характеристики моделей фундаментов, схема нагружения и результаты экспериментальных исследований первой серии экспериментов

№ обра зца	Разме- ры плит- ной части фунда мента	Расчетная несущая способность фундаментов на изгиб, Р _{рас} , (кН) по СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонны е конструкции»	Уровень предвари тельного нагружен ия (кН)	Количеств о циклов предварите льного нагружени я	Нали- чие быст- рого догру- жения	Опыт- ная разру- шаю- щая нагруз ка, Рі (кН)	P _i /P _{pac}	Сниже- ние разруша- ющей нагрузки относи- тельно базового фунда- мента (%)
Ф-1	50x50 x7	35,40	-	0	нет	40,00	1,13*	-
Ф-2	50x50 x7	35,40	15,0	0	есть	35,00	0,99	12,5
Ф-3	50x50 x7	35,40	21,0	0	есть	36,00	1,02	10,0
Ф-4	50x50 x7	35,40	15,0***	10	нет	48,00	1,36* *	-
Ф-5	50x50 x7	35,40	15,0***	10	есть	39,00	1,10	18,8

* принят за базовый фундамент для расчета снижения прочности моделей Ф-2 и Ф-3;

** принят за базовый фундамент для расчета снижения прочности модели Ф-5;

*** Уровень нагрузки повторных нагружений



Рисунок 3.1 – Фундаменты первой серии Ф-1 – Ф-5 после разрушения

Из таблицы 3.1 видно, что разрушающая нагрузка фундаментов, испытанных с традиционным медленным нагружением, существенно выше, чем фундаментов Ф-2, Ф-3 и Ф-5, испытанных с быстрым догружением. При этом наличие циклических нагружений моделей Ф-4 и Ф-5 привело к возрастанию разрушающей нагрузки как при традиционном нагружении, так и при наличии быстрого догружения.

Модель Ф-1.

Модель Ф-1 испытывалась со ступенчатым медленным нагружением конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента. Шагом нагрузки – 10% от расчетной разрушающей. Продолжительность набора нагрузки на каждом шаге составляла не менее 5 минут, после чего осуществлялась выдержка нагрузки не менее 15 минут.

Осадка фундамента в процессе нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед разрушением конструкции составило 49 мм (рисунок 3.2). При этом прогиб плиты достиг 12 мм.



Рисунок 3.2 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-1

По мере увеличения нагрузки происходила трансформация эпюры нормальных контактных напряжений (рисунок 3.3). На начальных этапах нагружения форма эпюры была близкой к прямоугольной. Далее, с увеличением нагрузки, наблюдалось отставание роста величины контактных напряжений у краевых зон фундамента. На последних этапах нагружения максимальные значения ординат эпюры наблюдались под центром подошвы фундамента и составили 0,29 МПа, а минимальные достигли значения 0,10 МПа – под краевыми зонами подошвы. Перед разрушением модели соотношение максимальной и минимальной ординат эпюры достигло значения 2,9. При этом эпюра нормальных контактных напряжений имела близкую к параболической форму.



Рисунок 3.3 – Эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента Ф-1 на различных уровнях нагружения

Разрушение фундамента Ф-1 произошло от изгиба по нормальному сечению при внешней нагрузке 40 кН.

Модель Ф-2.

Модель Ф-2 испытывалась с поэтапным медленным нагружением конструкции центральной нагрузкой до величины 15 кН. Шаг нагрузки был принят 10% от расчетной разрушающей. Продолжительность набора нагрузки на каждом шаге медленного нагружения составляла не менее 5 минут, после чего осуществлялась выдержка нагрузки не менее 15 минут.

Далее выполнялось быстрое догружение. Время быстрого догружения фундамента до разрушения от изгиба составило 50 сек, что соответствует скорости нарастания средних контактных напряжений в основании 0,1 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции составило 5,8 мм, что близко к значению осадки образца Ф-1 при аналогичной нагрузке (рисунок 3.4).



Рисунок 3.4 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-2 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Общая осадка фундамента перед разрушением достигла значения 19,1 мм (рисунок 3.4), что на 36% меньше, чем осадка фундамента Ф-1 при аналогичной нагрузке. Таким образом, осадка фундамента при быстром догружении была существенно меньше, чем при классическом нагружении при одних и тех же уровнях нагрузки

Прогиб плиты фундамента до начала быстрого догружения составил 1,6 мм, а перед разрушением 9,2 мм.

На начальных этапах нагружения эпюра нормальных контактных напряжений носила криволинейный характер. В процессе медленного нагружения происходило замедление роста напряжений у краевых зон эпюры и опережающий рост под центральной частью фундамента. Перед быстрым догружением эпюра нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента Ф-2 имела близкую к параболической форму (рисунок 3.5). Максимальные значения ординат эпюры наблюдались под центром подошвы фундамента и составило 0,9 МПа. Минимальные ординаты достигли значения 0,4 МПа под краевыми зонами подошвы. Соотношение максимальной и минимальной ординат эпюры составило 2,25.

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 35 кН от изгиба по нормальному сечению.





Модель Ф-3.

Модель Ф-3 испытывалась с поэтапным медленным нагружением центральной нагрузкой до величины 21 кН. После стабилизации состояния системы «фундамент-основание» производилось быстрое догружение образца. Время медленного нагружения на каждой ступени составляло не менее 5 минут. Время быстрого догружения фундамента до разрушения от изгиба составило 22 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 0,02 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции составило 10,5 мм (рисунок 3.6). Общая осадка фундамента перед разрушением достигла значения 20,0 мм (рисунок 3.6), что близко к значению осадки фундамента

Ф-2 и на 60% меньше, чем у фундамента Ф-1 при аналогичной нагрузке. Таким образом, осадка фундамента при быстром догружении была существенно меньше, чем при классическом нагружении при одних и тех же уровнях нагрузки



Рисунок 3.6 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-3 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Прогиб плиты при максимальном значении нагрузки медленного нагружения (21 кН) достиг 1,15 мм. В процессе быстрого догружения фундамента перед разрушением величина прогиба составила 9,5 мм, что близко по значению к величине прогиба плиты фундамента Ф-2 перед разрушением и меньше прогиба плиты фундамента Ф-2 перед разрушением и меньше прогиба

Форма эпюры нормальных контактных напряжений на всех этапах медленного нагружения носила криволинейный характер, при этом с увеличением нагрузки происходил опережающий рост ординат эпюры под средней частью фундамента и более медленный рост ординат напряжений под краевыми зонами подошвы (рисунок 3.7). После стабилизации системы перед быстрым догружением эпюра нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента имела параболическую форму с максимальной ординатой 1,51 МПа под центром подошвы фундамента и минимальной 0,54 МПа – под краевыми зонами.

Соотношение максимальной и минимальной ординат эпюры при максимальном статическом нагружении составило 2,8.



Рисунок 3.7 – Эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента Ф-3 перед началом быстрого догружения

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 36 кН.

Модель Ф-4.

Модель Ф-4 испытывалась с поэтапным медленным многократным нагружением конструкции центральной нагрузкой величиной 15 кН. Шаг нагрузки составлял 10% от расчетной разрушающей. Количество циклов нагружения до внешнего усилия 15 кН - 10. На каждой ступени нагружения осуществлялась выдержка нагрузки не менее 15 минут. Разгрузка осуществлялась до усилия в 1,0 кН. На последнем цикле нагрузка увеличивалась ступенчато с шагом 10% от расчетной разрушающей нагрузки с выдержкой нагрузки на каждой ступени не менее 15 минут.

Осадка фундамента в процессе нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение на последнем цикле нагружения перед разрушением конструкции составило 20,81 мм, что меньше конечной осадки фундамента Ф-1 (рисунок 3.8). При этом максимальный прогиб плиты фундамента на последнем цикле нагружения достиг 5,62 мм, что меньше величины прогиба плиты фундамента Ф-1 (12 мм).



Рисунок 3.8 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-4. Последний цикл нагружения

Эпюры нормальных контактных напряжений на различных стадиях нагружения фундамента представлена на рисунке 3.9. С увеличением нагрузки прослеживается отставание роста контактных напряжений у краевых зон фундамента и опережающий рост под центральной частью подошвы. На последних этапах нагружения максимальные значения ординат эпюры наблюдались под центром подошвы фундамента и составило 4,41 МПа, а минимальные – под краевыми зонами и составляли 0,96 МПа. Соотношение максимальной и минимальной ординат эпюры составило 4,59. Форма эпюры на последнем цикле нагружения была близкой к параболической. Отличие формы эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента образца Ф-4 от Ф-1 связано с воздействием малоцикловой нагрузки, повлекшей за собой формирование переуплотненного ядра в основании под центральной частью подошвы фундамента.



Рисунок 3.9 – Эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента Ф-4 (в скобках указан номер цикла нагружения).

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 48 кН от изгиба по нормальным сечениям плиты.

Модель Ф-5.

Модель Ф-5 испытывалась с малоцикловым медленным нагружением фундамента центральной нагрузкой до величины 15 кН. Всего было выполнено 10 циклов медленного нагружения. На последнем цикле нагружения после стабилизации состояния системы «фундамент-основание» при нагрузке 15 кН было
выполнено быстрое догружение. Время быстрого догружения фундамента до разрушения от фундамента изгиба составило 14 сек, что соответствует скорости нарастания средних напряжений в основании 0,42 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым нагружением конструкции на последнем цикле составило 6,1 мм, что близко к значению, полученному при испытании образца Ф-4. Осадка фундамента после быстрого догружения фундамента достигла значения 11,6 мм (рисунок 3.10), что на 16,5% меньше, чем у фундамента Ф-4 при аналогичной нагрузке. Таким образом, осадка фундамента при быстром догружении перед разрушением фундамента была меньше, чем при классическом нагружении.

Прогиб плиты при максимальном значении нагрузки медленного нагружения последнего цикла составил 1,585 мм, а перед разрушением в процессе быстрого догружения 3,59 мм, что меньше, чем у фундамента Ф-4.

Форма эпюры нормальных контактных напряжений на всех этапах медленного нагружения носила криволинейный характер. Наблюдался опережающий рост ординат эпюры под средней частью фундамента и более медленный рост нормальных напряжений у краевых зон фундамента при увеличении внешней нагрузки.



Рисунок 3.10 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-5 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента). Последний цикл нагружения

На последнем цикле медленного нагружения после стабилизации системы перед быстрым догружением эпюра нормальных контактных напряжений под подошвой модели имела параболическую форму. Максимальная ордината располагалась под центром подошвы фундамента и составляла 0,98 МПа а минимальная 0,40 МПа под краевой зоной подошвы фундамента (рисунок 3.11). Соотношение максимальной и минимальной ординат эпюры при максимальной нагрузке медленного нагружения составило 2,45.

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 39 кН.



Рисунок 3.11 – Эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента Ф-5 до стадии быстрого догружения

Сопоставление прогиба плит и осадки моделей фундаментов.

На рисунке 3.12 приведены графики прогиба плит и осадки фундаментов Ф-1, Ф-2 и Ф3. Как видно из графика, осадка фундаментов Ф-2 и Ф-3, испытанных с быстрым догружением, при разрушающей нагрузке была ниже, чем у фундамента Ф-1, испытанного при медленном нагружении. Разница осадки фундаментов Ф-2 и Ф-3 и фундамента Ф-1 увеличивалось по мере увеличения нагрузки. Осадка и прогиб плиты фундаментов Ф-2 и Ф-3 перед разрушением были близки по значению.



Рисунок 3.12 – Графики прогиба плит и осадки фундаментов Ф-1, Ф-2 и Ф-3 (начало быстрого догружения указано крупными точками)

Сравнение прогибов плиты фундаментов на момент разрушения показал, что у фундамента Ф-1, испытанного при медленном нагружении, он был несколько выше, чем у фундаментов Ф-2 и Ф-3. Учитывая, что прогиб плиты фундамента непосредственно зависит от величины изгибающего момента, можно сделать вывод, что причиной более раннего разрушения фундаментов Ф-2 и Ф-3 является более высокий уровень изгибающего момента в их плитах при быстром догружении. Это связано в отличии форм эпюр нормальных контактных напряжений.

На рисунке 3.13 приведены графики прогибов плит и осадки фундаментов Ф-4 и Ф-5. Как видно из графиков, осадка фундамента Ф-4, испытанного при медленном нагружении, при критической нагрузке превысила осадку фундамента Ф-5, испытанного при быстром догружении. Более низкие уровни осадок фундаментов Ф-4 и Ф-5 относительно Ф-1, Ф-2 и Ф-3 перед разрушением объясняются наличием циклов предварительного нагружения.



Рисунок 3.13 – Графики прогиба плит и осадки фундаментов Ф-4 и Ф-5 без учета деформаций предварительного нагружения

3.2 Результатов второй серии экспериментов

Характеристики моделей фундаментов, схема нагружения и результаты экспериментальных исследований второй серии экспериментов представлены в таблице 3.2. Фундаментов имели размеры в плане 0,4 х 0,6 м, высоту плиты 0,07...0,082 м и размеры сечения фрагментов колонны 0,08 х 0,12 м. Разрушение всех моделей фундаментов произошло от изгиба плитной части по нормальным сечениям (рисунок 3.14).

экспериментов, схема нагружения и результаты экспериментальных исследований № Размеры Расчетная Уровень Нали-Скорость Опытная Снижение образв плане, несущая предвачие нагружеразруша- $P_i/P_{\rm pac}$ разрушаспособновысота рительбыстния, ющая ющей ца сть плитной ного рого МПа/ нагрузка, нагрузки части, см фундамемедлендогмин Pi (ĸH) относитентов, Ррас, ного pyльно (кН) по нагружежени базового СП ния (кН) я фундамен-63.13330. та (%) 2018 на изгиб Риз Φ-2.1 1,01 21,7 36 Дa 0.5 40x50x7 47,6 48,0 Φ-2.2 48 Дa 0,4 0.97 24,8 40x50x8 55,8 54,1 Φ-2.3 40x50x 57,4 4 0,75 1,1 14,7 Дa 63,6 8,2 Φ-2.4 55,8 75,0 1,34 40x50x8 нет Φ-2.5 55,8 1,29* нет ---40x50,8 72,0

Таблица 3.2 – Характеристики моделей фундаментов второй серии

Модель Φ-2.1.

Модель Ф-2.1 испытывалась с поэтапным медленным нагружением центральной нагрузкой до величины 36 кН. Далее, после стабилизации состояния системы «фундамент-основание», было выполнено быстрое догружение. Время быстрого догружения до разрушения фундамента составило 6 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 0,5 МПа/мин.



Рисунок 3.14 – Фундаменты второй серии Ф-2.1 – Ф-2.5 после разрушения

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым нагружением конструкции составило 2,2 мм, а общая осадка после быстрого догружения – 4,4 мм (рисунок

3.15). Прогиб плиты при максимальном значении нагрузки медленного нагружения составил 0,28 мм, а перед разрушением в процессе быстрого догружения 1,8 мм.



Рисунок 3.15 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-2.1 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Разрушение фундамента произошло от изгиба по нормальному сечению. Разрушающая нагрузка составили 48 кН.

Модель Φ-2.2.

Модель Ф-2.2 испытывалась с поэтапным медленным нагружением конструкции центральной нагрузкой до величины 48 кН. После выдержки нагрузки в течении 15 минут было выполнено быстрое догружение. Время быстрого догружения фундамента до разрушения составило 3 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 0,4 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции

достигло 5,3 мм, а перед разрушением 5,6 мм. (рисунок 3.16). При этом прогиб плиты составил 1,42 мм до быстрого догружения и 1,45 мм перед разрушением.



Рисунок 3.16 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-2.2 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 59,1 кН от изгиба по нормальному сечению плиты.

Модель Ф-2.3

Модель Ф-2.3 испытывалась с быстрым догружением после стартового медленного нагружения конструкции центральной нагрузкой до величины 0,4 кН. Время быстрого догружения фундамента до разрушения от изгиба составило 20 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 0,75 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила линейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции составило 0,64 мм (рисунок 3.17). При этом прогиб плиты достиг 0,01 мм. Осадка фундамента перед разрушением составила 4,0 мм, а прогиб 1,43 мм.



Рисунок 3.17 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-2.3 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

График осадки модели в первой половине быстрого догружения носил нетипичный вогнутый характер (рисунок 3.17). Величина осадки модели Ф-2.3 при соответствующих уровнях нагружения была ниже, чем осадка фундамента Ф-2.5, что объясняется отставанием развития полной осадки во времени от загружения. Вместе с тем, прогиб плиты образца Ф-2.3 перед разрушением был выше, чем модели Ф-2.5 при аналогичной нагрузке.

Перед разрушением модели на графиках рисунка 3.18 прослеживается увеличение скорости возрастания осадки модели. При этом изменение направления кривизны графика прогиба совпадает с образованием нормальных трещин в плите конструкции.

Разрушение модели фундамента произошло от изгиба при внешней нагрузке 63,3 кН. Процесс разрушения сопровождался резким увеличением осадки фундамента с одновременным падением внешнего усилия в системе нагружения модели. Опытная разрушающая нагрузка на 10% превысила расчетную по СП 63.13330.2018.

Модель Ф-2.4.

Модель Ф-2.4 испытывалась с поэтапным медленным нагружением конструкции центральной нагрузкой до разрушения.

Осадка фундамента носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед разрушением составило 11,3 мм (рисунок 3.18). При этом прогиб плиты достиг 2,99 мм.

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 75,0 кH, что на 34,4% больше, чем расчетная несущая способность модели по СП 63.13330.2018.



Рисунок 3.18 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-2.4

Модель Φ-2.5.

Модель Ф-2.5 испытывалась с поэтапным медленным нагружением конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента. Шагом нагрузки составлял 10% от расчетной разрушающей. На каждом шаге нагружения осуществлялась выдержка нагрузки не менее 15 минут.

Осадка фундамента в процессе нагружения носила нелинейный характер. Максимальное значение осадки фундамента перед разрушением конструкции составило 11,2 мм (рисунок 3.19). При этом прогиб плиты достиг 0,25 см.

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 72,0 кН. При этом соотношение опытной разрушающей нагрузки и расчетной по СП 63.13330.2018 составило 1,29.



Рисунок 3.19 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-2.5

Сопоставление осадок фундаментов.

Данные о прогибе плит и осадке фундаментов Ф-2.1, Ф-2.2, Ф-2.3, Ф-2.4, Ф-2.5 представлены на рисунке 3.20.

Средняя осадка фундаментов при медленном нагружении перед разрушением достигла 10,2 мм. У фундаментов, испытанных с быстрым догружением, величина средней осадки составила 4,1 мм.



Рисунок 3.20 – Осадка фундаментов Ф-2.1, Ф-2.2, Ф-2.3, Ф-2.4, Ф-2.5 (Начало быстрого догружения указано крупными точками)

Перед разрушением фундаментов, испытанным с быстрым догружением, осадка конструкций была ниже, чем у образцов, испытанных при медленном нагружении при аналогичной нагрузке. Наименьшая осадка наблюдалась у образца Ф-2.3, быстрое нагружение которого началось на начальном этапе испытаний при нагрузке 4,0 кН. Это объясняется запаздыванием развития осадки фундаментов при быстром догружении. У модели Ф-2.2, испытавшей быстрое догружение на последнем этапе нагружений, в период медленного нагружения осадка развивалась аналогично фундаментам Ф-2.4 и Ф-2.5.

Среднее значение критического прогиба плит фундаментов второй серии при наличии быстрого догружения составило 1,8 мм. Средний критический прогиб плит фундаментов при медленном нагружении достиг 2,75 мм. При этом характер приращения прогиба с увеличением нагрузки при медленном нагружении и быстром догружении существенно отличается. Так при быстром догружении характерен быстрый прирост прогиба с началом догружения, а при традиционном

медленном нагружении развитие прогиба происходит более равномерно. Основной предполагаемой причиной ускоренного роста прогиба при быстром догружении является двойственный характер увеличения краевых нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента, имеющих максимальное плечо до расчетного сечения, что способствует значительному увеличению изгибающего момента.



Рисунок 3.21 – Графики прогиба плиты фундаментов 2 серии (Начало быстрого догружения указано крупными точками)

3.3 Результаты третьей серии экспериментов

Характеристики моделей фундаментов, схема нагружения и результаты экспериментальных исследований третьей серии экспериментов представлены в таблице 3.3. Разрушение всех моделей фундаментов произошло от изгиба плитной части по нормальным сечениям (рисунок 3.22).

Таблица 3.3 – Характеристики моделей фундаментов, схема нагружения и

результаты	экспериментальных	исследований	первой	серии	эксперимен	тов

D	D	* 7	**	a	0	ת	a
Размер	Расчетная	Уровень	Наличи	Скорос	Опытная	P_i	Снижение
ы	несущая	предвари	e	ТЬ	разруша-	$P_{\rm pac}$	разруша-
плитно	способнос	тельного	быстро	нагруж	ющая	1	ющей
й	ТЬ	нагруже	ГО	ения,	нагрузка,		нагрузки
части	фундамен	ния (кН)	догруж	МПа/	Рі (кH)		относите-
фунда	тов, Ррас,		ения	МИН			ЛЬНО
мента	(кН) по						базового
	СП						фундамен-
	63.13330.2						та (%)
	018						
	на изгиб						
	Риз						
50x50x	22.95	-	нет	-	<i>c</i> 1	2,56	-
7	23,85				61		
50x50x		18.3	да	0,3		1,96	20.5
Q	27,96	,	, ,	,	55	,	- , -
0							
50x50x	28 77	7,32	да	0,6	59	2,05	16,8
8,2	20,77				57		
50x50x	27.88	-	нет	-	66	2,37	-
8	27,00				00		
50x50x	27.99	28,9	да	1,0	56	2,01	18,4
8	27,88				20		
50x50x	26.25	26,7	да	0,2	F 1	1,93	21,7
	20.35	,			51		,
	Размер ы ілитно й части фунда мента 50x50x 7 50x50x 8 50x50x 8 50x50x 8 50x50x 8 50x50x 8 50x50x	Размер ыРасчетная несущаяилитноспособносйтьчастифундамен тов, Ррас, (кН) пофундаспособносйтьчастифундамен тов, Ррас, (кН) поСП63.13330.2 018 на изгиб Риз50x50x23,8550x50x27,9650x50x28,7750x50x27,8850x50x27,8850x50x27,8850x50x27,8850x50x27,8850x50x27,88	Размер ы Расчетная несущая способнос й Уровень предвари тельного нагруже ния (кН) части фунда фундамен тов, Р _{рас} , (кН) по СП 63.13330.2 018 на изгиб Р _{из} ния (кН) 50x50x 23,85 - 7 23,85 - 50x50x 27,96 18,3 50x50x 28,77 7,32 50x50x 27,88 - 50x50x 27,88 - 50x50x 27,88 - 50x50x 27,88 28,9 8 27,88 28,9 50x50x 26,35 26,7	Размер ы Расчетная несущая способнос й Уровень предвари тельного нагруже ния (кН) Наличи е быстро го догруж ения части фунда мента фундамен (кН) по СП 63.13330.2 018 на изгиб Риз тов, Ррас, икН) ния (кН) догруж ения 50x50x 23,85 - нет 50x50x 27,96 18,3 да 50x50x 28,77 7,32 да 50x50x 27,88 - нет 50x50x 27,88 - нет 50x50x 27,88 - нет 50x50x 27,88 - нет 50x50x 27,88 28,9 да 50x50x 26,35 26,7 да	Размер ы Расчетная несущая способнос й Уровень предвари тельного нагруже Наличи е Скорос ть нагруж ения, мента части фунда части фунда мента тов, Р _{рас} , (кН) по СП 63.13330.2 018 на изгиб Р _{из} ния (кН) догруж ения МПа/ мин 50x50x 23,85 - нет - 50x50x 27,96 18,3 да 0,3 50x50x 28,77 7,32 да 0,6 50x50x 27,88 - нет - 50x50x 27,88 - нет - 50x50x 27,88 28,9 да 1,0 50x50x 27,88 26,7 да 0,2	Размер ы ы инсущая илитно й части фунда мен ть ментаРасчетная предвари предвари нагруже нагруже нагруже го догруж ения, догруж ения, минСкорос ть разруша- ющая нагруже, нагруже, нагруже ения, минОпытная разруша- ющая нагруже, нагруже, ения, минОпытная разруша- ющая нагруже, нагруже, ения, минОпытная разруша- ющая нагруже, ения, минчасти фунда ментафундамен тов, P_{pac} , (кН) по СП 63.13330.2 018 на изгиб $P_{и3}$ Части нагруже, енияСкорос ть нагруже ения, минОпытная разруша- ющая нагруже, ения, мин50x50x 7 7 23,85-нет-6150x50x 8 27,9618,3 18,3да0,35550x50x 8,228,777,32 2,38да0,65950x50x 8 8 27,8828,9да1,05650x50x 8 8 50x50x26,3526,7да0,251	Размер ы несущая плитно й части фунда ментаРасчетная предвари тельного нагруже нагруже нагруже нагруже го го о то нагруже ения, осторуж ения, минОпытная разруша- ющая нагружа, нагружа, рі (кН) P_i P_{pac} (кН) го нагруже ения, мин P_i разруша- ющая нагружа, нагружа, рі (кН) P_i P_{pac} (кН) го с о с о с о с о с (кН) по с СП 63.13330.2 018 на изгиб P_{μ_3} Уровень предвари тов, P_{pac} , (кН) по с СП 63.13330.2 018 на изгиб P_{μ_3} Наличи е с о о нет го догруж енияОпытная нагружа ения, мин P_i разруша- ющая нагружа, нагружа, Pi (кН) P_i P_{pac} 50x50x 50x50x 8,2 50x50x 50x50x 8 27,8827,9618,3 18,3да да0,3 0,3551,9650x50x 8,2 50x50x 8 50x50x 8 50x50x27,88-нет е е го да-66 2,372,385 50x50x 8 50x50x 8 50x50x 8 50x50x27,8828,9 26,35да 26,70,2 26,35511,93



Рисунок 3.22 – Фундаменты третьей серии Ф-3.1 – Ф-3.6 после разрушения

Модель Ф-3.1.

Модель Ф-3.1 испытывалась с поэтапным медленным нагружением конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента. Шаг нагрузки составлял 10% от расчетной разрушающей. На каждом шаге нагружения осуществлялась выдержка нагрузки не менее 15 минут.

Осадка фундамента в процессе нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед разрушением конструкции составило 11,0 мм (рисунок 3.23). При этом прогиб плиты достиг 1,55 мм.



Рисунок 3.23 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-3.1

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 61 кH, что на 2,56 раза выше расчетной несущей способности.

Модель Ф-3.2

Модель Ф-3.2 испытывалась с поэтапным медленным нагружением центральной нагрузкой до величины 18,3 кН. После стабилизации состояния системы «фундамент-основание» производилось быстрое догружение. Время быстрого догружения фундамента до разрушения от изгиба составило 30 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 0,3 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции составило 4,59 мм (рисунок 3.24). Прогиб плиты при максимальном значении нагрузки медленного нагружения составил 0,69 мм. В процессе быстрого догружения фундамента перед разрушением величина прогиба достигла значения 2,6 мм, а осадка – 10,7 мм.



Рисунок 3.24 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф3-2 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 55 кН

Модель Ф-3.3

Модель Ф-3.3 испытывалась с поэтапным медленным нагружением центральной нагрузкой до величины 7,32 кН. После стабилизации состояния системы «фундамент-основание» было произведено быстрое догружение. Время быстрого нагружения фундамента до разрушения от изгиба составило 20 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 0,6 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции составило 1,7 мм (рисунок 3.25). В процессе быстрого догружения фундамента перед разрушением величина прогиба составила 1,97 мм, а осадка – 8,08 мм.

Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 59 кН.



Рисунок 3.25 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-3.3 (вертикальными линиями обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Модель Ф-3.4.

Модель Ф-3.4 испытывалась с поэтапным медленным нагружением конструкции центральной нагрузкой до разрушения фундамента. Шаг нагрузки составлял 10% от расчетной разрушающей. На каждом шаге нагружения осуществлялась выдержка нагрузки не менее 15 минут.

Осадка фундамента в процессе нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед разрушением конструкции составило 9,62 мм (рисунок 3.26). При этом прогиб плиты достиг значения 1,32 мм.



Разрушение фундамента произошло при внешней нагрузке 66 кН.

Рисунок 3.26 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-3.4

Модель Ф-3.5

Модель Ф-3.5 испытывалась с поэтапным медленным нагружением центральной нагрузкой до величины 28,9 кН. После стабилизации состояния системы «фундамент-основание» производилось быстрое догружение. Время быстрого догружения фундамента до разрушения от изгиба составило 6 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 1,0 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции составило 3,94 мм (рисунок 3.27). Прогиб плиты при максимальном значении нагрузки медленного нагружения составил 0,22 мм. В процессе быстрого догружения фундамента перед разрушением величина прогиба составила 2,25 мм, а осадка 7,6 мм.

Разрушение фундамента произошло при нагрузке 56 кН.



Рисунок 3.27 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-3.5 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Модель Ф-3.6

Модель Ф-3.6 испытывалась с поэтапным медленным нагружением центральной нагрузкой до величины 26,7 кН. После стабилизации состояния системы «фундамент-основание» производилось быстрое догружение. Время быстрого догружения фундамента до разрушения от изгиба составило 30 сек, что соответствует скорости нарастания напряжений в основании 0,2 МПа/мин.

Осадка фундамента в процессе медленного нагружения носила нелинейный характер, максимальное ее значение перед быстрым догружением конструкции составило 3,86 мм (рисунок 3.28). Прогиб плиты при максимальном значении нагрузки медленного нагружения достиг 0,24 мм. В процессе быстрого догружения фундамента перед разрушением величина прогиба составила 2,4 при осадке плиты 8,5 мм.

Разрушение фундамента произошло при нагрузке 51 кН.



Рисунок 3.28 – Прогиб плиты (f), осадка краевых зон (S1, S3) и центра (S2) фундамента Ф-3.6 (вертикальной линией обозначено начало быстрого догружения фундамента)

Сравнение осадок фундаментов

Графики осадок фундаментов представлены на рисунке 3.29. На момент разрушения железобетонных моделей, осадка у большинства образцов, испытанных с быстрым догружением, была меньше, чем осадка аналогичных образцов, испытанных при традиционном медленном нагружении. Наибольшее снижение осадки наблюдалась у образца Ф-3.3, быстрое догружение которых осуществлялась при наименьшем преднагружении статической нагрузкой.

Из графиков на рисунке 3.29 видно, что кривые осадки фундаментов Ф-3.1 и Ф-3.2, испытанных при медленном нагружении, имею форму, близкую к классической, с увеличением интенсивности осадки по мере возрастания внешней нагрузки.

Характерным для фундаментов Ф-3.2, Ф-3.3, Ф3.5, Ф-3.6 является наличие более пологого участка графиков осадки после начала быстрого догружения.



Рисунок 3.29 – Сравнение осадок фундаментов 3 серии (Начало быстрого догружения указано крупными точками)

Другой особенностью являются искривление графиков осадки фундаментов Ф-3.2, Ф-3.3, Ф-3.5, испытанных с быстрым догружением. На графиках после участка выполаживания после быстрого догружения прослеживаются участки с кривизной, противоположной классическим графикам осадки. Данные особенности осадки фундаментов, имевших быстрое догружение, связаны с отставанием роста осадки от роста внешней нагрузки.

Таким образом, графики осадки фундаментов Ф-3.2, Ф-3.3, Ф3.5, Ф-3.6 имеют более криволинейную конфигурацию относительно графиков осадки фундаментов Ф-3.1 и Ф-3.4. В них можно выделить следующие характерные зоны:

- зона предварительного медленного нагружения;

 – зона начала быстрого догружения, характеризующаяся сполаживанием относительно первой зоны;

 – зона развития осадки быстрого догружения, характеризующая изменением кривизны графика в противоположном направлении относительно классического графика осадки;

 зона предкритического состояния, на которую активно влияют увеличивающаяся деформация плиты фундамента и перераспределение нормальных контактных напряжений, связанных с деформацией плиты.

Относительное приращение осадки.

На рисунке 3.30 представлен график относительного приращения осадки фундаментов Ф-3.1 и Ф-3.2, испытанных при медленном нагружении. Графики близки по конфигурации и имеют относительно равномерные приращения осадки. Более интенсивные приращения осадки на начальных этапах нагружения связаны с обеспечением равномерного контакта подошвы фундамента с основанием и первичным уплотнением. Дальнейшие приращения замедляются в связи со стабилизацией работы системы «фундамент-основание», после чего увеличиваются с ростом нагрузки В соответствии c классическими закономерностями изменения осадки основания.



Рисунок 3.30 – Относительное приращение осадки фундаментов Ф-3.1 и Ф-3.4, испытанных при медленном нагружении

На рисунке 3.31 представлены относительные приращения осадки фундаментов Ф-3.2, Ф-3.3, Ф-3.5 и Ф-3.6, испытанных при быстром догружении. Как и в случае с фундаментами Ф-3.1 и Ф-3.2, на начальных этапах нагружения происходит более интенсивные приращения осадки. Дальнейшие приращения замедляются в связи со стабилизацией работы системы «фундамент-основание». Перед быстрым догружением приращения осадки находились в стадии замедления роста либо начала роста. Начало быстрого догружения всех фундаментов сопровождалось замедлением приращений осадки, после чего наблюдался общий тренд к росту приращений осадки. При этом приращения носили циклический (волновой) характер изменения.



Рисунок 3.31 – Относительное приращение осадки фундаментов Ф-3.2, Ф-3.3, Ф-3.5 и Ф-3.6, испытанных при быстром догружении (крупными точками показано начало быстрого догружения)

Колебательный процесс приращения осадки фундамента при быстром догружении можно объяснить следующими факторами:

 – развитием автофрикционных колебаний системы «фундамент-грунт», что связано с взаимозависимостью эпюры нормальных корнтакнтых напряжений и прогиба плиты фундамента; – циклическим характером процесса дилатансии в виде циклов «уплотнениеразуплотнение» грунта у краевых зон подошвы фундаментов, что, в том числе, способствует развитию автофрикционных колебаний.

3.4 Результаты исследований с металлическими моделями

Серия 4.1. Максимальная нагрузка 31 кН.

Наргужение металлических моделей фундаментов осуществлялось поэтапно со ступенями нагрузки до 10% от нагрузки достижения расчетной несущей способности основания. Время нагружения одной ступени составляло не менее 5 мин. На каждой ступени осуществлялась выдержка нагрузки.

Эпюра нормальных контактных напряжений при медленном нагружении металлической модели нагрузкой 9 кН и 31 кН представлена на рисунке 3.32.



Рисунок 3.32 – Эпюры нормальных контактных напряжений при медленном нагружении модели до N=9 кН и N=31 кН

При нагрузке 9 кН эпюра имела форму, близкую к прямоугольной с максимальной ординатой у краевой зоны, равной 0,055 МПа и соотношением максимальной и минимальной ординаты 1,15. При нагрузке 31 кН эпюра имела

параболическую форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 3,9. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 31 кН составила 0,346 МПа при среднем значении 0,17 МПа.

Эпюры нормальных контактных напряжений при медленном нагружении до N=9 кН и последующем быстром догружении до N=31 кН представлены на рисунке 3.33, а; при медленном нагружении до N=22 кН и быстром догружении до N=31 кН – на рисунке 3.33, б.



Рисунок 3.33 – Эпюры нормальных контактных напряжений: a) при медленном нагружении N=9 кH и последующем быстром догружении до N=31 кH; б) при медленном нагружении N-22 кH и последующем быстром догружении до N=31 кH

При нагрузке 9 кН медленного нагружения эпюра нормальных контактных напряжений имела форму, близкую к прямоугольной с небольшой концентрацией напряжений под средней частью подошвы (рисунок 3.33, а) и максимальной ординатой, равной 0,06 МПа. При нагрузке 22 кН медленного нагружения эпюра имела параболическую форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 3,07. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 22 кН составила 0,20 МПа при среднем значении 0,12 МПа.

При быстром догружении металлической модели от нагрузки 9 кН до 31 кН эпюра имела параболическую форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 1,33. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 31 кН составила 0,20 МПа при среднем значении 0,17 МПа.

При быстром догружении металлической модели от нагрузки 22 кН до 31 кН эпюра имела параболическую форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 2,5. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 30 кН составила 0,28 МПа при среднем значении 0,17 МПа.

Сопоставление эпюр нормальных контактных напряжений при нагрузке N=31 кН после медленного нагружения и после быстрых догружений от стартовой нагрузки 9 кН и 22 кН до N=31 кН представлено на рисунке 3.34.

Из рисунка видно, что эпюра нормальных контактных напряжений при нагрузке 31 кН после медленного нагружения имеет параболическую форму с наибольшим соотношением максимальной ординаты, расположенной под центром подошвы, и минимальной, расположенной под краевой зоной, равным 4,3.

При быстром догружении от стартовой нагрузки N=9 кН эпюра нормальных контактных напряжений при нагрузке N=31 кН имеет наименее трансформированную форму, чем при более высоком старте (N=22 кH) (соотношение ординат 1,33). Это объясняется запаздыванием процесса осадки, развития пластических деформаций в грунте, дилатансией и другими факторами при быстром догружении.



Рисунок 3.34 – Сопоставление эпюр нормальных контактных напряжений при нагрузке N=31 кН после медленного нагружения и после быстрых догружений от N= 9 кН и N=22 кН

Таким образом, более ранний старт быстрого догружения способствует меньшей трансформации эпюры нормальных контактных напряжений, а соответственно более высокому уровню изгибающего момента в конструкции фундаментов.

Серия 4.2. Максимальная нагрузка 60 кН.

Эпюра нормальных контактных напряжений при медленном нагружении металлической модели нагрузкой 60 кН представлена на рисунке 3.35.

При нагрузке 60 кН эпюра имела параболическую форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 23,8. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 60 кН составила 1,31 МПа при среднем значении 0,33 МПа.



Рисунок 3.35 – Эпюра нормальных контактных напряжений при медленном нагружении до N=60 кН

Эпюры нормальных контактных напряжений при медленном нагружении до N=15 кH и последующем быстром догружении до N=60 кH; представлены на рисунке 3.36, а.

При медленном нагружении фундамента до N=30 кН и быстром догружении до N=60 кН эпюры нормальных контактных напряжений приведены – на рисунке 3.36, б. При медленном нагружении до N=45 кН и последующем быстром догружении до N=60 кН эпюры изображены – на рисунке 3.36, в.

При нагрузке 15 кН медленного нагружения эпюра нормальных контактных напряжений имела криволинейную форму с концентрацией напряжений под средней частью подошвы (рисунок 3.36, а) и максимальной ординатой, равной 0,12 МПа. При нагрузке 30 кН медленного нагружения эпюра имела параболическую форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 2,73, максимальной ординатой 0,3 МПа и среднем значении 0,16 МПа. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 60 кН составила 0,69 МПа при среднем значении 0,33 МПа.



Рисунок 3.36 – Эпюры нормальных контактных напряжений при быстром догружении от стартовых нагрузок: а) N=15 кH, б) N=30 кH, в) N=45 кH

При быстром догружении металлической модели от нагрузки 30 кН до 60 кН эпюра имела параболическую форму с отношением максимальных напряжений

к минимальным равным 3,44. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 60 кH составила 6,2 МПа при среднем значении 0,33 МПа.

При быстром догружении металлической модели от нагрузки 45 кН до 60 кН эпюра имела стреловидную форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 7,5. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 60 кН составила 0,9 МПа при среднем значении 0,33 МПа.

Сопоставление эпюр нормальных контактных напряжений при нагрузке N=60 кН после медленного и быстрых догружений от стартовой нагрузки 15 кН, 30 кН и 45 кН представлено на рисунке 3.37. Из рисунка видно, что эпюра нормальных контактных напряжений при нагрузке 60 кН после медленного нагружения имеет стреловидную форму с наибольшим соотношением максимальной ординаты, расположенной под центром подошвы, к минимальной, расположенной под краевой зоной, равным 31.



Рисунок 3.37 – Сопоставление эпюр нормальных контактных напряжений при нагрузке N=60 кН после медленного и быстрых догружений

При быстром догружении от стартовой нагрузки N=15 кН эпюра нормальных контактных напряжений при нагрузке N=60 кН имеет наименее трансформированную форму, чем при более высоком старте (N=45 кH) (соотношение ординат 1,77). Эта тенденция близка к наблюдаемой в серии 4.1 и объясняется запаздыванием процесса осадки, развития пластических деформаций в грунте, дилатансией и другими факторами при быстром догружении.

Прирост нормальных контактных напряжений под фундаментом и осадки во времени после быстрого увеличения нагрузки с 15 кН до 60 кН представлен на рисунке 3.38. Наиболее активное увеличение осадки фундамента происходило в первые 30 секунд. Существенное затухание осадки отмечалось с 7 минуты выдержки фундамента под нагрузкой. Общее увеличение осадки за 8 минут составило 0,16 мм.



Рисунок 3.38 – Прирост нормальных контактных напряжений во времени под фундаментом после быстрого догружения с 15 кН до 60 кН и фиксации внешней нагрузки (размещение месдоз М1...М4 в соответствии с рисунком 2.6, б)

Серия 4.3. Максимальная нагрузка 67,3 кН

Эпюра нормальных контактных напряжений при медленном нагружении металлической модели нагрузкой 67,3 кН представлена на рисунке 3.39. При

нагрузке 67,3 кН эпюра имела стреловидную форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 20,1. Максимальная ордината эпюры при нагрузке 67,3 кН составила 1,61 МПа при среднем значении 0,37 МПа.

Эпюры нормальных контактных напряжений при медленном нагружении N=60 кН и быстром догружении до N=67,3 кН представлены на рисунке 3.40. При нагрузке 60 кН медленного нагружения эпюра нормальных контактных напряжений имела стреловидную форму с концентрацией напряжений под средней частью подошвы (рисунок 3.40). Максимальной ордината составила 1,31 МПа при среднем уровне напряжений 0,33 МПа. Отношение максимальных нормальных контактных напряжений к минимальным достигло 23,8.



Рисунок 3.39 – Эпюра нормальных контактных напряжений при медленном нагружении до N=67,3 кН

При быстром догружении металлической модели от нагрузки 60 кН до 67,3 кН эпюра имела стреловидную форму с отношением максимальных напряжений к минимальным равным 13,2 (рисунок 3.40). Максимальная ордината эпюры при нагрузке 67,3 кН составила 1,46 МПа при среднем значении напряжений под подошвой 0,37 МПа.



Рисунок 3.40 – Эпюры нормальных контактных напряжений при медленном нагружении N=60 кН и быстром догружении до N=67 кН

Сопоставление эпюр нормальных контактных напряжений при нагрузке N=67 кН после медленного нагружения и быстрого догружения от N= 67 кН приведено на рисунка 3.41. Из рисунка видно, что при быстром догружении ординаты нормальных контактных напряжений под центральной частью подошвы фундамента имеют более низкие значения относительно медленного нагружения, а под краевой зоной подошвы – более высокие значения.



Рисунок 3.41 – Сопоставление эпюр нормальных контактных напряжений при нагрузке N=67 кН после медленного нагружения и быстрого догружения до N= 67 кН

Прирост осадки конструкции и нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента во времени после быстрого увеличения нагрузки от 60 до 67,3 кН приведен на рисунке 3.42. Осадка активно увеличивалась до 70-80 секунд после остановки догружения. При этом увеличение осадки составило 0,1 мм. Существенное затухание осадки отмечалось после 6 минуты. Общее увеличение осадки составило 0,2 мм. Нормальные контактные напряжения активно развивались на протяжении 5 минут под центральной частью подошвы фундамента, достигнув при этом увеличения 0,17 МПа, после чего прирост существенно затормозился. На участке у центра подошвы фундамента отмечался За 5 минут менее значительный рост нормальных контактных напряжений. наблюдений увеличение напряжений достигло 0,06 МПа. В остальных точках подошвы прирост напряжений был не значительным.


Рисунок 3.42– Прирост нормальных контактных напряжений во времени под фундаментом после быстрого догружения с 60 до 67,3 кН и фиксации внешней нагрузки (размещение месдоз М1...М4 в соответствии с рисунком 2.6, б)

Сопоставление графиков рисунков 3.38 и 3.42 показало, что с увеличением степени нагруженности основания после стабилизации нагрузки быстрого догружения величина прироста во времени осадки и нормальных контактных напряжений под центральной частью подошвы была больше, а зона прироста напряжений была шире. В экспериментах с медленным нагружением прирост напряжений и осадки моделей после стабилизации нагрузки каждой ступени проявлялся лишь при высокой степени нагруженности основания и имел существенно меньшие значения, чем при наличии быстрого догружения.

При невысоком уровне нагруженности основания прирост нормальных контактных напряжений после стабилизации нагрузки быстрого догружения имел некоторые отличия. Так после быстрого догружения от 18,3 кН до 22 кН в первые секунды отмечался наибольший прирост напряжений у краевых зон подошвы при небольшом снижении под центральной частью подошвы (рисунок 3.43). При быстром догружении фундамента от 22 кН до 31,1 кН (рисунок 3.44) увеличении контактных напряжений под центральной зоной имело кратковременный характер, после чего снижалось. При этом наблюдался рост контактных напряжений под краевой зоной.

109



Рисунок 3.43 – Изменение нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента после быстрого догружения от 18,3 кН до 22 кН и фиксации внешней нагрузки (точка 1 – краевая зона, точка 2 – между краевой зоной и центром, точка 3 – под центром подошвы)



Рисунок 3.44 – Изменение нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента после быстрого догружения от 22 кН до 31,1 кН и фиксации внешней нагрузки (точка 1 – краевая зона, точка 2 – между краевой зоной и центром, точка 3 – под центром подошвы)

Выводы по разделу 3

В результате проведенных экспериментальных исследований установлено, что быстрое догружение фундаментов оказывает существенное влияние на взаимодействие фундамента с грунтовым основанием, приводя к изменению осадки и эпюры нормальных контактных напряжений, снижению разрушающей нагрузки.

На момент разрушения железобетонных моделей, осадка у большинства образцов была меньше, чем осадка аналогичных образцов, испытанных при традиционном медленном нагружении. Пониженная величина осадки при быстром догружении объясняется запаздыванием развития пластических деформаций в грунте относительно роста внешней нагрузки, а также отсутствием силового равновесия между внешней нагрузкой и опорной реакцией грунта на момент разрушения фундамента.

Приращения осадки железобетонных моделей во время быстрого догружения носят волновой характер изменения в отличии от более равномерного приращения осадки у моделей с медленным нагружением. Это объясняется развитием автофрикционных колебаний системы «фундамент-грунт» и циклическим характером процесса дилатансии грунта у краевых зон подошвы фундаментов в виде циклов «уплотнение-разуплотнение».

После стабилизации нагрузки быстрого догружения осадка металлических моделей полностью затухала в течении 10-15 минут. При этом наиболее интенсивные изменения происходили в первые 5-6 минут.

После быстрого догружения эпюра нормальных контактных напряжений у краевой зоны подошвы фундаментов имеет более высокие значения ординат относительно образцов, испытанных при традиционном медленном нагружении, а у центральных зон – более низкие. После стабилизации внешней нагрузки быстрого догружения под краевой зоной подошвы наблюдался непродолжительный во времени рост напряжений, после чего они стабилизировались либо незначительно снижаются.

Под центральной частью подошвы после фиксации нагрузки быстрого догружения нормальные контактные напряжения фундамента возрастают в течении более продолжительного времени, составляющего 5-6 минут. С увеличением степени нагруженности основания величина прироста нормальных контактных напряжений под центральной частью подошвы после фиксации нагрузки быстрого догружения больше, а зона прироста - шире. При этом характер изменения нормальных контактных напряжений во времени близок к изменением осадки образцов.

В результате анализа экспериментальных исследований установлено, что более высокого уровня нормальных основными причинами контактных напряжений под краевыми зонами подошвы фундамента на момент фиксации внешней нагрузки быстрого догружения относительно уровня напряжений при медленном нагружении при одинаковой внешней нагрузке являются: кратковременного увеличения прочности грунта на сдвиг более низкая скорость развития сдвиговых и пластических деформаций относительно скорости догружения, развитие процесса дилатансии.

Более высокий уровень нормальных контактных напряжений у краевой зоны подошвы фундамента, формирующий более высокие значения изгибающего момента в центральных сечениях подошвы, является основной причиной снижения уровня разрушающей нагрузки относительно расчетной несущей способности фундамента при быстром догружении.

Характер разрушения фундаментов не имеет каких-либо специфических особенностей при наличии быстрого догружения.

Наличие повторных нагрузок в истории нагружения фундамента существенно не изменяет эффект трансформации формы эпюры и снижения разрушающей нагрузки относительно несущей способности фундамента при быстром нагружении. Вместе с тем по отношению к фундаментам, не имевшим малоцикловые нагружения, наличие циклических преднагружений приводит к увеличению уровня разрушающей нагрузки и увеличению осадки фундамента относительно однократно нагруженных конструкций.

4 Разработка алгоритма и методики определения эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящего фундамента

и расчет фундамента на изгиб при быстром догружении

4.1 Теоретические предпосылки и экспериментальные основы

При традиционном медленном нагружении гибкого фундамента на песчаном основании, эпюра нормальных контактных напряжений уже на начальных стадиях деформирования основания начинает трансформироваться от седловидной формы к параболической. В основе данной трансформации лежат такие основные процессы, как:

 – развитие пластических деформаций, а позже – выпор грунта у краевых зон подошвы фундамента.

 развитие зоны уплотнения и формирование переуплотненного грунта под центральной частью фундамента;

– изгиб плиты фундамента.

Все эти процессы приводят к относительному уменьшению ординат эпюры нормальных контактных напряжений под краевыми зонами подошвы и увеличению ординат под центральной частью подошвы фундамента. Чем больше уровень нагружения фундамента, а соответственно и более высокая стадия напряженно-деформированного состояния основания под фундаментом, тем в большей степени происходит трансформация эпюры нормальных контактных напряжений. Эти общеизвестные тенденции наблюдались и в проведенных экспериментах при медленном нагружении моделей фундаментов.

Сопоставление уровня нормальных контактных напряжений под краевыми зонами подошвы при медленном нагружении и быстром догружении показало, что после быстрого догружения на момент фиксации нагрузки ординаты эпюры нормальных контактных напряжений имеют более высокий уровень, чем после медленного нагружения при равной величине внешнего усилия. При этом под средней частью подошвы наблюдается более низкий уровень напряжений, чем при

медленном нагружении. После догружения и фиксации внешней нагрузки на фундамент в течение определенного времени происходит осадка конструкции и трансформация эпюры нормальных контактных напряжений. При этом в течении короткого промежутка времени наблюдается увеличение ординат эпюры под краевыми зонами подошвы с последующей их стабилизацией либо небольшим уменьшением. В течение более продолжительного времени происходит увеличение ординаты под центральной частью подошвы фундамента.

процессы Взаимозависимые относительного увеличения контактных напряжений под центральной частью фундамента, связанные с уплотнением грунта, и относительным снижением контактных напряжений под краевыми зонами фундамента вследствие разуплотнения грунта происходят за определенный промежуток времени и имеют разную скорость. Для формирования упругого ядра и относительного повышения контактных напряжений под центральной частью фундамента необходима осадка конструкции. Осалка дополнительно увеличиваться в процессе снижения уровня нормальных контактных напряжений под периферийными зонами подошвы фундамента, связанного с развитием зон сдвига и перемещениями грунта, а при более высокой нагрузке - выпором.

процессе перераспределения нормальных контактных напряжений В наблюдается нестабильное состояние системы «фундамент-основание». При этом величина внешней нагрузки на фундамент превышает опорную реакцию грунта. До стабилизации системы продолжается активная осадка фундамента. При увеличении нагрузки на фундамент со скоростью, меньшей, чем скорость перераспределения напряжений в основании, отличие эпюры нормальных контактных напряжений в нестабилизированном и нестабилизированном состоянии системы «фундамент-грунт» незначительно. Увеличение скорости нагружения фундамента способствует увеличению разницы между эпюрами в нестабилизированном и стабилизированном состоянии. В первую очередь это выражается в относительно более низком уровне нормальных контактных напряжений под центральной частью фундаментов и относительно более высоком их уровне у краевых зон подошвы в момент фиксации внешней нагрузки.

Таким образом, одной из основных особенностей быстрого догружения, выявленной в экспериментах, является более высокий уровень нормальных контактных напряжений под краевыми зонами подошвы фундамента на момент фиксации внешней нагрузки относительно уровня напряжений при медленном нагружении. Помимо отставания развития сдвиговых и объемных пластических деформаций во времени от роста нагрузки при быстром догружении, причинами относительно более высокого уровня краевых контактных напряжений, с наибольшей вероятностью, являются: развитие в процессе сдвигов у краевой зоны подошвы фундамента дилатансии, фрикционные автоколебания. Косвенно возможность влияния данных процессов на краевые контактные напряжения подтверждается в работах [24, 84, 162].

Существенное влияние, по нашему мнению, на увеличение контактных напряжений под краевыми зонами фундамента при быстром догружении имеет дилатансия. Увеличение нормальных напряжений в уплотненном грунте при дилатансии происходит в случае ограничения возможности перемещений. Учитывая, что перемещения в грунте имеют определенную скорость, при быстром догружении создается кратковременный эффект ограничения перемещений, что приводит к кратковременному возрастанию нормальных напряжений в зоне сдвигов из-за развития дилатансии. Наибольшее влияние на эпюру нормальных контактных напряжений дилатансия оказывает у краевых зон подошвы и на некотором удалении от края. Это связано с тем, что:

– зоны сдвига и максимальные касательные напряжения концентрируются у краевых зон подошвы фундамента. При развитии зон сдвига в направлении центра подошвы, минимальное расстояние от них наблюдается у краевых зон фундамента. Под центральной частью фундамента плоскости сдвига находятся на относительно большой глубине от подошвы в отличии от периферийных зон. Соответственно наибольшее влияние дилатансии на нормальные контактные напряжения будет проявляться именно у краевых зон подошвы;

115

 в процессе предварительного нагружения у периферийных зон фундамента грунт имеет определенную степень уплотнения, что создает условия для развития дилатансии.

Следует отметить и возможность возникновения колебательных процессов в системе «фундамент-грунт» (по типу фрикционные автоколебания), связанных с взаимозависимостью ординат эпюры нормальных контактных напряжений с прогибом конструкции, а также циклическим характером дилатансии. Рост краевых контактных напряжений после увеличения нагрузки приводит к увеличению прогиба плиты, что в свою очередь обеспечивает уменьшение контактных напряжений у краевых зон подошвы. Так как данные процессы носят различную зависимость от уровня нагрузки, быстрое догружение фундаментов может приводить к возникновению колебаний. В наибольшей степени влияние фрикционных автоколебаний на нормальные контактные напряжения будет проявляться у краевых зон фундамента, учитывая максимальную амплитуду колебаний у краев консольной части фундаментов. Косвенно фрикционные автоколебания подтверждаются полученными экспериментах В с железобетонными моделями фундаментов данными. Так приращения осадки образцов во время быстрого догружения носили волновой характер изменения в отличии от более равномерного приращения осадки у образцов с медленным нагружением.

Учитывая, что процессы, происходящие в грунте у краевых зон подошвы носят сложный многофакторный характер, дифференцировать роль каждого из этих процессов на данном этапе исследований не представляется возможным.

На относительное снижение нормальных контактных напряжений под центральной частью подошвы при быстром догружении оказывают влияние следующие факторы:

относительное увеличение уровня нормальных контактных напряжений под краевой зоной подошвы;

уменьшение доли упругих деформаций в процессе сжатия грунта и возрастание доли неупругих деформаций;

 медленное развитие осадки фундамента после остановки быстрого догружения, необходимой для увеличения напряжений под центральной частью подошвы.

Таким образом, нестабилизированная эпюра нормальных контактных напряжений, возникающая непосредственно после быстрого догружения, относительно стабилизированной эпюры и эпюры при медленном нагружении, характеризуется более высоким уровнем контактных напряжений под краевой зоной подошвы фундамента и более низким уровнем под центральной зоной подошвы. Соответственно, нестабилизированная эпюра вследствие особенностей формы создает в фундаменте более высокий уровень изгибающего момента в центральных сечениях, чем эпюра, формирующаяся при медленном нагружении. Соответственно нагрузка образования критической внешняя эпюры ОТ традиционного медленного нагружения, приводящая к разрушению фундамента от изгиба, выше, чем нагрузка образования не стабилизированной разрушающей эпюры при быстром догружении. Результаты, полученные в экспериментальных исследованиях, подтверждают данные выводы.

Время стабилизации эпюры нормальных контактных напряжений после быстрого догружения и разница в стабилизированной и нестабилизированной эпюре зависит от таких факторов, как: скорость догружения фундамента, величина нагрузки догружения, степень нагруженности основания на момент начала и окончания догружения, особенности грунта основания. С увеличением скорости и нагрузки догружения, увеличивается разница между нестабилизированной и стабилизированной эпюрой нормальных контактных напряжений. Основываясь на исследования [140], можно предположить, что данная закономерность имеет верхнее ограничение по скорости догружения.

В проведенных экспериментах скорость нагружения составляла 0,1...1,0 МПа/мин, что позволило получить эффект снижения разрушающей фундамент нагрузки при быстром догружении. Тем не менее, для выявления роли скорости нагружения на силовое взаимодействие фундаментов с основанием при быстром

догружении необходимо проведение дальнейших целенаправленных исследований.

4.2 Разработка алгоритма и методики определения нормальных контактных напряжений в грунте при взаимодействии отдельно стоящего фундамента с основанием при быстром догружении

В сфере проводимых исследований как основу для формирования расчетной модели грунтового основания целесообразно использовать модель Фусса-Винклера. Учитывая, что при быстрых догружениях существенную роль играют пластические деформации, в чистом виде модель Фусса-Винклера, основанная на учете только упругих деформаций грунта, малоприменима для определения эпюры нормальных контактных напряжений при быстрых догружениях. Необходимо включение в нее зависимостей формирования нормальных контактных напряжений зонами подошвы фундамента с учетом происходящих на данных участках пластических деформаций.

Следует отметить, что разработке подлежит методика определения эпюры нормальных контактных напряжений, приводящая к разрушению фундамента при быстром догружении. Учитывая, что стабилизация эпюры в течении некоторого времени после остановки быстрого догружения приводит к определенному снижению усилий в фундаменте после их роста, представляет интерес разработка методики определения нестабилизированной эпюры, сформированной на момент фиксации нагрузки от быстрого догружения.

При формировании расчетной эпюры нормальных контактных напряжений при быстром догружении следует учесть следующие факторы, выявленные в процессе анализа экспериментальных исследований:

 – на момент начала быстрого догружения жесткость основания распределена под подошвой фундамента неравномерно, с более высоким значением под центральной частью подошвы; – на момент начала быстрого догружения эпюра нормальных контактных напряжений имеет форму, отличающуюся от прямоугольной или седловидной. Преимущественно – это параболическая форма с более высокими уровнями нормальных контактных напряжений под центральной зоной фундамента и более низкими – под краевой зоной подошвы;

 – форма эпюры нормальных контактных напряжений стартовой эпюры перед быстрым догружением зависит от уровня нагружения фундамента, в том числе определяющего степень нагруженности основания, влияющего на эпюру;

 при медленном нагружении фундамента с увеличением внешней нагрузки происходит формирование уплотненного (переуплотненного) ядра под центральной частью подошвы фундамента и разуплотнение грунта вследствие развития пластических деформаций под краевой зоной подошвы;

– быстрое догружение вследствие кратковременной продолжительности действия замеляет процессы формирования уплотненного (переуплотненного) ядра под центральной частью подошвы фундамента и разуплотнения грунта вследствие развития пластических деформаций.

Принятые допущения и упрощения:

Разрабатываемая методика расчета нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента при быстрых догружениях основана на следующих положениях допущениях:

1.На стадии статического нагружения происходит перераспределение эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента, вызванные развитием пластических деформаций под краевыми зонами подошвы, формированием уплотненного ядра грунта под центральной частью подошвы. При уточненном расчете возможен учет изгиба плиты фундамента и образование нормальных трещин.

2. Процесс разрушения фундамента от изгиба происходит со скоростью существенно выше, чем скорость перераспределения нормальных контактных напряжений в основании. Вследствие этого продолжительность данного процесса условно принимается равной нулю.

3. При догружении фундаментов со скоростью увеличения средних контактных напряжений в основании под подошвой 0,01...3,0 МПа в качестве расчетной эпюры рассматривается эпюра, формируемая в процессе быстрого нагружения (взамен стабилизированной).

4. В расчетах прочности фундамента рассматривается не стабилизировавшаяся эпюра нормальных контактных напряжений после воздействия быстрого догружения, а ее начальный (моментный) вариант после воздействия, как наиболее неблагоприятный для фундамента.

5. За период времени, необходимый для разрушения фундамента, принимается, что перераспределение нормальных контактных напряжений не происходит, т.е. эпюра носит статический характер.

6. Увеличение ординат эпюры нормальных контактных напряжений под краевыми зонами фундамента происходит более быстрыми темпами относительно медленного нагружения в связи с отставанием процесса развития пластических деформаций, кратковременного увеличения прочности грунта на сдвиг, явления дилатансии, фрикционных автоколебаний. При этом в момент разрушения фундамента краевые нормальные напряжения имеют более высокий уровень, чем после медленного нагружения при равной внешней нагрузке.

6. Относительное замедление развития нормальных контактных напряжений под центральной частью фундамента связано с возрастанием напряжений под краевыми зонами подошвы, уменьшением доли упругих деформаций, а также более низкой величиной осадки фундаментов на момент разрушения вследствие отставания развития пластических деформаций, способствующих увеличению осадки фундамента и формированию уплотненного (переуплотненного) ядра под центральной частью подошвы.

7. Не учитывается отсутствие равновесия между внешней нагрузкой и равнодействующей нестабилизарованной эпюрой нормальных контактных напряжений.

8. Влияние начального уровня медленного нагружения фундамента и основания до быстрого догружения учитывается за счет использования

перераспределенной эпюры нормальных контактных нагружений на рассматриваемом (стартовом) уровне нагрузки. Быстрое догружение фундамента рассматривается как дополнительное увеличение или/и уменьшение ординат перераспределенной эпюры.

Формирование расчетной эпюры.

В методику расчета эпюры нормальных контактных напряжений заложены следующие зависимости:

Стадия медленного нагружения:

 форма эпюры нормальных контактных напряжений определяется коэффициентами жесткости основания (постели) под центром подошвы и краевыми зонами.

 коэффициент жесткости основания с увеличением нагрузки медленного нагружения, а соответственно степени нагруженности основания, под центром подошвы увеличивается, что отражает формирование упругого ядра в основании.

– коэффициент жесткости основания с увеличением нагрузки медленного нагружения, а соответственно степени нагруженности основания, под краевыми зонами подошвы фундамента уменьшается, что отражает развитие в данных зонах пластических деформаций. Между краевой зоной и центром подошвы фундамента эпюра имеет ломанный характер и определяется равенством объема эпюры нормальных контактных напряжений внешней нагрузке.

Стадия быстрого догружения:

 ограничением применимости методики расчета является скорость увеличения средних контактных напряжений в основании под подошвой, выходящая за диапазон 0,01...3,0 МПа;

 при необходимости учета в расчете прогиба плиты фундамента и образования в ней нормальных трещин, используется разница осадок центральной части конструкции и краевой зоны;

 итоговая эпюра нормальных контактных напряжений при быстром догружении формируется в виде суммы эпюры медленного нагружения и дополнительной эпюры быстрого догружения; – дополнительная эпюра от быстрого догружения формируется в зависимости от коэффициентов жесткости основания (постели) на момент начала быстрого нагружения. При этом учитывается, что у центральной точки подошвы фундамента рост коэффициента жесткости основания затормаживается (в разработанной методике – не увеличивается), а снижение коэффициента жесткости основания под краевой зоной с увеличением нагрузки догружения замедляется.

Расчетная форма эпюры нормальных контактных напряжений при медленном нагружении фундамента представлена на рисунке 4.1.



Рисунок 4.1 – Расчетная форма эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента при медленном нагружении

В точке 1 нормальные контактные напряжения определяются с учетом формирования уплотненного ядра грунта и, соответственно, с использованием повышенного коэффициента жесткости основания К₁. Коэффициент носит переменный характер, зависящий от степени нагруженности основания, особенностей деформирования грунта, может учитывать наличие малоцикловых нагружений и других факторов, ускоряющих формирование упругого уплотненного грунта.

В точке 2 нормальные контактные напряжения определяются с учетом коэффициента жесткости основания К, определенного для рассматриваемого грунта.

В точке 3 нормальные контактные напряжения вычисляются с учетом пониженного коэффициента жесткости основания К₃, определенного с учетом развития пластических деформаций. Коэффициент носит переменный характер, зависящий от степени нагруженности основания. Может учитывать факторы, снижающие процесс развития пластических деформаций, например заглубление фундамента.

Коэффициент К₁ определим с учетом полученных в проведенных экспериментах данных. Для расчета коэффициента К₁ используем показательную функцию

$$K_1 = K \times k_5^{(\frac{p_{\rm cp}}{R_0})}$$
(4.1)

где k_5 – коэффициент, зависящий от особенностей песчаного основания. В рассматриваемых условиях принято значение k_5 =10;

 $p_{cp} = \frac{N}{b \times l}$ – средние нормальные контактные напряжения под подошвой фундамента после медленного нагружения фундамента.

Коэффициент К₃ определим с учетом полученных в проведенных экспериментах данных, учитывая, что он зависит от уровня нормальных контактных напряжений в основании и развития в основании пластических деформаций

$$K_3 = K \times k_6^{\left(\frac{p_{\rm cp}}{R_0}\right)} \tag{4.2}$$

где k_6 – коэффициент, зависящий от особенностей песчаного основания, уровня заглубления фундамента, размера подошвы. В рассматриваемых условиях принято значение k_6 =0,1.

Расстояние l_1 и b_1 определяется из условия равенства суммы выделенных на рисунке 4.2 объемов V_1 и V_4 .



Рисунок 4.2 – Схема для определения объема расчетной эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента при статическом нагружении

Приравняем V₁ и V₄:

$$\frac{1}{3} \times (K_1 - K) \times S \times (l_1 \times b_1) = (K - K_3) \times l \times b \times S - \frac{1}{3} \times (K - K_3) \times S \times (l_1 \times b_1 + l \times b + \sqrt{(l \times b) \times (l_1 \times b_1)})$$

$$(4.3)$$

Соотношение сторон прямоугольного фундамента $\frac{l}{b} = c$, аналогично примем: $\frac{l_1}{b_1} = c$

После преобразования выражения 4.3 получим:

$$b_1^2 \times (K_1 - K_3) + (K - K_3) \times b \times b_1 + 2 \times (K_3 - K) \times b^2 = 0$$
(4.4)

После решения квадратного уравнения получим:

$$b_1 = \frac{((K_3 - K) \times b) + \sqrt{b^2 \times (K - K_3) \times (K - 9 \times K_3 + 8 \times K_1)}}{2 \times (K_1 - K_3)}$$
(4.5)

Ординаты эпюры нормальных контактных напряжений при статическом нагружении определяем по формулам

$$p_1 = K_1 \times S \tag{4.6}$$

$$p_2 = p_{\rm cp} = K \times S \tag{4.7}$$

$$p_3 = K_3 \times S \tag{4.8}$$

Осадка всех точек подошвы фундамента принята одинаковой. Условную осадку, соответствующую внешней нагрузке по принятой модели основания, определим из равенства объема эпюры (рисунок 4.2) нормальных контактных напряжений внешней нагрузке

$$V_1 + V_2 + V_3 = N \tag{4.9}$$

$$l \times b \times K_3 \times S + \frac{1}{3} \times (K - K_3) \times S \times (l_1 \times b_1 + l \times b + \sqrt{(l \times b) \times (l_1 \times b_1))} + \frac{1}{3} \times (K_1 - K) \times S \times (l_1 \times b_1) = N$$

$$(4.10)$$

После преобразования, условная осадка:

$$S = \frac{3 \times N}{(3 \times b^2 \times K_3 + (K - K_3) \times (b_1^2 + b^2 + b \times b_1) + (K_1 - K) \times b_1^2) \times c}$$
(4.11)

Упрощенная расчетная форма дополнительной эпюры от быстрого догружения фундамента представлена на рисунке 4.3.



Рисунок 4.3 – Схема к определению параметров дополнительной эпюры нормальных контактных напряжений при быстром догружении: 1 – дополнительная эпюра нормальных контактных напряжений при быстром нагружении

При быстром догружении в точке 1 дополнительные нормальные контактные напряжения определяются с учетом сформированного на момент начала быстрого догружения уплотненного ядра грунта, используя повышенный коэффициент жесткости основания K_1^1 , учитывающий влияние скорости нагружения основания. Коэффициент носит переменный характер и определяется в зависимости от уровня медленного нагружения, предшествовавшего быстрому догружению, учтенному в K_1 , и учитывает изменения характера работы грунта при быстром догружении введением коэффициента a_1 .

$$K_1^1 = K_1 \times a_1 \tag{4.12}$$

где a_1 – коэффициент изменения жесткости в зоне уплотнения основания. В исследованиях принято значение $a_1 = 1$.

В точке 4 дополнительные нормальные контактные напряжения при быстром догружении определяются с учетом коэффициента жесткости основания К, определенного для рассматриваемого грунта. В точке 3 дополнительные нормальные контактные напряжения определяются с учетом коэффициента жесткости основания K_3^1 . Величина коэффициента K_3^1 рассчитывается с использованием коэффициента K_3 , учитывающего развития пластических деформаций в грунте при медленном нагружении, и коэффициентов a_2 и a_3 , определяющих замедление снижения коэффициента жесткости основания при быстром догружении.

$$K_3^1 = K_3 + (K - K_3) \times a_2 \times a_3 \tag{4.13}$$

где *a*₂ – величина изменения коэффициента жесткости основания при быстром догружении, учитывающая замедление развития пластических деформаций в основании при быстром догружения.

$$a_2 = 0.3^{\left(\frac{p_{\rm cp}^2}{R_0}\right)} \tag{4.14}$$

где p¹_{cp} – среднее давление под подошвой фундамента на момент максимальной нагрузки быстрого догружения

$$p_{cp}^{1} = \frac{N+N_{1}}{b \times l} \tag{4.15}$$

где N₁ – максимальная нагрузка быстрого догружения,

 a_3 – коэффициент, зависящий от скорости догружения. Для скорости догружения в исследуемом диапазоне 0,1...1,0 МПа/мин a_3 принят равным 1,0 $(a_3=1,0)$.

Расстояние b₄ принимается из расчета, аналогичного статическому нагружению, из условия равенства суммы выделенных на рисунке 4.3 объемов эпюры $V_1^1 = V_4^1$.

Приравняем V_1^1 и V_4^1 , по аналогии с формулой 4.5 получим

$$b_4 = \frac{(K_3^1 - K) \times b + \sqrt{(b^2 (K - K_3^1) \times (K - 9 \times K_3^1 + 8 \times K_1^1))}}{2 \times (K_1^1 - K_3^1)}$$
(4.16)

Условную осадку определим из равенства объема дополнительной эпюры внешней нагрузки быстрого догружения $V_1^1 + V_2^1 = N_1$

По аналогии с формулой 4.11 получим

$$S^{1} = \frac{3 \times N_{1}}{c \times (3 \times b^{2} \times K_{3}^{1} + (K - K_{3}^{1}) \times (b_{4}^{2} + b^{2} + b \times b_{4}) + (K_{1}^{1} - K) \times b_{4}^{2})}$$
(4.17)

Условно осадка всех точек подошвы фундамента принята одинаковой.

Ординаты дополнительной эпюры нормальных контактных напряжений при быстром догружении фундамента определяются по формуле

$$p_1^1 = K_1^1 \times S^1 \tag{4.18}$$

$$p_4^1 = K \times S^1 \tag{4.19}$$

$$p_3^1 = K_3^1 \times S^1 \tag{4.20}$$

$$p_2^1 = p_3^1 + (p_4^1 - p_3^1) \times \frac{b - b_1}{b - b_4}$$
(4.21)

Суммарные ординаты эпюры нормальных контактных напряжений при итоговом нагружении фундамента (рисунок 4.4) определяем по формулам 4.22...4.25.

$$p_1^{\rm obil} = p_1 + p_1^1 \tag{4.22}$$

$$p_2^{\rm obil} = p_2 + p_2^1 \tag{4.23}$$

$$p_4^{\text{ofull}} = p_2 + (p_1 - p_2) \times \frac{b_1 - b_4}{b_1} + p_4^1 \tag{4.24}$$

$$p_3^{\rm obij} = p_3 + p_3^1 \tag{4.25}$$



Рисунок 4.4 – Расчетные эпюры нормальных контактных напряжений: 1 – эпюра после медленного нагружения; 2 – дополнительная эпюра быстрого догружения; 3 – итоговая эпюра после быстрого догружения

Для определения эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящих фундаментов при воздействии быстрого догружения разработан алгоритм, включающий следующие этапы:

1) Задаются параметры фундамента b, l, параметры основания K, R_0 , уровень нагрузки перед быстрым догружением N и нагрузка, достигаемая в процессе быстрого догружения N_1 .

2) Рассчитываются коэффициенты жесткости основания при медленном нагружении К₁, К₃.

3) Определяются коэффициенты жесткости основания при быстром догружении К¹₁, K¹₃.

4) Вычисляются геометрические параметры эпюры b_1 и b_4 , а также условная осадка при медленном нагружении S и быстром догружении S^1 .

5) Определяются ординаты эпюры нормальных контактных напряжений в характерных точках при медленном нагружении p_1, p_2, p_3 .

6) Определяются ординаты дополнительной эпюры нормальных контактных напряжений в характерных точках при быстром догружении p_1^1, p_2^1, p_3^1 p_4^1 .

7) Определяются ординаты суммарной эпюры нормальных контактных напряжений в характерных точках $p_1^{\text{общ}}; p_2^{\text{общ}}; p_4^{\text{общ}}; p_3^{\text{общ}}$.

8) По значениям p_1^{obm} ; p_2^{obm} ; p_4^{obm} ; p_3^{obm} , b_1 и b_4 строится итоговая эпюра нормальных контактных напряжений на стадии быстрого догружения.

На основе предложенной методики расчета эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента при быстрых догружениях составлена расчетная программа в Microsoft Excel.

4.3 Расчет отдельно стоящего фундамента на изгиб при воздействии быстрого догружения

Для расчета фундамента при быстром догружении определим изгибающий момент в нормальном сечении плиты фундамента по грани колонны от суммарной эпюры. Для упрощения задачи изгибающий момент целесообразно определять отдельно от стартовой эпюры при медленном нагружении и от дополнительной эпюры быстрого догружения.

Момент от стартовой эпюры медленного нагружения определим, условно разбив объем эпюры на три объема V₁, V₂, V₃ (рисунок 4.5).



Рисунок 4.5 – Схема к определению изгибающего момента в расчетном сечении аа плиты фундамента от стартовой эпюры медленного нагружения

Момент от части объема V_3

$$M_1 = p_3 \times b \times \frac{(l-l_k)^2}{8} = \frac{1}{8} \times p_3 \times b \times (l-l_k)^2$$
(4.26)

Момент от части объема V_2 условно разобьем на составляющие:

$$M_2 = M_{21} + M_{22} + M_{23} + M_{24}$$
(4.27)

$$M_{21} = \frac{1}{2} \times (p_2 - p_3) \times b_1 \times \frac{1}{2} \times (l - l_1) \times (\frac{1}{2} \times (l_1 - l_k) + \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times (l - l_1)) \quad (4.28)$$

После преобразования получим:

$$M_{21} = \frac{1}{24} \times (p_2 - p_3) \times b_1 \times (l - l_1) \times (3 \times (l_1 - l_k) + (l - l_1)) \quad (4.29)$$

$$M_{22} = (p_2 - p_3) \times \frac{1}{2} \times (l_1 - l_k) \times \frac{1}{2} \times (b - b_1) \times (l_1 - l_k) \times \frac{1}{4}$$
(4.30)

$$M_{22} = \frac{1}{16} \times (p_2 - p_3) \times (l_1 - l_k)^2 \times (b - b_1)$$
(4.31)

$$M_{23} = \frac{1}{3} \times (p_2 - p_3) \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times (l - l_1) \times (b - b_1) \times (\frac{1}{2} \times l_1 - l_k + \frac{2}{6} \times (l - l_1))$$
(4.32)

После преобразования:

$$M_{23} = \frac{1}{72}(p_2 - p_3) \times (l - l_1) \times (b - b_1) \times (l_1 - 6 \times l_k + 2 \times l) \quad (4.33)$$

$$M_{24} = (p_2 - p_3) \times b_1 \times \frac{(l_1 - l_k)^2}{8} = \frac{1}{8} \times b_1 \times (p_2 - p_3) \times (l_1 - l_k)^2 \quad (4.34)$$

Момент от части объема V_1

$$M_{3} = \left(p_{1} - p_{2} - p_{1} \times \frac{l_{k}}{l_{1}}\right) \times \frac{1}{4} \times b_{k} \times (l_{1} - l_{k}) \times \frac{1}{6} \times (l_{1} - l_{k}) + \left(p_{1} - p_{2} - p_{1} \times \frac{l_{k}}{l_{1}}\right) \times \frac{1}{2} \times (b_{1} - b_{k}) \times (l_{1} - l_{k}) \times \frac{1}{2} \times 2 \times \frac{2}{3} \times (l_{1} - l_{k}) - \frac{1}{3} \times \left(p_{1} - p_{2} - p_{1} \times \frac{l_{k}}{l_{1}}\right) \times (l_{1} - l_{k}) \times (b - b_{k}) \times \frac{3}{4} \times (l_{1} - l_{k}) + (p_{1} - p_{2} - p_{1} \times \frac{l_{k}}{l_{1}}) \times (b - b_{k}) \times (l_{1} - l_{k}) \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{4} \times (l_{1} - l_{k}) \times \frac{1}{2}$$

$$(4.35)$$

После преобразования:

$$M_3 = \frac{1}{24} \times (p_1 - p_2) \times \frac{l_1 - l_k}{l_1} \times (l_1 - l_k)^2 \times (3 \times b - 2 \times b_k))$$
(4.36)

Суммарный изгибающий момент от стартовой эпюры медленного нагружения

$$M_{\rm cym} = M_1 + M_2 + M_3 = M_1 + M_{21} + M_{22} + M_{23} + M_{24} + M_3 \quad (4.37)$$

При быстром догружении момент от дополнительной эпюры быстрого догружения определим, условно разбив объем эпюры на три объема V_1^1 , V_2^1 , V_3^1 (рисунок 4.6).



Рисунок 4.6 – Схема к определению изгибающего момента в расчетном сечении а-а плиты фундамента от эпюры быстрого догружения

По аналогии с определением изгибающего момента в нормальном сечении по грани колонны при медленном нагружении, при быстром догружении получим: Момент от части объема *V*₃

$$M_1^1 = \frac{1}{8} \times p_3^1 \times b \times (l - l_k)^2$$
(4.38)

где l_k – длина поперечного сечения колонны

Момент от части объема А

$$M_{24}^1 = \frac{1}{8} \times b_4 \times (p_4^1 - p_3^1) \times (l_4 - l_k)^2$$
(4.39)

Момент от части объема Б разделим на три объема

$$M_{21}^{1} = \frac{1}{24} \times b_{4} \times (p_{4}^{1} - p_{3}^{1}) \times (l - l_{1}) \times (3 \times (l_{4} - l_{k}) + (l - l_{4}))$$
(4.40)

$$M_{22}^{1} = \frac{1}{16} \times (p_{4}^{1} - p_{3}^{1}) \times (l_{4} - l_{k})^{2} \times (b - b_{4})$$
(4.41)

$$M_{24}^{1} = \frac{1}{72} (p_{4}^{1} - p_{3}^{1}) \times (l - l_{4}) \times (b - b_{4}) (l_{4} - 6 \times l_{k} + 2 \times l)$$
(4.42)

Момент от части объема V_1

$$M_3^1 = \frac{1}{24} \times (p_1^1 - p_4^1) \times \frac{l_4 - l_k}{l_4} \times (l_4 - l_k)^2 \times (3 \times b - 2 \times b_k)$$
(4.43)

Суммарный изгибающий момент от дополнительной эпюры быстрого догружения

$$M_{\rm CYM}^1 = M_1^1 + M_{21}^1 + M_{22}^1 + M_{23}^1 + M_{24}^1 + M_3^1$$
(4.44)

Общий суммарный изгибающий момент по грани колонны при быстром догружении

$$M_{\rm oбщ} = M_{\rm cym} + M_{\rm cym}^1 \tag{4.45}$$

4.4 Алгоритм и методика расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб при воздействии быстрого догружения

Для расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб при воздействии быстрых догружений с учетом трансформации эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящих фундаментов разработаны алгоритмы для стадии проектировании фундаментов и для стадии расчета фундаментов, подлежащих проверке.

Алгоритм расчета при проектировании фундаментов.

Алгоритм при проектировании отдельно стоящих фундаментов включает следующие этапы:

1) В соответствии с [113] определяются площадь подошвы фундамента и выполняется его конструирование с определением параметров l, l_{κ} b.

2) Задаются параметры грунтового основания K, R₀.

3) Задается уровень расчетной эксплуатационной нагрузки перед быстрым догружением и максимальный уровень нагрузки быстрого догружения.

4) Рассчитываются коэффициенты жесткости основания при эксплуатационной нагрузке К₁, К₃.

5) Рассчитываются коэффициенты жесткости основания при нагрузке быстрого догружения K_1^1, K_3^1 .

6) Вычисляются геометрические параметры эпюры b_1 и b_4 , а также условная осадка при расчетной эксплуатационной нагрузке S и быстром догружении S^1 .

7) Определяются ординаты эпюр нормальных контактных напряжений в характерных точках при нагружении расчетной эксплуатационной нагрузке p_1, p_2, p_3 , при нагрузке быстрого догружения $p_1^1, p_2^1, p_3^1, p_4^1$ и суммарной эпюры $p_1^{\text{общ}}; p_2^{\text{общ}}; p_4^{\text{общ}}; p_3^{\text{общ}}$.

8) Определяется изгибающий момент в расчетном сечении от суммарной эпюры нормальных контактных напряжений М_{сум}.

9) Производится расчет сечения фундамента.

Методика расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб при воздействии быстрого догружения.

При проектировании отдельно стоящих фундаментов, в процессе работы которых возможно воздействие быстрого догружения, целесообразно выполнять проверочный расчет нормальных сечений на изгибающий момент от быстрого догружения. Расчет выполняется, если скорость увеличения нагрузки быстрого догружения более 0,01 МПа/мин, т.е. средней скорости перераспределения напряжений в основании.

Методика расчета исходит из того, что:

1. Скорость быстрого догружения сложно прогнозируема, а в ряде случаев определить ее не представляется невозможным, поэтому целесообразно проводить расчет на наиболее неблагоприятную для силового взаимодействия фундамента с основанием скорость. Такой скоростью на настоящий момент исследований принимается скорость в диапазоне 0,01...3,0 МПа/мин.

2. С точки зрения воздействия на систему фундамент-грунт в данном диапазоне скоростей, как показали исследования, важна не столько сама скорость догружения, а тот факт, что она больше, чем скорость перераспределения нормальных контактных напряжений в основании. Поэтому изменение скорости нагружения в диапазоне 0,01...3,0 МПа/мин в расчетах не учитывается.

Основными видами нагрузки, необходимыми для расчета отдельно стоящих фундаментов при прогнозировании возможности быстрого догружения является расчетный уровень нагрузки при обычной эксплуатации и уровень нагрузки быстрого догружения

Таким образом, при прогнозировании возможности внезапного догружения отдельно стоящих фундаментов от рассматриваемых в работе причин, при отсутствии достоверной информации о скорости догружения, целесообразно выполнять расчеты на наиболее неблагоприятную скорость с толчки зрения воздействия на основание. За нее целесообразно принять скорость 0,01...3,0 МПа/мин.

При возможности определения скорости догружения расчетным либо аналитическим путем, в расчетах необходимо принимать данную скорость нагружения. При этом, если скорость догружения попадает в рассматриваемый диапазон 0,01...3,0 МПа/мин, то расчет выполняется по предлагаемой методике. Если нет, до целесообразно использовать расширенную методику, формирование которой требует проведения дополнительных исследований.

Уровень расчетной нагрузки на фундамент принимается исходя из статического расчета конструкции здания (каркаса). В случае планируемого изменения нагрузки на фундамент во времени либо разных режимах работы фундамента, целесообразно рассматривать два варианта расчета: при минимальном значении, так как в этом случае воздействие быстрого догружения будет максимальным, и при максимальном значении, так как при этом суммарная нагрузка будет больше. Наличие малоцикловых колебаний нагрузки до наступления быстрого догружения должно учитываться путем введения коэффициентов в формулы как положительный фактор, увеличивающий нагрузку быстрого догружения, воспринимаемую фундаментом.

Расчет фундамента осуществляется по алгоритму, представленному выше. Полученное по результатам расчета значение суммарного изгибающего момента в расчетном сечении используются для подбора сечения арматуры на усилие от суммарного момента, при необходимости изменяются параметры сечения, характеристики бетона и арматуры.

Алгоритм при проверке фундаментов.

Алгоритм расчета существующих отдельно стоящих фундаментов на изгиб при воздействии быстрых догружений с учетом трансформации эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящих фундаментов при их проверке на воздействие быстрого догружения, включающий следующие этапы:

1) Задаются параметры фундамента 1, $l_{\rm k}$ b, R_s ; A_s ; h_0 ; R_b ; параметры грунтового основания K, R_0 , уровень эксплуатационной нагрузки перед быстрым догружением N.

2) Рассчитывается предельный изгибающий момент, воспринимаемый расчетным поперечным сечением фундамента.

 Определяются коэффициенты жесткости основания при эксплуатационной нагрузке К₁, К₃.

4) Задается начальный уровень быстрого догружения, равный 0,01N.

5) Определяются коэффициенты жесткости основания при быстром догружении К₁¹, K₃¹.

6) Вычисляются геометрические параметры эпюры b_1 и b_4 , а также условная осадка при эксплуатационной нагрузке S и быстром догружении S^1 .

7) Определяются ординаты эпюр нормальных контактных напряжений в характерных точках при статическом нагружении p_1 , p_2 , p_3 , при быстром догружении p_1^1 , p_2^1 , p_3^1 p_4^1 и суммарной эпюры $p_1^{\text{общ}}$; $p_2^{\text{общ}}$; $p_4^{\text{общ}}$; $p_3^{\text{общ}}$.

8) Определяется изгибающий момент в расчетном сечении от эпюры нормальных контактных напряжений М_{сум}

9) Сопоставляется внешний момент от эпюры нормальных контактных напряжений с предельным изгибающим моментом, воспринимаемым расчетным поперечным сечением фундамента. Делается вывод о возможности восприятия фундаментом нагрузки быстрого догружения.

Особенности методика проверочного расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб при воздействии быстрого догружения на стадии эксплуатации.

Проверочный расчет может выполнятся в следующих основных случаях:

– при расчете здания на прогрессирующее обрушение;

– при расчете здания на быстро нарастающие нагрузки в процессе реконструкции, изменения функционального назначения и т.д.;

 при расчете здания на аварийные нагрузки, связанные с природными экзогенными процессами: обвалами, оползнями и т.д.

– при оценке технического состояния зданий в зоне влияния нового строительства, требующих данную оценку (источником нагрузок быстрого

догружения могут быть развитие склоновых процессов при устройстве глубоких котлованов, пригрузе склона и т.д.).

Уровень нагрузки быстрого догружения во всех перечисленных случаях определяется из расчета каркаса здания.

Основными видами нагрузки, необходимыми для расчета отдельно стоящих фундаментов при прогнозировании возможности быстрого догружения является расчетный уровень эксплуатационной нагрузки и уровень нагрузки быстрого догружения.

Расчет осуществляется в соответствии с алгоритмом, представленным выше. Несущая способность фундамента обеспечена, если значение момента от суммарной нагрузки по результатам расчета меньше или равно несущей способности расчетного сечения фундамента.

4.5 Сопоставление результатов расчета эпюр нормальных контактных напряжений с экспериментальными данными

На рисунке 4.7 представлено сопоставление опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжений под подошвой фундаментов первой серии эксперимента, а также расчетные эпюры перед разрушением фундамента при быстром догружении. Как видно из рисунка 4.7, значение ординат расчетных и опытных эпюр при медленном нагружении перед разрушением и перед быстрым догружением имеют значительную степень сходимости по форме и ординатам.

Наибольшие расхождения свойственны центральной зоне подошвы, что не имеет решающего значения с точки зрения расчета фундаментов на изгиб. Среднее отклонение ординат под краевыми зонами подошвы в рассматриваемых моделях не превысило 3%.

139



Рисунок 4.7 – Сопоставление опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжений под подошвой фундаментов первой серии эксперимента

Основная причина отклонений ординат эпюры нормальных контактных напряжений под краевыми зонами подошвы связаны с отсутствием учета прогиба плиты фундамента. Отклонение ординат под центральной частью подошвы обусловлено принятой формой расчетной эпюры нормальных контактных напряжений.

Расчетным эпюрам нормальных контактных напряжений при быстром догружении перед разрушением характерна концентрация нормальных контактных напряжений под центральной частью фундаментов и конфигурация, близкая к параболической форме за пределами центральной зоны подошвы. Параболическая форма является характерной формой эпюры нормальных контактных напряжений для железобетонных отдельно стоящих фундаментов на песчаном основании.

На рисунке 4.8 представлены опытные и расчетные по предлагаемой методике эпюры нормальных контактных напряжений под металлическими штампами при медленном нагружении. Конфигурации расчетных и опытных эпюр близки по форме.

Основные отличия расчетной и опытных эпюр наблюдаются под центральной частью фундаментов, что связано с выбранной формой расчетной эпюры и существенным образом не влияет на расчет величины изгибающего момента по грани колонны.

Следует отметить, что при увеличении нагрузки на металлическую модель наблюдалась трансформация опытной эпюры нормальных контактных напряжений от параболической формы к стреловидной. Данная тенденция прослеживается и в расчетных эпюрах нормальных контактных напряжений.



Рисунок 4.8 – Сравнение опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжения под металлической моделью при медленном нагружении при нагрузках N=31 кH, N=60 кH и N=67 кH

Сравнение опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжения под металлической моделью при медленном нагружении N=9 кH и быстром догружении до N=31 кH, а так же; при медленном нагружении N=22 кH и быстром догружении до N=31 кH представлены на рисунке 4.9.



Рисунок 4.9 – Сравнение опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжения под металлической моделью: а) при медленном нагружении N=9 кH и быстром догружении, N=31 кH; б) при медленном нагружении N=22 кH и быстром догружении, N=31 кH

Из рисунка 4.9 видно, что при более низком старте быстрого догружения (N=9 кH) форма эпюры нормальных контактных напряжений при нагрузке N=31 кН имеет менее трансформированную форму, чем при более высоком старте (N=22 кH). Данный процесс отражается и в расчетной эпюре нормальных контактных напряжений.

На рисунке 4.10 представлено сравнение опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжения под металлической моделью при медленном нагружении и быстром догружении до нагрузки 60 кН. Конфигурации расчетных и опытных эпюр близки по форме. Основные отличия расчетной и опытных эпюр аналогично предыдущему сравнению наблюдаются под центральной частью фундаментов, что связано с выбранной формой расчетной эпюры и существенным образом не влияет на расчет величины изгибающего момента по грани колонны.

Сравнение опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжений под металлической моделью при медленном нагружении N=60 кH и быстром догружении, N=67 (рисунок 4.11) показало те же тенденции, что и в предыдущих сравнениях. Основные отличия расчетной и опытных эпюр аналогично предыдущему сравнению наблюдаются под центральной частью фундаментов.

Таким образом, учитывая влияние на распределение нормальных контактных напряжений значительного количества факторов, в том числе и носящих случайный характер, сходимость опытных и расчетных эпюр можно считать хорошей.


Рисунок 4.10 – Сравнение опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжения под металлической моделью при медленном нагружении и быстром догружении

145



Рисунок 4.11 – Сравнение опытных и расчетных эпюр нормальных контактных напряжения под металлической моделью при медленном нагружении N=60 кН и быстром догружении, N=67 кН

4.6 Сопоставление результатов расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб при быстром догружении с экспериментальными данными, оценка погрешности методики расчета

Для сопоставления результатов расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб при быстром догружении с экспериментальными данными была составлена расчетная программа в среде программирования VBA Microsoft Excel, приведенная в Приложении А. Программа была составлена на основе следующего разработанного алгоритма расчетного определения разрушающей нагрузки при быстром догружении:

1) Задаются параметры фундамента 1, l_{κ} b, R_s ; A_s ; h_0 ; R_b ; параметры грунтового основания K, R_0 , уровень эксплуатационной нагрузки перед быстрым догружением N.

146

2) Рассчитывается предельный изгибающий момент, воспринимаемый расчетным поперечным сечением фундамента.

 Определяются коэффициенты жесткости основания при эксплуатационной нагрузке К₁, К₃.

4) Задается начальный уровень быстрого догружения, равный 0,01N.

5) Определяются коэффициенты жесткости основания при быстром догружении К₁¹, K₃¹.

6) Вычисляются геометрические параметры эпюры b_1 и b_4 , а также условная осадка при эксплуатационной нагрузке S и быстром догружении S^1 .

7) Определяются ординаты эпюр нормальных контактных напряжений в характерных точках при статическом нагружении p_1 , p_2 , p_3 , при быстром догружении p_1^1 , p_2^1 , p_3^1 p_4^1 и суммарной эпюры $p_1^{\text{общ}}$; $p_2^{\text{общ}}$; $p_4^{\text{общ}}$; $p_3^{\text{общ}}$.

8) Определяется изгибающий момент в расчетном сечении от эпюры нормальных контактных напряжений М_{сум}

9) Сопоставляется внешний момент от эпюры нормальных контактных напряжений с предельным изгибающим моментом, воспринимаемым расчетным поперечным сечением фундамента. Если расхождение не превышает 5%, предельная нагрузка, воспринимаемая фундаментом (из условия расчета на изгиб) определяется как сумма эксплуатационной нагрузки N и величины догружения. При невыполнении условия величина нагрузки быстрого догружения увеличивается на 0,01N. Пункты 5-9 повторяются до выполнения заданного условия. Определяется значение разрушающей нагрузки быстрого догружения *N*₁.

Сравнение опытной разрушающей нагрузки моделей квадратных в плане железобетонных фундаментов 1 и 3 серий с расчетными значениями по СП и предлагаемой методике представлено в таблице 4.4 и на рисунке 4.12. Как видно из рисунка, расчетные значения по предложенной методике расчета прочности имеют лучшую сходимость результатов с опытными значениями. Отклонения в среднем составили 16% в отличии от методики СП, где отклонения достигли 48 %.

№ образца	Размеры в плане, высота плитной части, см	Уровень предваритель ного медленного нагружения (кН)	Наличие быстрого догружения	Опытная несущая способность , <i>N</i> _{оп} (кН)	Снижение несущей способности относительно условного базового фундамента $\Delta N(\%)$	Расчетная несущая способность фундаментов, на изгиб N _н , кН по нормативной методике	Расчетная несущая способность фундаментов, на изгиб N _{рас} , кН по разработанной методике	N _{oπ} /N _H	N _{on} /N _{pac}
1-я серия экспериментов									
Φ-1	50x50x7	-	нет	40,00	-	35,40	42,8	1,13*	0,93
Ф-2	50x50x7	15,0	есть	35,00	12,5	35,40	36	0,99	0,97
Ф-3	50x50x7	21,0	есть	36,00	10,0	35,40	36,7	1,02	0,98
Φ-4	50x50x7	15,0	нет	48,00	-	35,40	43,9	1,36**	1,09
Φ-5	50x50x7	15,0	есть	39,00	18,8	35,40	36,6	1,10	1,07
3-я серия экспериментов									
Ф-3.1	50x50x7	-	нет	61,0	-	23,85	50	2,56	1,22
Ф-3.2	50x50x8	18,3	да	55,0	20,5	27,96	41,4	1,96	1,32
Φ-3.3	50x50x8,2	7,32	да	59,0	16,8	28,77	42,5	2,05	1,39
Φ-3.4	50x50x8	-	нет	66,0	-	27,88	55	2,37	1,20
Φ-3.5	50x50x8	28,9	да	56,0	18,4	27,88	45,6	2,01	1,23
Ф-3.6	50x50x7,6	26,7	да	51,0	21,7	26,35	45,32	1,93	1,13



Рисунок 4.12 – Сравнение опытной несущей способности фундаментов с расчетными значениями по нормам и предлагаемой методике

Причинами отклонений расчетных значений по предлагаемой методике от опытных являются:

 отсутствие учета в расчете изгиба плиты фундамента, что увеличивает трансформацию эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой и снижает величину изгибающих моментов в расчетных сечениях;

 принятая упрощенная форма расчетной эпюры нормальных контактных напряжений в предлагаемой методике.

Оценка расхождения результатов расчета разрушающей нагрузки опытных образцов с расчетными данными по разработанной методике с учетом быстрых догружений была выполнена методом парного линейного корреляционного анализа в среде MS EXEL (Приложение В).

Рассчитанный коэффициент детерминации 0,924275 показал высокую степень зависимости результатов расчета по разработанной методике от данных, полученных в ходе проведения физических экспериментов.

Величина R = 0,859852189 больше значения 0,7, что свидетельствует о наличии сильных корреляционных связей между полученными значениями расчетным и опытным путем.

Так как на опытную разрушающую нагрузку при быстром догружении отдельно стоящих фундаментов влияет значительное количество закономерных факторов, часть из которых учтены в разработанной методике, а также случайные факторы, сходимость опытных данных с результатами расчета на основании статистического анализа можно оценить как хорошую.

Выводы по разделу 4

На основании экспериментально выявленных особенностей взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при медленных нагружениях и быстрых догружениях определены факторы, которые необходимо учесть при разработке методики расчета эпюры нормальных контактных напряжений. Основными из этих факторов при быстром догружении являются: более интенсивный рост краевых контактных напряжений относительно медленного нагружения, что связано с замедлением процесса развития пластических деформаций, кратковременным увеличением прочности грунта на сдвиг, зависимость изменения эпюры нормальных контактных напряжений при быстром нагружении от формы стартовой эпюры при предшествующем медленном нагружении и др.

Разработана модель расчетного определения нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента при медленном нагружении и быстром догружении. Она представляет собой усовершенствованную модель Фусса-Винклера с переменным по площади подошвы коэффициентом жесткости основания, изменяющимся в зависимости от уровня медленного нагружения и уровня нагруженности основания при медленном нагружении и быстром догружении.

Сопоставление результатов расчета нормальных контактных напряжений с опытными данными для железобетонных фундаментов и металлических моделей показало хорошую сходимость.

На основании методики определения ординат эпюры нормальных контактных напряжений разработана методика и алгоритм расчета фундаментов при быстрых догружениях. При этом приняты следующие допущения и упрощения:

 – объем эпюры нормальных контактных напряжений на момент разрушения фундамента равен внешней нагрузке;

– процесс разрушения фундамента от изгиба происходит со скоростью существенно выше, чем скорость перераспределения нормальных контактных напряжений в основании. Вследствие этого продолжительность данного процесса условно принимается равной нулю, а перераспределение нормальных контактных напряжений в процессе разрушения не происходит.

Изгибающий момент в расчетном сечении по грани колонны рассчитывается как сумма моментов от медленного нагружения и быстрого догружения. Несущая способность фундамента при быстром догружении определяется методом итераций.

На основе разработанной методики расчета фундамента на изгиб при быстром догружении составлена расчетная программа в среде программирования VBA Microsoft Excel. Как показало сравнение опытной несущей способности фундаментов с расчетными значениями по нормам и предлагаемой методике, расчетные значения по предложенной методике расчета прочности имеют лучшую сходимость с опытными значениями.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам диссертационного исследования получены следующие итоги, рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы.

Проанализированы результаты исследований в области работы 1. фундаментов, грунтового основания отдельно стоящих взаимодействия фундаментов с основанием при различных видах и характерах нагружений, влияния скорости нагружения на характеристики грунта. Установлено, что распространенность возникновения быстрых несмотря на догружений конструкций зданий и сооружений, их влияние на взаимодействия фундаментов с основанием остается практически не изученным. Быстрые догружения фундаментов не учитываются в нормативных документах, в методиках расчета.

2. Выявлено, что при воздействии быстрого догружения происходит изменение напряженно-деформированного состояния грунтового основания с относительным увеличением уровня нормальных контактных напряжений у краевых зон подошвы фундамента, что приводит к увеличению усилий в фундаменте и снижению уровня разрушающей нагрузки.

3. Усовершенствована модель грунтового основания Фусса-Винклера для условий взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении. Модель включает переменные коэффициенты постели по площади подошвы фундаментов, изменяющиеся в зависимости от величины эксплуатационной нагрузки и нагрузки быстрого догружения, уровня нагруженности основания.

4. Разработаны алгоритм и методика определения эпюры нормальных контактных напряжений под подошвой отдельно стоящих фундаментов при воздействии быстрого догружения,

5. Разработаны алгоритм и методика расчета отдельно стоящих фундаментов при прогнозировании возможности быстрого догружения на стадиях проектирования и проверки фундаментов.

152

6. Рекомендуется в условиях прогнозируемой возможности возникновения быстрого догружения производить расчет фундаментов по предложенной методике на стадиях проектирования и проверки.

7. Перспективой дальнейшей разработки темы является выявление особенностей напряженно-деформированного состояния основания, сложенного связными грунтами, и взаимодействия фундаментов с основанием при быстром догружении, уточнение модели основания и методики расчета фундаментов.

СПИСОК ТЕРМИНОВ

В настоящей работе использованы следующие термины с соответствующими определениями, приведенными ниже

Быстрое (внезапное) догружение – дополнительное нагружение фундаментов нагрузкой, скорость возрастания которого превышает скорость процесса перераспределения напряжений в основании от данного догружения, но не вызывает существенного динамического эффекта.

Эксплуатационная нагрузка – нагрузка, на которую выполнен расчет фундамента при проектировании либо которая воздействует на фундамент, подлежащий проверке на воздействие быстрого догружения, в процессе эксплуатации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев, В. М. Влияние повторных нагружений фундаментов на деформацию грунтов основания / В. М. Алексеев, О. В. Евдокимцев, В. В. Леденев // Вестник ТГТУ: Тамбов, 1999. – Том 5. – № 1. – С. 118–124. – Текст: непосредственный.

 Алексеев, В. М. Экспериментальные исследования работы фундаментов при действии центральной и внецентренной многократно повторной нагрузки / В.
 М. Алексеев, О. В. Евдокимцев, В. В. Леденев. – М.: ВНИИТПИ, 1998. – № 11691.
 – 25 с. – Текст: непосредственный.

3. Аринина, Э. В. Экспериментальные исследования напряженно– деформированного состояния песчаного основания при осесимметричном нагружении: дис. ... канд. техн. наук: 05.00.00 / Аринина Элеонора Васильевна; Новочеркас. политехн. ин-т им. Серго Орджоникидзе. – Новочеркасск, 1972. –149 с. – Текст: непосредственный.

4. Баранов, Д. С. Некоторые вопросы методики измерения давлений в грунтах / Д. С. Баранов // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – М.: Госэнергоиздат, 1962. –Выпуск III. – Текст: непосредственный.

5. Березанцев, В. Г. Исследование прочности песчаных оснований / В. Г. Березанцев и др. // Тр. ЦНИИС. – М : Трансстройиздат, 1958. – Вып. 28. – Текст: непосредственный.

6. Богомолов, А. Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / А. Н. Богомолов. – Пермь, 1996. – 150 с. – Текст: непосредственный.

7. Борозинец, Л. М. Модель теории нелинейного упругого и пластического деформирования дисперсных грунтов в основаниях фундаментов / Л. М. Борозинец // Материалы Всероссийской науч.-техн. конф. «Механика грунтов в геотехники и фундаментостроении». – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИИ), 2012. – С. 39–41. – Текст: непосредственный.

8. Босаков, С. В. Контактная задача для прямоугольной пластинки на упругом основании в полярных координатах / С. В. Босаков // Строительная механика и расчет сооружений. – 2023. – № 1. – С. 2–6. – Текст: непосредственный.

9. Бугров, А. К. К вопросу учета пластических деформаций основания при проектировании фундаментов / А. К. Бугров // Труды ЛПИ. – Л, 1978. – № 361. – С. 24–27. – Текст: непосредственный.

10. Будыльская, Е. А. Реактивное контактное давление грунта на плоскую подошву жесткого фундамента / Е. А. Будыльская // Геотехника Беларуси: наука и практика: материалы Международной научно-технической конференции, посвященной 60-летию кафедры оснований, фундаментов и инженерной геологии и 90-летию со дня рождения профессора Юрия Александровича Соболевского (Минск, 23–25 октября 2013 г.). В 2 ч. Ч. 1 / редкол.: М. И. Никитенко, Д. Ю. Соболевский, Т. М. Уласик. – Минск: БНТУ, 2013. – С. 204–211. – Текст: непосредственный.

11. Бурлаков, В. Н. Дилатансия, влияние на деформируемость грунтов / В. Н.
Бурлаков, А. З. Тер-Мартиросян // Вестник МГСУ. – 2010. – № 4–2. – С.182–192. –
Текст: непосредственный.

12. Ван, Л. А. Аналитический метод решения трехмерной неосесимметричной смешанной граничной задачи и его приложение к расчету прямоугольной плиты на упругом полупространстве / Л. А. Ван, И. И. Йу. – (Строительная механика конструкций, взаимодействующих с основаниями) // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2022. – № 2. – С. 25. – ISSN 0030–6223. –Текст: непосредственный

 Вознесенский, Е. А. Дилатантно-тиксотропное поведение слабосвязных грунтов при динамическом воздействии / Е. А. Вознесенский, Й. П. Вэйд, В. В. Костомарова // Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. – М: ФГБУ «Издательство «Наука», 1996. – № 1. – С. 62–78. – Текст: непосредственный.

156

14. Вознесенский, Е. А. Поведение грунтов при динамических нагрузках / Е. А. Вознесенский. – М.: Издательство МГУ, 1997. – 188 с. – Текст: непосредственный.

15. Галашев, Ю. В. Анализ и сравнение результатов экспериментальных исследований деформаций и перемещений с теоретическим решением и опытами других авторов / Ю. В. Галашев // Известия вузов. Северо–Кавказский регион. Технические науки. – 2010. – № 6. – С. 86–89. – Текст: непосредственный.

16. Галашев, Ю. В. Упругопластические деформации в песчаном основании круглого штампа: дис ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Галашев Юрий Викторович; Киев. инж.-строит. ин-т. – Киев, 1987. – 195 с. – Текст: непосредственный.

17. Гольдштейн, И. Н. Влияние режима испытаний на деформативно– прочностное поведение глинистого грунта / И. Н. Гольдштейн, С. С. Бабицкая // Труды 1–го Всес. симпозиума по реологии грунтов. – 1973. – С. 178–181. – Текст: непосредственный.

18. Гольдштейн, М. Н. Расчеты осадок и прочности основания зданий и сооружений / М. Н. Гольдштейн, С. Г. Кушнер, М. И. Шевченко. – Киев: Будівельник, 1977. – 208 с. – Текст: непосредственный.

19. Горбунов–Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов–Посадов, Т. А. Маликова. – М.: Стройиздат, 1973. – 626 с. – Текст: непосредственный.

20. ГОСТ Р 8.736–2011. Государственная система обеспечения единства измерений. Измерения прямые многократные. Методы обработки результатов измерений. Основные положения: национальный стандарт Российской Федерации: дата введения 2013–01–01. – М.: Стандартинформ, 2013. – III – 20 с. – Текст: непосредственный.

21. Готман, А. Л. Исследование работы фундаментов в вытрамбованных котлованах на вертикальную нагрузку и их расчет / А. Л. Готман, Ю. М. Шеменков // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2015. – № 3. – С. 23–40. – Текст: непосредственный.

22. Денисенко, В. В. Исследование влияния скорости приложения постоянно возрастающей нагрузки на консолидацию грунтов после нагружения / В. В. Денисенко, П. А. Ляшенко // Электронный сетевой политематический журнал «Научные труды КубГТУ». – 2016. – № 15. – С. 1–15. – EDN HQOJYY. – Текст: электронный.

23. Денисов, О. Л. Факторы, влияющие на динамические осадки фундаментов / О. Л. Денисов, В. Ф. Ковалев, З. Ф. Исмагилова // Труды Междунар. научно-техн. конф. по проблемам механики грунтов, фундаментостроению и транспортному строительству. – Пермь, 2004. – С. 64–68. – Текст: непосредственный.

24. Драновский, А. Н. Автоколебания напряженно-деформированного состояния грунтовых анкеров / А. Н. Драновский, А. И. Латыпов // Известия КГАСУ. – 2006. – №2 (6) – С. 42–44. – Текст: непосредственный.

25. Драновский, А. Н. Динамические параметры прочности песков / А. Н. Драновский // Сб. научных трудов «Материалы 19-й Республиканской научной конференции». – Казань, КГАСА, 1998. – С.186–191. – Текст: непосредственный.

26. Драновский, А. Н. Поведение песчаных грунтов при сжатии в упругой обойме/ А. Н. Драновский, Г. Н. Тимуршина, Р. А. Сайдашев // Известия КазГАСУ. – 2007. – № 2 (8). – С. 40–44. – Текст: непосредственный.

27. Драновский, А. Н. Явление автоколебаний при испытании грунтов на прямой срез при кинематическом режиме нагружения / А. Н. Драновский // Сб. трудов международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению «Геотехника Поволжья–99». – Йошкар–Ола, Салика, 1999. – С. 22–27. – Текст: непосредственный.

28. Дыба, В. П. К расчету взаимодействия железобетонного фундамента с грунтовым основанием при предельной нагрузке / В. П. Дыба, М. П. Матвиенко // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8. – № 2. – С. 87–95. – DOI: 10.15593/2224–9826/2017.2.08. – Текст: электронный.

29. Дыба, В. П. Оценка несущей способности железобетонных фундаментов / В. П. Дыба // Исследования и компьютерное проектирование фундаментов и оснований: Сборник научных трудов / Новочеркасский государственный технический университет. – Новочеркасск: Новочеркасский государственный технический университет, 1996. – С. 10–25. – EDN ZLZUEJ. – Текст: непосредственный.

30. Дыба, В. П. Оценки несущей способности фундаментов / В. П. Дыба; Мво образования и науки Российской Федерации, Федеральное агентство по образованию, Южно-Российский гос. технический ун-т (Новочеркасский политехнический ин-т). – Новочеркасск: Южно-Российский гос. технический ун-т, 2008. – 201, [1] с.: ил., табл.; 21 см.; ISBN 978-5-88998-790-1. – Текст: непосредственный.

31. Дьяков, А. И. Применение метода естественного импульсного электромагнитного поля земли при исследовании работы системы «фундамент– грунт» /А. И. Дьяков, М. И. Дьяков // Потенциал интеллектуально одаренной молодежи – развитию науки и образования. Материалы V Международного научного форума молодых ученых, студентов и школьников. Под общей редакцией Д. П. Ануфриева. – Астрахань, 2016. – С. 398–403. – Текст: непосредственный.

32. Дьяков, А. И. Экспериментальные исследования силового взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с грунтовым основанием при малоцикличных нагрузках / А. И. Дьяков // Строительство и реконструкция. – Орел: ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2015. – № 5 (61). – С. 3–10. – Текст: непосредственный.

33. Дьяков, И. М. Исследование взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с песчаным основанием при быстрых догружениях / И. М. Дьяков, М. И. Дьяков // Интернет-журнал Транспортные сооружения. – 2024. – Т 11. – № 2. – URL: https://t–s.today/PDF/12SATS224.pdf. – DOI: 10.15862/12SATS224. – Текст: электронный.

34. Дьяков, И. М. Планирование экспериментальных исследований работы системы «фундамент-основание» при внезапных догружениях / И. М. Дьяков,

М. И. Дьяков, Б. Ю. Барыкин // Строительство и техногенная безопасность. – 2020. – № 19 (71). – С. 5–12. – DOI: 10.37279/2413–1873–2020–19–5–12. – Текст: непосредственный.

И. 35. Дьяков, M. Применение геосинтетических материалов ДЛЯ армирования основания под фундаментами внутреннего каркаса реконструируемых зданий / И. М. Дьяков, М. И. Дьяков, Ю. И. Дьякова // Дни науки Крымского федерального университета им. В.И. Вернадского. Сборник трудов II научной конференции профессорско – преподавательского состава, аспирантов, студентов и молодых ученых. - Симферополь, 2016. - С. 71-75. -Текст: непосредственный.

36. Дьяков, И.М. Совершенствование расчета отдельно стоящих фундаментов на изгиб при внецентренных малоцикловых нагрузках / И. М. Дьяков, А. И. Дьяков, М. И. Дьяков // Строительство и техногенная безопасность. – Симферополь, 2017. – № 9 (61). – С. 55–61. – Текст: непосредственный.

37. Дьяков, И. Совершенствование расчета M. отдельно стоящих фундаментов на изгиб при внецентренных малоцикловых нагрузках / И. М. Дьяков, A. И. Дьяков, M. И. Дьяков // Методология безопасности среды жизнедеятельности Программа и тезисы IV Крымской Международной научнопрактической конференции. Под редакцией: А. Т. Дворецкого, Т. В. Денисовой, А. Е. Максименко. – Симферополь, 2017. – С. 31. – Текст: непосредственный.

38. Дьяков, И. М. Силовое взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении / И. М. Дьяков, М. И. Дьяков // Строительство и реконструкция. – Орел, 2024. – № 3. – С. 21–30. – DOI: 10.33979/ 2073–7416–2024–113–3–21–30. – Текст: непосредственный.

39. Дьяков М. И. Вопросы капитального ремонта эксплуатируемых зданий малой этажности с односторонним усилением фундаментов мелкого заложения / А. И. Дьяков, М. И. Дьяков // Сборник тезисов участников IV научно–практической конференции профессорско–преподавательского состава, аспирантов, студентов и молодых ученых «Дни науки КФУ им. В.И. Вернадского», Том 7, Академия

строительства и архитектуры. – Симферополь, 2018. – С. 36–37. – Текст: непосредственный.

40. Дьяков, М. И. Вопросы реконструкции зданий небольшой этажности в Крыму / М. И. Дьяков // Инновационное развитие строительства и архитектуры: взгляд в будущее: сборник тезисов участников Международного студенческого строительного форума – 2017, Симферополь, 15–17 ноября 2017 года. – Симферополь: Общество с ограниченной ответственностью «Издательство Типография «Ариал», 2017. – С. 14–16. – EDN ZDZZTR. – Текст: непосредственный.

41. Дьяков, М. И. Некоторые аспекты исследования взаимодействия фундаментов с грунтовым основанием при нагрузках со знакопеременными моментами / М. И. Дьяков // Инновационное развитие строительства и архитектуры: взгляд в будущее: Сборник тезисов участников Международного студенческого строительного форума – 2018, Симферополь, 22–24 ноября 2018 года / Под общей редакцией Н. В. Цопы. – Симферополь: Общество с ограниченной ответственностью «Издательство Типография «Ариал», 2018. – С. 16–18. – EDN УРНУUН. – Текст: непосредственный.

42. Дьяков, М. И. Некоторые аспекты устройства внутреннего каркаса при реконструкции зданий / М. И. Дьяков, Ю. И. Дьякова // Международный студенческий строительный форум – 2016: (к 45–летию кафедры строительства и городского хозяйства): электронный сборник докладов, Белгород, 24 ноября 2016 года. – Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В. Г. Шухова, 2016. – С. 321–325. – EDN YMJWEX. – Текст: непосредственный.

43. Евдокимов, П. Д. Распределение напряжений по контакту бетонное сооружение нескальное основание / П. Д. Евдокимов, В. А. Ширяев, Т. Ф. Липовецкая // Изв. им. Веденеева. – «Энергия». – 1970. – Т.92. – Текст: непосредственный.

44. Евтушенко, С. И. Анализ сходимости результатов опытов и результатов расчета МКЭ на примере конструкции плитного фундамента / С. И. Евтушенко, М. Н. Шутова, Д. А. Калафатов // Вестник Волгоградского государственного

архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2018. – Вып. 53 (72). – С. 15–24. – Текст: непосредственный.

45. Евтушенко, С. И. Исследования несущей способности моделей фундаментов на песчаном основании / С. И. Евтушенко // Строительство и архитектура. – 2018. – Том 6. – Вып. 3 (20). – С. 22–28. – DOI 10.29039/ article_5bee8ab2477840.65600919. – Текст: непосредственный.

46. Евтушенко, С. И. Обзор новых конструктивных решений ленточных фундаментов / С. И. Евтушенко, Г. М. Скибин // Результаты исследований 2016: Материалы II Национальной конф. ППС и научных работников, г. Новочеркасск, 22 – 26 мая 2016 г. / Южно–Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова. – Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2016. – С. 39–41. – Текст: непосредственный.

47. Евтушенко, С. И. Определение оптимального угла поворота элементов опорной плиты столбчатого фундамента / С. И. Евтушенко, Р. Е. Скориков // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: Матер. междунар. научн. –техн. конф.: 29–31 мая 2018 г. / Южно–Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 568–570. – Текст: непосредственный.

48. Евтушенко, С. И. Результаты исследования несущей способности основания ленточного фундамента / С. И. Евтушенко, С. Г. Чутченко, Р. Т. Могушков, Р. Е. Скориков // Известия вузов. Северо–Кавказский Регион. Технические науки. – 2018. – № 2. – С. 84–89. – Текст: непосредственный.

49. Егорова, Е. С. Модели грунтов, реализованные в программных комплексах SCAD Office и Plaxis 3D / Е. С. Егорова, А. В. Иоскевич, В. В. Иоскевич, К. Н. Агишев, В. Ю. Кожевников // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – № 3 (42). – С. 31–60. – Текст: непосредственный.

50. Елизаров, С. А. Критерии несущей способности и разные фазы деформирования основания / С. А. Елизаров, М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 4. – С. 25. – Текст: непосредственный.

51. Зарецкий, Ю. К. Напряженно–деформированное состояние грунтового основания под действием жесткого ленточного фундамента / Ю. К. Зарецкий, В. В. Орехов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 5. – С. 21–24. – Текст: непосредственный.

52. Зоценко, Н. Л. Современная практика моделирования взаимодействия фундаментов с уплотненными основаниями при их возведении и последующей работе / Н. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. ст. науч.–техн. конф. / СПбГАСУ. – СПб, 2012. – С. 164–171. – Текст: непосредственный.

53. Ильичев, В. А. Исследования по динамике и сейсмостойкости оснований и фундаментов / В. А. Ильичев // Труды НИИОСП. – 1981. – Вып. 75. – С.138–153.
– Текст: непосредственный.

54. Ильичев, В. А. К оценке коэффициента демпфирования основания фундаментов, совершающих вертикальные колебания / В. А. Ильичев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – № 5. – С. 15–18. – Текст: непосредственный.

55. Исмагилова, З. Ф. Исследование и разработка метода определения динамической осадки фундаментов / З. Ф. Исмагилова // Актуальные проблемы технических, естественных и гуманитарных наук: материалы Межвузовской науч.– техн. конф. – Уфа: Изд–во УГНТУ, 2006. – С. 173–175. – Текст: непосредственный.

56. Какенеов, К. С. Современные методы уплотнения грунтов взрывными воздействиями. анализ последствий аварийных взрывов: Монография / К. С. Какенеов. – Караганда: КЭУ, 2012. – 361 с. – Текст: непосредственный.

57. Кананян, А. С. Экспериментальные исследования разрушения песчаного основания вертикальной нагрузкой / А. С. Кананян // II Тр. НИИ оснований и фундаментов. Механика грунтов: сб. – М.: Госстройиздат, 1954. – № 24. – Текст: непосредственный.

58. Клейн, Г. К. Строительная механика сыпучих тел / Г. К. Клейн. – Госстройиздат. – 1956. –130 с. – Текст: непосредственный.

59. Клепиков, С. Н. Расчет конструкций на неупругом основании при сложном нагружении / С. Н. Клепиков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 5. – С. 15 – 17. – Текст: непосредственный.

60. Клюева, Н. В. Методика экспериментального определения параметров живучести железобетонных рамно – стержневых конструктивных систем /Н. В. Клюева, П. А. Кореньков // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 2. – С. 44–48. – Текст: непосредственный.

61. Клюева, Н. В. Основы теории живучести железобетонных конструктивных систем при запроектных воздействиях: дис. ... д-ра. техн. наук: 05.23.01 / Клюева Наталия Витальевна; Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства. – Москва, 2009. – 450 с. – Текст: непосредственный.

62. Колчунов, В. И. Живучесть железобетонных каркасов многоэтажных зданий со сложнонапряженными элементами / В. И. Колчунов, В. С. Московцева // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2022. – Т. 18. – № 3. – С. 195–203. – DOI 10.22363/1815–5235–2022–18–3–195–203. – Текст: непосредственный.

63. Колчунов, В. И. Расчетный анализ способов защиты монолитных каркасов многоэтажных зданий с плоскими перекрытиями от прогрессирующего обрушения / В. И. Колчунов, В. С. Московцева, О. Б. Бушова, Д. И. Жуков // Строительство и реконструкция. – 2021. – № 4 (96). – С. 35-44. – DOI 10.33979/2073-7416-2021-96-4-35-44. – EDN MUQBPN. – Текст: непосредственный.

64. Колчунов, В. И. Способ усиления каркаса многоэтажного здания при неравномерных осадках фундаментов / В. И. Колчунов, И. М. Дьяков, С. В. Гречишников, М. И. Дьяков // Строительство и реконструкция. – 2019. – № 5 (85). – С. 63-73. – DOI 10.33979/2073-7416-2019-85-5-63-73. – EDN OKFBCZ. – Текст: непосредственный.

65. Коровкин, В. С. Инженерная кинематическая теория контактного давления грунта в приложении к расчету некоторых типов фундаментов /

В. С. Коровкин // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 6 (50). – С. 40–52.
– DOI 10.5862/MCE.50.5. – EDN STAFDJ. – Текст: непосредственный.

66. Королев, К. В. Несущая способность оснований в стабилизированном и нестабилизированном состоянии: автореф. дис. ... д-ра. техн. наук: 05.23.02 / Королев Константин Валерьевич; Всерос. науч.-исслед. ин-т гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – СПб, 2015. – 37 с. – Текст: непосредственный.

67. Коронатов, В. А. Основы математически строгой теории глубокого бурения / В. А. Коронатов // Системы. Методы. Технологии. – 2020. – № 2 (46). – С. 23–29. – DOI 10.18324/2077–5415–2020–2–23–29. – EDN EBQUJF. – Текст: непосредственный.

68. Криворотов, А. П. О распределении касательных напряжений в зоне формирования грунтового ядра / А. П. Криворотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 1. – С. 35–38. – Текст: непосредственный.

69. Криворотов, А. П. Напряженное состояние песчаного основания в начальной стадии выпирания грунта из–под жесткого штампа / А.П. Криворотов. – Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1976. – № 2. – С. 125–130. – Текст: непосредственный.

70. Курбацкий, Е. Н. Расчёт фундаментов зданий и сооружений с двумя упругими характеристиками основания с использованием свойств изображений Фурье финитных функций / Е. Н. Курбацкий, Май Дык Минь // Вестник МГСУ. – 2014. – № 1. – С.41–51. – Текст: непосредственный.

71. Кушнер, С. Г. Расчет осадок оснований зданий и сооружений / С. Г. Кушнер. – К.: Будівельник, 1990. – 142 с. – Текст: непосредственный.

72. Лазебник, Г. Е. Исследование распределения напряжений по подошве фундаментных плит зданий / Г.Е. Лазебник // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – № 2. – С. 13–14. – Текст: непосредственный.

73. Латыпов, А. И. О прочностных свойствах песчаных грунтов при автоколебательном разрушении / А. И. Латыпов, М. С. Савкин // Современные проблемы фундаментостроения: сб. тр. Междунар. науч.–техн. конф. – Волгоград: ВолГАСА, 2001. – Ч. 3/4. – С. 55–57. – Текст: непосредственный.

74. Леденев, В. В. Несущая способность и деформативность оснований и фундаментов при сложных силовых воздействиях: монография / В. В. Леденев. – Тамбов: Изд–во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. – 324 с. – 400 экз. – ISBN 978–5–8265–1444–3. – Текст: непосредственный.

75. Леденев, В. В. Основания и фундаменты при сложных силовых воздействиях (опыты): монография для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля: в 2 т. / В. В. Леденев. – Тамбов: Изд–во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. –Т.1. – 384 с. – Текст: непосредственный.

76. Леденев, В. В. Основания и фундаменты при сложных силовых воздействиях (опыты): монография для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля: в 2 т. / В. В. Леденев. – Тамбов: Изд–во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2015. – Т.2. – 288 с. – Текст: непосредственный.

77. Леденев, В. В. Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж: ВГУ, 1990. – 224 с. – Текст: непосредственный.

78. Липовецкая, Т. Ф. Экспериментальные исследования распределения напряжений по подошве жестких штампов, расположенных на песчаном основании / Т. Ф. Липовецкая // Сборник трудов МИСИ. – 1956. – № 14. – Текст: непосредственный.

79. Ломизе, Г. М. Основные зависимости напряженного состояния и прочности песчаных грунтов / Г. М. Ломизе, А. Л. Крыжановский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 3. – С. 23–26. – Текст: непосредственный.

80. Маклаков, С. Ф. Экспериментальное определение предела прочности грунта на сдвиг при динамическом нагружении / С. Ф. Маклаков, В. А. Мишин / Инженерный вестник Дона. – 2017. – № 4 (47). – URL: https://cyberleninka.ru/ article/n/eksperimentalnoe-opredelenie-predela-prochnosti-grunta-na-sdvig-pri-dinamicheskom-nagruzhenii (дата обращения:12.02.2024).

81. Малышев, М. В. О совместной работе жёстких фундаментов и нелинейно-деформируемого основания / М. В. Малышев, Ю. К. Зарецкий,

В. Н. Широков, В. А. Черемных // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 97–104. – Текст: непосредственный.

82. Матвиенко, М. П. Эксперимент по проверке новой методики расчета гибких железобетонных фундаментов по несущей способности / М. П. Матвиенко, В. П. Дыба, Аль Екаби Хаки Хади Аббуд // Изв. вузов. Сев. –Кавказ. регион. Техн. науки. – 2015. – № 3 (84). – С. 80–84. – Текст: непосредственный.

83. Минцковский, М. Ш. О некоторых вопросах плоской задачи устойчивости оснований сооружений / М. Ш. Минцковский. – Доклад на VI сессии Акад. строительства и архитектуры УССР. – Киев, 1962. – 26 с. – Текст: непосредственный.

84. Мирный, А. Ю. Исследования дилатансии в дисперсных грунтах и методы ее количественной оценки / А. Ю. Мирный // Инженерная геология. – 2019.
– Том XIV. – № 2. – С. 34–43. – Текст: непосредственный.

85. Миронов, В. А. Моделирование процесса упругопластического деформирования водонасыщенного основания при нагружении жестким штампом / В. А. Миронов, О. Е. Софьин // Горный информационно–аналитический бюллетень (научно–технический журнал). – 2010. – № 1. – С. 83–88. – Текст: непосредственный.

86. Мирсаяпов, И. Т. Расчетная модель осадки основания фундаментов при режимном статико–циклическом нагружении / И. Т. Мирсаяпов, И. В. Королева, Д. Д. Сабирзянов // Известия Казанского государственного архитектурно– строительного университета. – 2016. – № 1 (35). – С. 102–110. – Текст: непосредственный.

87. Мурзенко, Ю. Н. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений в нелинейной стадии работы / Ю. Н. Мурзенко // II Балтийская конференция по механике грунтов и фундаментостроению. – Таллин, 1988. – Т. 2. – С. 42–45. – Текст: непосредственный.

88. Мурзенко, Ю. Н. Расчет несущей способности фундаментов под колонны с учетом их взаимной работы с основанием / Ю. Н. Мурзенко, А. А. Цесарский //

Известия Северо–Кавказского научного центра высшей школы. Сер. Технические науки. – 1975. – № 2. – С. 81–87. – Текст: непосредственный.

89. Мурзенко, Ю. Н. Экспериментально-теоретические исследования силового взаимодействия фундаментов и песчаного основания: дис. ... д-ра техн. наук: 05.00.00 / Мурзенко Юлиан Николаевич; Новочеркас. политехн. ин-т им. Серго Орджоникидзе – Новочеркасск, 1971. – 574 с. – Текст: непосредственный.

90. Мурзенко, Ю. Н. Экспериментальные исследования напряженно– деформированного состояния несвязанного основания под жесткими фундаментами / Ю. Н. Мурзенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – Вып. 2. – С. 18–20. – Текст: непосредственный.

91. Мурзенко, Ю. Н. Экспериментальные исследования работы краевой зоны сборных фундаментов под отдельную колонну и сетку колонн на песчаном основании: монография / Ю. Н. Мурзенко, С. И. Евтушенко. – Ростов н/Д: Изд–во журн. «Изв. вузов. Сев. – Кавк. регион», 2008. – 248 с. – Текст: непосредственный.

92. Мурзенко, Ю. Н. Экспериментальные исследования тензора деформаций и тензора напряжений по оси круглого штампа на песчаном основании. Исследование напряженно–деформированного состояния оснований и фундаментов / Ю. Н. Мурзенко, Ю. В. Галашев, В. П. Дыба. – Новочеркасск: НПИ, 1977. – С. 23–27. – Текст: непосредственный.

93. Невзоров, А. Л. Фундаменты на сезоннопромерзающих грунтах: Учеб. пособие для студентов вузов, обучающихся по строит. специальностям / А. Л. Невзоров. – Москва: Изд–во Ассоц. строит. Вузов, 2000. – 151с. – Текст: непосредственный.

94. Никитин, В. М. Экспериментальное исследование деформированного состояния оснований методом муаров / В. М. Никитин, Н. С. Несмелов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 3. – С. 26–28. – Текст: непосредственный.

95. Никифоровский, В. С. Динамическое разрушение твердых тел / В. С. Никифоровский, Е. И. Шемякин. – Новосибирск: «Наука», 1979. – 272 с. – Текст: непосредственный.

96. Полищук, А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий / А. И. Полищук. – Томск: Нортхэмптон, 2004. – 476 с. – Текст: непосредственный.

97. Прокопенко, А. В. Упругопластический расчет несущей способности основания незаглубленного фундамента (условия смешанной задачи) / А. В. Прокопенко, А. Н. Богомолов // Вестник Волгоградского государственного архитектурно–строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура. – 2015. – Вып. 39 (58). – С. 4–16. – Текст: непосредственный.

98. Протодьяконов, М. М. Методика рационального планирования экспериментов / М. М. Протодьяконов, Р. И. Тедер. – М.: Изд–во «Наука», 1970. – 76 с. – Текст: непосредственный.

99. Пшеничкина, В. А. Амплитудно–частотные характеристики слоистой модели «сооружение–основание» / В. А. Пшеничкина, В. В. Дроздов, А. С. Жиденко // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2023. – № 2. – С. 8–23. – DOI 10.37153/2618–9283–2023–2–8–23. – EDN NYEHPO. – Текст: непосредственный.

100. Родин, С. В. Обзор экспериментальных исследований плитных фундаментов / С. В. Родин, Д. А. Калафатов, С. И. Евтушенко // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: матер. Междунар. научн.–техн. конф. : 29–31 мая 2018 г. / Юж.–Росс. гос. политехн. ун–т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 509–514. – Текст: непосредственный.

101. Родштейн, А. Г. Контактные напряжения под жесткими фундаментами на песчаном основании / А. Г. Родштейн. – Москва: ВНИИ «ВОДГЕО», 1952. – 38 с. – Текст: непосредственный.

102. Ройтман, А. Г. Натурные экспериментальные исследования уплотнения основания под фундаментами эксплуатируемых зданий / А. Г. Ройтман // Труды АКХ им. К. Д. Памфилова. – М.: ОИТМ, 1971. – № 74. – С.138–146. – Текст: непосредственный.

103. Рыков, Г. В. Измерение напряжений в грунтах при кратковременных нагрузках / Г. В. Рыков, А. М. Скобеев. – М.: Наука, 1978. – 168 с. – Текст: непосредственный.

104. Савинов, О. А. Давление жесткого прямоугольного штампа на упругое основание / О.А. Савинов // Труды НИС ЛО треста глубинных работ. – Л. – М.: Стройиздат, 1941. – Вып. 2. – С. 20–31. – Текст: непосредственный.

105. Сагитова, Р. Х. Определение угла дилатансии песчаного грунта. / Р. Х. Сагитова, Р. В. Мельников // Сборник материалов XV научно–практической конференции молодых ученых, аспирантов, соискателей и магистрантов ТюмГАСУ, Тюмень, 2015. – С. 135–140. – Текст: непосредственный.

106. Сиразиев, Л. Ф. Экспериментальные исследования напряженно– деформированного состояния трехслойного грунтового основания при кратковременных штамповых испытаниях и наличии водонасыщенного слоя / Л. Ф. Сиразиев // Известия КГАСУ, Казань, 2017. – № 4 (42). – С. 228–236. – Текст: непосредственный.

107. Скибин, М.Г. Постановка эксперимента по исследованию работы основания регулируемого фундамента при подъеме и выравнивании здания / М. Г. Скибин, М. В. Зотов, А. И. Субботин // Актуальные проблемы фундаментостроения на Юге России: материалы Рос. науч.–практ. конф., посвящ. памяти проф. Ю. Н. Мурзенко и А. П. Пшепичкина, 14–15 июля 2010 г., г. Новочеркасск / Рос. о–во по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению; Юж.–Рос. гос. техн. ун–т (НПИ). – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2010. – С. 58–64. – Текст: непосредственный.

108. Скибин, Г. М. Экспериментальные исследования работы краевой зоны протяженных в плане фундаментов на песчаном основании: монография / Г. М. Скибин, С. И. Евтушенко // Изв. вузов. Сев. – Кавк. Регион. – 2008. – 192 с. – Текст: непосредственный.

109. Скибин, Г. М. Взаимодействие регулируемых фундаментов с грунтовым основанием зданий при подъеме и выравнивании домкратами / М. Г. Скибин. – Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2016. – 167 с. – Текст: непосредственный.

110. Скибин, Г. М. История развития экспериментально-теоретических исследований в новочеркасской школе механики грунтов и фундаментостроения / Г. М. Скибин, В. П. Дыба, Ю. В. Галашев // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: материалы Междунар. науч.-техн. конф., г. Новочеркасск, 13-15 мая 2015 г. / Юж.-Рос. гос. политехн. ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2015. – С. 14–27. – Текст: непосредственный.

111. Соломин, В.И. Численное решение нелинейных задач о взаимодействии фундаментов с грунтовым основанием / В. И. Соломин, В. С. Копейкин, С. Б. Шматков // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Межвузовский сборник НПИ. – Новочеркасск, 1979. – С. 44–54. – Текст: непосредственный.

112. Сорочан, Е. А. Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. – М.: Стройиздат, 1986. – 303 с. – Текст: непосредственный.

113. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. – Введ. 2017–06–17. – М.: Минстрой России, 2016. – V. – 220 с. – Текст: непосредственный.

114. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное / Под общей ред. Ильичева В. А. и Мангушева Р. А. – М.: Изд–во АСВ, 2016. – 1040 с. – Текст: непосредственный.

115. Сравнительный анализ результатов расчета системы «здание – основание», представленной в виде слоистой модели / В. А. Пшеничкина, С. С. Рекунов, С. Ю. Иванов [и др.] // Вестник Волгоградского государственного архитектурно–строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2023. – № 1 (90). – С. 43–53. – EDN ELCFWD. – Текст: непосредственный.

116. Тамразян, А. Г. Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и технического характера / А. Г. Тамразян, С. Н. Булгаков, И. А. Рахман, А. Ю. Степанов // Научное издание. Под общ. ред. Тамразяна А. Г. Издание второе. – М.: Издательство АСВ, 2012. – 304 с. – Текст: непосредственный.

117. Тамразян, А.Г. Научные основы оценки риска и обеспечения безопасности железобетонных конструкций, зданий и сооружений при комбинированных особых воздействиях / А. Г. Тамразян // Вестник НИЦ «Строительство». – 2018. – 16 (1). – С.106–114. – Текст: непосредственный.

118. Теоретические основы механики деформирования и разрушения: монография / В. В. Леденев, В. Г. Однолько, З. Х. Нгуен. – Тамбов: Изд–во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2013. – 312 с. – 100 экз. – ISBN 978–5–8265–1208–1. – Текст: непосредственный.

119. Тер–Мартиросян, А. З. Осадки оснований сооружений при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях / А. З. Тер–Мартиросян // Международный журнал «Геотехника». – М, 2010. – С.77–81. – Текст: непосредственный.

120. Тер–Мартиросян, А. З. Безопасность эксплуатации оснований зданий и сооружений при динамическом воздействии / А. З. Тер–Мартиросян, Е. С. Соболев // Вестник МГСУ. – 2017. – Т. 12. – Вып. 5 (104). – С. 537–544. – DOI: 10.22227/1997–0935.2017.5.537–544. – Текст: непосредственный.

121. Тер–Мартиросян, А. З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дис. докт. техн. наук: 05.23.02 / Тер-Мартиросян Армен Завенович; Моск. гос. ун-т путей сообщ. (МИИТ) МПС РФ. – М., 2016. – 324 с. – Текст: непосредственный.

122. Тер–Мартиросян, А. З. Взаимодействие фундаментов с основанием при циклических и вибрационных воздействиях с учетом реологических свойств грунтов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Тер-Мартиросян Армен Завенович; Моск. гос. строит. ун-т. – Москва, 2010. – 190 с. – Текст: непосредственный.

123. Тер–Мартиросян, З. Г. Взаимодействие заглубленного массивного фундамента со сжимаемым весомым фундаментом при динамических нагрузках /
3. Г. Тер–Мартиросян, М. Н. Джаро // Вестник МГСУ. – 2011. – № 8. – С.89–93. – Текст: непосредственный.

124. Тер-Мартиросян, З. Г. Деформации ползучести грунтов при циклическом и вибрационном воздействиях / З. Г. Тер-Мартиросян, А. З. Тер-Мартиросян // Труды 18-го Польско-Российско-Словацкого семинара «Теоретические основы строительства», г. Москва – г. Архангельск, 01.07–05.07.2009. – Варшава, 2009. – С. 473–480. – Текст: непосредственный.

125. Тер–Мартиросян, З. Г. Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью: Учебное пособие / З. Г. Тер–Мартиросян, А. З. Тер– Мартиросян. – М.: Издательство АСВ, 2020. – 946 с. – Текст: непосредственный.

126. Тер–Мартиросян, З. Г. Механика грунтов: монография / З. Г. Тер– Мартиросян. – М.: Изд–во АСВ, 2009. – 552 с. – Текст: непосредственный.

127. Тер–Мартиросян, А. З. Осадки оснований сооружений при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях / А. З. Тер–Мартиросян // Международный журнал «Геотехника». – М, 2010. – С. 77–81. – Текст: непосредственный.

128. Тер–Мартиросян, З. Г. Осадка и несущая способность водонасыщенного основания фундамента конечной ширины при статическом воздействии / З. Г. Тер– Мартиросян, А. 3. Тер–Мартиросян, А. Осман // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16. – Вып. 4. – С. 463–472. – DOI: 10.22227/1997–0935.2021.4.463–472. – Текст: непосредственный.

129. Тетиор, А. Н. Расчет фундаментных плит при хрупком разрушении / А. Н. Тетиор // Промышленное строительство. – 1979. – № 2. – С. 27–29. – Текст: непосредственный.

130. Тетиор, А. Н. Испытание ленточных фундаментов при хрупком разрушении / А. Н. Тетиор, С. В. Родин // Центр, ин–т науч. информ. по стр–ву и архитектуре. – М., 1978. – Вып. 9. – С. 44. – Текст: непосредственный.

131. Тимофеев, С. С. Форма несдвигаемого ядра: совершенствование технологии строительного производства / С. С. Тимофеев. – Томск: ТГУ, 1978. – Текст: непосредственный.

132. Травуш, В. И. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований / В. И. Травуш,

В. И. Колчунов, Е. В. Леонтьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 2. – С. 46–54. – Библиогр.: с. 53–54 (19 назв.). – ISSN 0869–7019. – Текст: непосредственный.

133. Травуш, В. И. Определение ядра модели деформируемого основания по экспериментальным данным / В. И. Травуш, С. О. Шулятьев // Основания и фундаменты, механика грунтов. – 2024. – № 2. – С. 9–14. – Текст: непосредственный.

134. Уласик, Т. М. Влияние «стесненной» дилатансии на несущую способность свайных фундаментов / Т.М. Уласик // Вестник полоцкого государственного университета. Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 16. – С. 30–33. – Текст: непосредственный.

135. Федоров, И. В. Некоторые задачи упругопластического распределения напряжений в грунтах, связанные с расчетом оснований / И. В. Федоров // Сборник института механики АН СССР. Т XXVI. – М., 1958. – С. 204–215. – Текст: непосредственный.

136. Федоров, В. С. Проектирование режимов бурения: Учеб. пособие для студентов нефт. Вузов / В.С. Федоров. – Москва: Гостоптехиздат, 1958. – 214 с. – Текст: непосредственный.

137. Флорин, В. А. Основы механики грунтов / В.А. Флорин. – М.: Госстройиздат, 1959. – Т.1. – 357 с. – Текст: непосредственный.

138. Флорин, В. А. Основы механики грунтов / В.А. Флорин. – М.: Госстройиздат, 1961. – Т.2. – 544 с. – Текст: непосредственный.

139. Харин, Ю. И. Механические процессы, происходящие в песчаном основании жесткого штампа при увеличении нагрузок до предельной: дис. ... канд. техн. наук: 01.02.07 / Харин Юрий Иванович; Моск. инж.-строит. ин-т им. В. В. Куйбышева. – М, 1981. – 166 с. – Текст: непосредственный.

140. Хархута, Н. Я. Прочность, устойчивость и уплотнение грунтов земляного полотна автомобильных дорог / Н. Я. Хархута, Ю. М. Васильев. – Москва: Транспорт, 1975. – 285 с. – Текст: непосредственный.

141. Юнин, Е. К. Автоколебания в глубоком бурении / Е. К. Юнин. – М.: Либроком, 2013. – 264 с. – Текст: непосредственный.

142. Abouzar Sadrekarimi. Static liquefaction-triggering analysis considering soil dilatancy / Sadrekarimi Abouzar // Soils and Foundations. – 2014. – Vol. 54. – Issue 5. – P. 955–966. – URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/ S0038080614001085 (дата обращения: 13.04.2024).

143. Al–Mhaidib, A. I. Influence of shearing rate on interfacial friction between sand and steel / A.I. Al–Mhaidib // Engineering Journal of the University of Qatar. – 2006. –Vol. 19 – Р. 35–50. – Текст: непосредственный.

144. Beaty, M. Effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand / M. Beaty, P. Byrne // Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. ASCE Geotech-nical Special Publication. – 1998. – Vol. 75. – Р. 766–777. – Текст: непосредственный.

145. Benz, T. On the numerical modeling of quasistatic cyclic problems / T. Benz, R. Schwab, P. A. Vermeer // The 11 th Conference of IACMAG. Torino, 2005. – Vol.1 – P. 257–264. – URL: https://www.gbv.de/dms/tib-ub-hannover/537552812.pdf (дата обращения: 04.12.2023).

146. Beren, M. Shear rate effect on shear strength characteristics of sandy soils / Murat Beren et al // Основания, фундаменты и механика грунтов, [S.1.]. –2020. – Vol. 4. – P. 7. –ISSN 0038–0741. – URL: https://ofmg.ru/index.php/ofmg/article/view/6097 (дата обращения: 04.03. 2024).

147. Bolton, M. D. The strength and dilatancy of sands. / M. D. Bolton // Geotechnique. – 1986. – Vol. 36. – No. 1. – P.65–78. – URL: http://wwwciv.eng.cam.ac.uk/geotech_new/people/bolton/mdb_pub/14_Geotechnique_No36_Is1_6 5_78.pdf (дата обращения: 11.10. 2023).

148. Briaud, J.–L. Behavior of Five Large Spread Footings in Sand / J.– L. Briaud, R. M. Gibbens // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 1999. – Vol. 125. – Issue 9. – Р. 787–796. – Текст: непосредственный.

149. Briaud, J.–L. Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach / J.– L. Briaud // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2007. – Vol. 133 – Issue 8. – Р. 905–920. – URL: https://www.sci-hub.ru/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:8(905) (дата обращения: 18.12. 2023).

150. Calvello, M. Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis / M. Calvello, R. J. Finno // Computers and Geotechnics. – 2004. – Vol. 31. – Issue 5. – P. 410–424. – URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0266352X04000540 (дата обращения: 22. 09. 2023).

151. Drucker, D. C. Soil Mechanics and Work Hardening Theories of Plasticity / D. C. Drucker, R. E. Gibson, D. J. Henkel // Transactions of the American Society of Civil Engineers. – 1957. – Vol. 122. – Р. 338–346. – Текст: непосредственный.

152. Diakov, I. N. Experimental studies of the «foundation-soil» system operation with sudden loading / I. N. Diakov, N. V. Tsarenko, M. I. Diakov // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 913. – 022064. – IOP Publishing. – DOI: 10.1088/1757–899X/913/2/022064. – URL: https://iopscience. iop.org/article/10.1088/1757-899X/913/2/022064/pdf. (дата обращения: 11. 11. 2023).

153. Gutierrez, Marte. Non-coaxial version of Rowe's stress-dilatancy relation / Marte Gutierrez, J. F. Wang / Granular Matter. – 2009. – Vol. 11. – P.129–137. – DOI: 10.1007/s10035–008–0124–0. – URL: https://www.researchgate.net/publication/ 225825781_Non-coaxial_version_of_Rowe's_stress-dilatancy_relation (дата обращения: 11. 06. 2024).

154. Jia, J. Dynamic and cyclic properties of soils / J. Jia // Soil dynamics and foundation modeling // Springer international publishing. – 2018. – P. 75–108. – URL: https://www.researchgate.net/publication/321343583_Dynamic_and_Cyclic_Properties _of_Soils (дата обращения: 05. 03. 2024).

155. John McDougall. Particle loss: An initial investigation into size effects and stress-dilatancy / John McDougall, Darren Kelly, Daniel Barreto // Soils and foundations, April. – 2019. – Vol. 59 (3). – P. 726-737. – DOI:10.1016/j.sandf.2019.03.002. – URL: https://www.researchgate.net/publication/332699706_Particle_loss_An_initial_investig ation_into_size_effects_and_stress-dilatancy (дата обращения: 05. 03. 2024).

156. Kalthoff, J. F. Instability of cracks under impulse loads / J. F. Kalthoff, D. A. Shockey // Journal of Applied Physics. – 1977. – Vol. 48. – Issue 3. – Р. 986–993. – Текст: непосредственный.

157. Kimura, S. Shearing rate effect on residual strength of landslide soils in the slow rate range / S. Kimura, N. Shinya, B.V. Shriwantha, S. Kazuhito // Landslides. – 2014. – Vol. 11. – Р. 969–979. – Текст: непосредственный.

158. Motra, H. B. Quality assessment of soil bearing capacity factor models of shallow foundations / H. B. Motra, H. Stutz, F. Wuttke // Soils and Foundations. – 2016. – Vol. 56. – Issue 2. – P. 265–276. URL: https://www.sciencedirect.com/science/article/ pii/S0038080616000305 (дата обращения: 19. 04. 2024).

159. Muhammad Shehzad Khalid. The role of dilatancy in shallow overburden tunneling / Muhammad Shehzad Khalid, Mamoru Kikumoto, Ying Cui, Kiyoshi Kishida // Science Direct Underground Space. – 2019. – Vol. 4. – Issue 3. – P. 181–200. – URL: https://www.researchgate.net/publication/329064457_The_role_of_dilatancy_in_shallo w_overburden_tunneling (дата обращения: 14. 01. 2024).

160. Oka, F. Calibration of elasto-viscoplastic models for cohesive soils / F. Oka, S. Kimoto, T. Adachi // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. – Vol. 1. – P. 449–456. – URL: https://www.gbv.de/dms/tib-ub-hannover/537552812.pdf (дата обращения: 04.12.2023).

161. Randolph, M. F. Load Carrying Capacity of Foundations / M. F. Randolph, M. B. Jamiolkowski, L. Zdravkovic // Advances in Geotechnical Engineering: the Skempton Conf. Eds. Jardine, Potts, Higgins. – London, 2004. – Р. 207–240. – Текст: непосредственный.

162. Rowe, P. W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact / P. W. Rowe // Proceedings of the Royal Society of London. – 1962. – Series A. – Vol. 269. – Р. 500–527. – Текст: непосредственный.

163. Saito, R. Experimental study on the rate effect on the shear strength / R. Saito, H. Fukuoka, K. Sassa //Disaster Mitigation of Debris, Flows, Slope Failures and Landslides. – 2006. – Р. 421–427. – Текст: непосредственный.

164. Sanchez, F. Elastoplasticity within the framework of microplane models. Part II, appli–cablemodels for their use in geotechnical analyses / F. Sanchez, N. A. Gonzales // The 11th Conference of IACMAG. Torino, 2005. – Vol. 1. – P. 497–504. – URL: https:// www.gbv.de/dms/tib-ub-hannover/537552812.pdf (дата обращения: 04.12.2023).

165. Schanz, T. The hardening soil model: formulation and verification / T. Schanz, P. A. Vermeer, P. G. Bonnier // Beyond 2000 in Computional Geotechnics – 10 2014s of PLAXIS. Balkema, Rotterdam, 2019. – P 281–296. – URL: https://www.academia.edu/7922212/The_hardening_soil_model_Formulation_and_veri fication (дата обращения: 15.12.2023).

166. Sethy Barada Prasad. Bearing Capacity of Circular Foundation on a Sand Layer of Limited Thickness under Eccentrically Inclined Loading / Sethy Barada Prasad et al // Geo-Congress 2020: Foundations, Soil Improvement, and Erosion. – 2020. – P. 305–312. – DOI: 10.1061/9780784482780.029 – URL: https://ofmg.ru/index.php/ofmg/

article/view/6108 (дата обращения: 03. 01. 2024).

167. Suh, N. P. A yield criterion for plastic frictional work hardering granular materials / N.P. Suh // International Journal of Powder Metallurgy. – 1969. – Vol. 1. – Р. 69–76. – Текст: непосредственный.

168. Taylor, D. W. Fundamentals of Soil Mechanics / D.W. Taylor. – New York: J. Wiley, 1948. – 700 р. – Текст: непосредственный.

169. Tafili, M. On the Dilatancy of Fine–Grained Soils / M. Tafili, C. Grandas Tavera, T. Triantafyllidis, T. Wichtmann // Geotechnics. – 2021. – Vol. 1. – P.192–215. – URL: https://doi.org/10.3390/geotechnics1010010 (дата обращения: 27. 11. 2023).

170. Thermann, K. Shear strength parameters from direct shear tests-influencing factors and their significance / K. Thermann, C. Gau, J. Tiedemann // The Geological Society of London, IAEG. – 2006. – Vol. 484. – P. 1–12. – URL: https://www.researchgate.net/publication/237718044_Shear_strength_parameters_from _direct_shear_tests_-_influencing_factors_and_their_significance (дата обращения: 03. 11. 2023).

171. Vermeer, P. A. From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis / P. A. Vermeer, D. F. E. Stolle, P. G. Bonnier // Proceedings of the 9–th International Conference «Computer methods and advances in geomechanics», Wuhan, China, 2–7 November 1997. – Rotterdam, Netherlands: Balkema, 1998. – P. 2469–2478. – Текст: непосредственный.

172. Vesic, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow roundations /A. S. Vesic // Journal of the soil mechanics and foundation division. – 1973. – Vol. 99. – Р. 45 – 73. – Текст: непосредственный.

173. Zaharescu, E. Contributii la studiul capacitatii portante a fundatiilor / E. Zaharescu. – Editura: Academici RPR, 1961. – 300 р. – Текст: непосредственный.

Приложение А

Программа расчета отдельно стоящих фундаментов при быстром догружении

Public Sub output() b = Cells(2, 2)

l = Cells(3, 2)

K = Cells(4, 2)

N = Cells(5, 2) $R_0 = Cells(6, 2)$ $R_s = Cells(7, 2)$ $A_s = Cells(8, 2)$

 $h_0 = Cells(9, 2)$ $R_b = Cells(10, 2)$

 $b_k = Cells(11, 2)$

 $l_k = Cells(12, 2)$

c = 1 / b $p_cp = N / (b * 1)$ $N_1 = 0.01 * N$

k_5 = 10 K_1 = K * (k_5 ^ (p_cp / R_0)) k_6 = 0.1 K_3 = K * k_6 ^ (p_cp / R_0)

$$x = (R_s * A_s) / (R_b * b)$$

$$M = R_s * A_s * (h_0 - x / 2)$$

$$b_1 = (((K_3 - K) * b) + (((K - K_3) * b^2) * (K - 9 * K_3 + 8 * K_1))^{(1/2)}) / (2 * (K_1 - K_3))$$

 $l_1 = b_1 * c$

 $S = 3 * N / ((3 * b ^ 2 * K_3 + (K - K_3) * (b_1 ^ 2 + b ^ 2 + b * b_1) + (K_1 - K) * b_1 ^ 2) * c)$

 $p_1 = K_1 * S$ $p_2 = K * S$
$p_3 = K_3 * S$ i = 0Do i = i + 1

a_1 = 3

 $p_cp_1 = (N + N_1) / (b * l)$

 $a_2 = 1 - 0.1 * ((p_cp / R_0)^3)$ $a_3 = 0.3$ $K_1 = K_1$ $K_3 = K_3 + (K - K_3) * (a_3^ (p_cp_1 / R_0))$

 $b_4 = (((K_3_1 - K) * b) + ((K - K_3_1) * b^2 * (K - 9 * K_3_1 + 8 * K_1_1))^(1 / 2)) / (2 * (K_1_1 - K_3_1)) + (1 - K_3_1)) + (1 - K_3_1)) + (1 - K_3_1) + (1 - K_3_1) + (1 - K_3_1)) + (1 - K_3_1) + (1 - K_3_1) + (1 - K_3_1) + (1 - K_3_1)) + (1 - K_3_1) + (1 - K_3_1$

 $S_1 = (3 * N_1) / ((3 * b^2 * K_3_1 + (K - K_3_1) * (b_4^2 + b^2 + b^2 + b * b_4) + (K_1_1 - K) * b_4^2) * c)$

$$p_{-1}_{-1} = K_{-1}_{-1} * S_{-1}$$

$$p_{-4}_{-1} = K * S_{-1}$$

$$p_{-3}_{-1} = K_{-3}_{-1} * S_{-1}$$

$$p_{-2}_{-1} = p_{-3}_{-1} + (p_{-4}_{-1} - p_{-3}_{-1}) * ((b - b_{-1}) / (b - b_{-4}))$$

$$p_{-1}_{-0} = p_{-1} + p_{-1}_{-1}$$

$$p_{-2}_{-0} = p_{-2} + p_{-2}_{-1}$$

$$p_{-4}_{-0} = p_{-4}_{-1} + p_{-2} + (p_{-1} - p_{-2}) * (b_{-1} - b_{-4}) / b_{-1}$$

$$p_{-3}_{-0} = p_{-3} + p_{-3}_{-1}$$

$$\begin{split} M_1 &= 1 / 8 * p_3 * b * (1 - 1_k) ^2 \\ M_2 &= 1 / 8 * (p_2 - p_3) * b_1 * (1_1 - 1_k) ^2 \\ M_31 &= 1 / 24 * (p_2 - p_3) * b_1 * (3 * (1_1 - 1_k) + (1 - 1_1)) \\ M_32 &= 1 / 16 * (p_2 - p_3) * (1_1 - 1_k) ^2 * (b - b_1) \\ M_33 &= 1 / 72 * (p_2 - p_3) * (b - b_1) * (1 - 1_1) * (1_1 - 6 * 1_k + 2 * 1) \\ M_4 &= 1 / 24 * (p_1 - p_2) * ((1_1 - 1_k) / 1_1) * (1_1 - 1_k) ^2 * (3 * b - 2 * b_k) \end{split}$$

$$\begin{split} M_1_1 &= 1 / 8 * p_3_1 * b * (1 - 1_k) ^2 \\ M_2_1 &= 1 / 8 * (p_4_1 - p_3_1) * (1_4 - 1_k) ^2 \\ M_31_1 &= 1 / 24 * (p_4_1 - p_3_1) * b_4 * (1 - 1_1) * (3 * (1_4 - 1_k) + (1 - 1_4)) \end{split}$$

$$M_{32_1} = 1 / 16 * (p_4_1 - p_3_1) * (l_4 - l_k) ^ 2 * (b - b_4)$$

$$M_{33_1} = 1 / 72 * (p_4_1 - p_3_1) * (b - b_4) * (l - l_4) * (l_4 - 6 * l_k + 2 * l)$$

$$M_{4_1} = 1 / 24 * (p_1_1 - p_4_1) * ((l_4 - l_k) / l_4) * (l_4 - l_k) ^ 2 * (3 * b - 2 * b_k)$$

 $M_sum = M_1 + M_2 + M_31 + M_32 + M_33 + M_4 + M_1_1 + M_2_1 + M_31_1 + M_32_1 + M_33_1 + M_4_1$ $N_1 = (N_1 + 0.01 * N)$

Range("H2") = $N + N_1$ Range("I2") = b_1 Range("J2") = b_4 Range("K2") = p_1 Range("L2") = p_2 Range("M2") = p_3 Range("N2") = p_1_ob $Range("O2") = p_2_ob$ Range("P2") = p_4_ob Range("Q2") = p_3_ob Range("R2") = M $Range("S2") = M_sum$ Range("T2") = iIf M < M_sum Then MsgBox "Недопустивые значения!" Exit Do End If

Loop While (M - M_sum) / M > 0.05

End Sub

Приложение Б

Внедрение



Общество с ограниченной ответственностью «КрымСтрой Индастриал»

295001, Российская Федерация, Республика Крым, г. Симферополь, ул. Чехова, 51, лит. А, офис 6 тел. +7 (978) 994 32 74, e-mail: ksi.simf@mail.ru

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

результатов диссертационной работы Дьякова М.И. на тему: «Взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении»

Результаты диссертационного исследования Дьякова М.И. на тему: «Взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении» были внедрены ООО «КСИ» при оценке состояния основания и фундаментов в рамках разработки проекта реконструкции многоэтажного каркасного здания с перепрофилированием под складское здание. Разработанная Дьяковым М.И. методика расчета несущей способности фундаментов при воздействии быстрого догружения позволила выявить фундаменты с недостаточной несущей способностью на изгиб и разработать мероприятия по их усилению.

Акт составлен для предоставления в Диссертационный Совет 40.2.002.01

HIM COM Генеральный директор Общество

Афанасьев С.Г.

183



ПРОЕКТНАЯ КОМПАНИЯ Общество с ограниченной ответственностью «ГРАНД КОНСТРУКТИВ»

295018, г. Симферополь, ул. Ларионова, 34-9 тел. +7(978)7414386

<u>исх.</u> №<u>11/06</u> от 11.06.2024 г.

Для предоставления в Диссертационный Совет 40.2.002.01

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы

Настоящим актом подтверждаем, что результаты диссертационного исследования Дьякова М.И. на тему: «Взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении» были применены при проектировании многоэтажного здания с устраиваемым въездом по мостовому переходу на паркинг, расположенный на третьем этаже здания. Разработанная Дьяковым М.И. методика расчета несущей способности фундаментов на изгиб была использована для расчетной оценки фундаментов при быстром увеличения нагрузок на колонны здания на этапе монтаже металлической конструкции мостового перехода и на этапе эксплуатации при въезде автомобиля на мостовое сооружение.

Зам. директора ООО «ГРАНД КОНСТРУКТИВ»



Общество с ограниченной ответственностью «ЮгИнжПроект»

295050, Республика Крым, Г.О. Симферополь, г. Симферополь, Никанорова, д. 4В, офис 3 ИНН 9102279326, КПП 910201001

Исх. № 13 от 13.06.2024г.

В Диссертационный совет 40.2.002.01

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы

Настоящим актом подтверждаем, что при разработке проектных решений по усилению фундаментов здания гражданского назначения была использована методика расчета фундаментов при быстром догружении, разработанная в диссертационной работе Дьякова М.И. «Взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении».

Методика позволила уточнить параметры дополнительных фундаментов, устраиваемых взамен поврежденных.



А.А. Косоруков



ООО « СТРОЙЭКСПЕРТ»

Юридический адрес: 295026 г. Симферополь, ул. Гагарина, д. 14а, литера «В», офис 212 тел.: +7(978) 03-888-05 ОГРН 1209100006906 ИНН 9102264778 Счет получателя: 40702810041650000029 Банк получателя: РНКБ БАНК (ПАО) Реквизиты банка получателя: БИК 043510607 к/с 30101810335100000607 в Отделении Республика Крым ОГРН 1027700381290

В Диссертационный совет 40.2.002.01

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы

Настоящим актом подтверждаем внедрение результатов исследований, проведенных Дьяковым М.И. в диссертационной работе на тему «Взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении». Разработанная методика расчета фундамента на изгиб при быстром догружении была применена для оценки безопасности монтажа на перекрытие реконструируемого каркасного здания инженерного оборудования, обладающего значительным весом.

Генеральный директор ООО «Стройэксперт»

Б.А. Крючков



Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «КРЫМСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ имени В.И. Вернадского» (ФГАОУ ВО «КФУ им. В.И. Вернадского») Институт

«Академия строительства и

архитектуры» ул. Киевская, 181, г. Симферополь, 295050

Тел.: +7(3652) 22-24-59; факс: 54-22-53 E-mail: napks@napks.ru Kants-asa@mail.ru 24 Nº 12 2 Ha №

В Диссертационный Совет 40.2.002.01

АКТ

о внедрении результатов исследований, проведенных Дьяковым М.И. в диссертационной работе на тему: «Взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении», в учебный процесс

Настоящим актом подтверждаем, что результаты диссертационного исследования Дьякова М.И. на тему: «Взаимодействие отдельно стоящих фундаментов с основанием при быстром догружении» были внедрены в цикл лекционных и практических занятий по дисциплине «Специальные вопросы проектирования оснований и фундаментов», читаемой по программе подготовке в магистратуре 08.04.01 – «Строительство», магистерская программа «Геостойкое строительство зданий и сооружений»

Институт «Академия

строительства и архитектуры»

Зам. директора по учебной и методической работе, к.т.н., доцент

Зав. кафедрой Геотехники и конструктивных элементов зданий, к.т.н., доцент

И.М. Дьяков

А.С. Бахтин

Приложение В

Статистическая обработка результатов

вывод итогов

Значение коэффициента		Значение коэффициента	
b	1,324651	а	-7,84305
Среднеквадратическое		Среднеквадратическое	
отклонение b	0,1199	отклонение а	5 <i>,</i> 890795
Коэффициент		Среднеквадратическое	
детерминации R2	0,924275	отклонение у	5,768918
F — статистика	122,0572	Число степеней свободы	10
Регрессионная сумма			
квадратов	4062,113	квадратов	332,8041

ВЫВОД ИТОГОВ

Регрессионная статистика				
Множественный R	0,859852189			
R-квадрат	0,739345788			
Нормированный R-				
квадрат	0,710384208			
Стандартная				
ошибка	3,127487543			
Наблюдения	11			

Дисперсионный анализ

					Значимос
	df	SS	MS	F	ть F
Регрессия	1	249,6988	249,6988	25,5285	0,000688
Остаток	9	88,0306	9,781178		
Итого	10	337,7295			

		Стандарт	t-					
	Коэффицие	ная	статист	P-	Нижние	Верхние	Нижние	
	нты	ошибка	ика	Значение	95%	95%	95,0%	Верхние 95,0%
Ү-пересечение	20,27213115	4,645722	4,363613	0,001814	9,762778	30,78148	9,762778	30,78148
Переменная Х 1	0,463052303	0,091647	5,052574	0,000688	0,255733	0,670372	0,255733	0,670372

ВЫВОД ОСТАТКА

ВЫВОД ВЕРОЯТНОСТИ

			Стандарт
	Предсказан		ные
Наблюдение	ное Ү	Остатки	остатки
1	38,79422326	4,005777	1,350112
2	36,47896175	-0,47896	-0,16143
3	36,94201405	-0,24201	-0,08157
4	42,49864169	1,401358	0,472316
5	38,33117096	-1,73117	-0,58348
6	48,51832162	1,481678	0,499387
7	45,74000781	-4,34001	-1,46276
8	47,59221702	-5,09222	-1,71629
9	50,83358314	4,166417	1,404255
10	46,20306011	-0,60306	-0,20326
11	43,88779859	1,432201	0,482711

Персенти	
ль	Y
4,545455	36
13,63636	36,6
22,72727	36,7
31,81818	41,4
40,90909	42,5
50	42,8
59,09091	43,9
68,18182	45,32
77,27273	45,6
86,36364	50
95,45455	55

