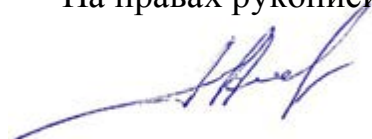


Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего
образования «Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского»
Академия строительства и архитектуры

На правах рукописи



Барыкин Александр Борисович

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ
ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С
НАКЛОННЫМ ОСНОВАНИЕМ**

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:

кандидат технических наук, доцент

Дьяков Игорь Михайлович

Симферополь - 2017

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ	13
1.1. Состояние исследований посвященных разработкам моделей грунтового основания.....	13
1.2. Состояние изученности вопроса распределения контактных давлений под подошвой фундаментов.....	18
1.3. Основные направления проектирования фундаментов для зданий на склонах.....	28
1.4. Анализ развития методов расчета прочности статически неопределимых железобетонных конструкций на грунтовом основании.....	31
Выводы по 1 главе	37
2. МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С НАКЛОННЫМ ОСНОВАНИЕМ.....	39
2.1. Выбор направления экспериментальных исследований	39
2.2. Планирование экспериментальных исследований	42
2.3. Конструкция модельных образцов	46
2.4. Силовое оборудование и способ нагружения образцов	46
2.5. Измерительные приборы, методика эксперимента и измерений.....	50
2.6. Результаты модельных исследования взаимодействия перекрестно- балочных фундаментов с наклонным основанием.....	51
2.6.1. Результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов при горизонтальной поверхности основания.....	51
2.6.2. Результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 15°	63

2.6.3. Результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 30^0	74
2.6.4 Обобщенные результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов на основании с различными углами наклона.....	86
Выводы по 2 главе	89
3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ЭПЮРЫ НОРМАЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ ДАВЛЕНИЙ В ОСНОВАНИИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНОГО ФУНДАМЕНТА НА НАКЛОННЫХ ОСНОВАНИЯХ.....	91
3.1. Разработка методики определения нормальных контактных давлений в основании при взаимодействии с перекрестно-балочным фундаментом с учетом перераспределения.....	91
3.2. Сопоставление и погрешности методики.....	104
3.3. Рекомендуемая область применения методики определения расчетной эпюры контактных давлений.....	107
Выводы по 3 главе	109
4. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА СКЛОНАХ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ.....	111
4.1. Особенности НДС продольных фундаментных балок.....	111
4.2. Определение НДС в расчетных сечениях в предельной стадии с учетом диаграмм деформирования бетона.....	113
4.3 Алгоритм расчета прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона.....	125
Выводы по 4 главе	127
Заключение	129
Список литературы	132

Приложение А (Результаты экспериментов моделей фундамента на горизонтальном основании)	152
Приложение Б (Результаты экспериментов моделей фундамента на основании с углом наклона 15^0)	161
Приложение В (Результаты экспериментов моделей фундамента на основании с углом наклона 30^0)	170
Приложение Г (Таблица расчета фундаментной балки с учетом диаграммы деформирования бетона).....	180
Приложение Д (Внедрение)	181

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Территория юга России, в частности Крымский полуостров – уникальный регион страны, характеризующийся значительным рекреационным потенциалом. Однако существует острый дефицит свободных горизонтальных площадок для застройки, который, к тому же, осложнен природными неудобьями: крутыми склонами, оврагами, лощинами, холмами и т.п., вносит свои коррективы в процесс освоения пространства. Таким образом, перед проектными и строительными организациями стоят задачи возведения на этих территориях зданий и сооружений нового типа с применением наиболее прогрессивных типов фундаментов при минимальных затратах. В настоящее время разработаны решения фундаментов в виде перекрестно-балочной системы, которая укладывается на выровненную дневную поверхность наклонного основания без подрезки основания. Экономическая эффективность данного решения достигается за счет сокращения в 2-2,5 раза объема земляных работ. Однако, остаются практически неизученными вопросы распределения нормальных контактных давлений под подошвой такого фундамента и напряженно-деформированного состояния конструкции при взаимодействии с наклонным основанием, не установлено влияние перераспределения контактных давлений на несущую способность фундаментов по нормальным и наклонным сечениям.

В связи с этим, теоретические и экспериментальные исследования, направленные на выявление особенностей взаимодействия фундаментов с наклонным грунтовым основанием, являются актуальными и имеют важное народнохозяйственное значение.

Степень разработанности темы диссертации. Теоретическими и экспериментальными исследованиями взаимодействия балочных и плитных фундаментов на горизонтальном грунтовом основании занимались многие отечественные и зарубежные ученые (Е.В. Башкиров, Н.И. Безухов, А.Н. Богомоллов, А.В. Вронский, М.Н. Гольдштейн, Ю.В. Голышев, М.И. Горбунов-Посадов, С.В. Довнарвич, Б.И. Долматов, В.П. Дыба, С.И. Евтушенко, М.В.

Егоров, Ю.К. Зарецкий, В.А. Ильиных, М.Т. Кенесбаев, П.А. Коновалов, К.К. Куликов, Е.Н. Курбацкий, Г.Е. Лазебник, В.В. Леденев, И.Я. Лучковский, Ю.Н. Мурзенко, В.Г. Офрихтер, А.И. Полищук, О.С. Садаков, В.Ф. Седорчук, Е.А. Синицин, Г.М. Скибин, Е.А. Сорочан, А.А. Смирнов, А.А. Теняков, А.З. Тер-Мартirosян, З.Г. Тер-Мартirosян, Б.Л. Фаянс, Е.Б. Фрайфельд, Р.Р. Хасанов, А.А. Цесарский, В.Г. Шаповал, В.П. Шумовский, С.И. Яковлев и др.)

Изучением особенностей работы перекрестных фундаментов занимались Б.Ю. Барыкин, А.Н. Богомоллов, М.И. Горбунов-Посадов, С.И. Евтушенко, А.М. Лехно, В.Н. Пихур, А.Н. Тетиор и др.

Научных трудов, посвященных взаимодействию фундаментов с наклонным основанием было значительно меньше (Барыкин Б.Ю., Лехно А.М., Тетиор А.Н., и др.). Однако, в данных работах не полностью изучены вопросы возникновения перераспределений контактных давлений в наклонном основании. В связи с этим, вопросы экспериментальных и теоретических исследований взаимодействия перекрестных балочных фундаментов с наклонным основанием, учитывающих физико-механические характеристики грунта и фундамента, угол наклона основания остаются открытыми.

Цель диссертации: уточнение методики расчета прочности перекрестно-балочных фундаментов на основе наиболее полного учета напряженно-деформированного состояния наклонного основания при действии перераспределенных нормальных контактных давлений под подошвой фундамента.

Задачи исследования, определенные для достижения цели:

1. Провести экспериментальные исследования взаимодействия моделей перекрестно-балочных фундаментов с грунтовым основанием при различных углах наклона основания.
2. Выявить особенности изменения давлений в грунтовом основании и осадки перекрестно-балочного фундамента при изменении угла наклона основания.

3. Определить особенности перераспределения нормальных контактных давлений под подошвой перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании.

4. Обосновать выбор модели грунтового основания и разработать методику расчета ординат эпюры нормальных контактных давлений под подошвой фундамента.

5. Разработать методику расчета прочности балок фундамента, учитывающую перераспределение контактных давлений под подошвой фундамента и реальную схему работы конструкции, позволяющую более точно определять прочность фундаментов, чем существующие методики.

Научная новизна работы: состоит в уточнение расчетной модели взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием на основе наиболее полного учета его напряженно-деформированного состояния, а именно:

- экспериментально выявленные особенности взаимодействия перекрестно - балочных фундаментов с наклонным основанием, выражающиеся в изменении коэффициентов жесткости основания и его осадок в процессе нагружения наклонного основания;

- расчетная модель определения ординат эпюры нормальных контактных давлений под подошвой фундамента с учетом изменяющегося по длине балки фундамента коэффициента жесткости и изменяющейся формой эпюры, учитывающая угол наклона основания;

- алгоритм расчета перекрестно-балочных фундаментов по прочности с учетом перераспределения контактных давлений под подошвой фундамента и диаграмм деформирования бетона и арматуры фундамента.

Практическая значимость работы заключается в развитии инженерных методов расчета перекрестно-балочных фундаментов с учетом новых подходов к определению эпюры контактных давлений под подошвой фундамента в наклонном основании, а также реального деформирования бетона фундамента на основе наиболее полного учета его напряженно-деформированного состояния. Методика

расчета позволяет определять расчетным путем нормальные контактные давлений совместно с напряженно-деформированным состоянием бетона и арматуры перекрестных фундаментов при любом угле наклона основания и любом уровне загрузки конструкции, и соответственно более точно оценить условия взаимодействия системы «основание-фундамент» при проектировании, а также обследовании зданий и сооружений перед реконструкцией.

Методология и методы исследования.

Основные методы исследования, принятые в соответствии с задачами работы: натурные (физические) и численные компьютерные эксперименты, теоретический анализ и синтез, математическое моделирование, метод сравнения и др.

На защиту выносятся:

- результаты модельных экспериментальных исследований взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным грунтовым (песчаным) основанием;
- выявленные закономерности трансформации эпюры нормальных контактных давлений в зависимости от угла наклона основания под подошвой перекрестно-балочных фундаментов на склонах;
- модель грунтового основания с переменным коэффициентом жесткости и изменяемой, в зависимости от угла наклона основания, формой эпюры контактных давлений;
- расчетная модель напряженно-деформированного состояния фундамента при его взаимодействии с наклонным основанием;
- алгоритм и методика расчета перекрестно-балочных фундаментов по прочности с учетом уточненной модели грунтового основания, учитывающей перераспределения давлений в контактной зоне под подошвой при упруго - пластическом деформировании наклонного основания;

Личный вклад соискателя состоит в его участии на всех этапах процесса:

- непосредственном участии соискателя в получении исходных данных, разработке экспериментальных стендов и методики испытаний, модельных экспериментах по исследованию и установлению особенностей взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием; выявлении перераспределения нормальных контактных давлений под подошвой фундамента в процессе нагружения;

- личном участии автора в обработке и интерпретации экспериментальных данных, в усовершенствовании расчётной модели грунтового основания с переменным коэффициентом жесткости, изменяемом в зависимости угла наклона основания и НДС наклонного основания, в разработке алгоритма и методике расчета прочности перекрестно-балочных фундаментов с учетом уточненной модели грунтового основания, учитывающей перераспределения давлений в контактной зоне под подошвой при упруго - пластическом деформировании наклонного основания;

- в апробации результатов исследования и сопоставительном анализе результатов, полученных по методике автора и по нормативной методике с опытными данными;

- в подготовке и написании основных публикаций по выполненной работе (3 работы в полном объеме выполнено лично автором; 16 – в соавторстве, из них 50% текста принадлежит автору).

Степень достоверности результатов. Достоверность полученных результатов обеспечена использованием общепринятых методик экспериментальных исследований, применением расчетных зависимостей теорий строительной механики, механики грунтов и механики железобетона, хорошей сходимостью результатов расчета с результатами, полученными в ходе экспериментальных исследований.

Апробация результатов работы. В полном объеме работа была доложена и одобрена на объединенном заседании кафедр «Строительных конструкций», «Геотехники и конструктивных элементов зданий», «Механики и сейсмостойкости

сооружений», «Строительного инжиниринга и материаловедения», «Технологии, организации и управления строительством» Академии строительства и архитектуры Федерального государственного автономного образовательного учреждения высшего образования «Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского» 12 октября 2017 г.

Результаты работы доложены и обсуждены на следующих международных научно-практических конференциях:

- на Всеукраинской научно – практической конференции "Геостойкое строительство", 27-28 окт. 2011г., г. Симферополь;

- на VI-ой Международной научно-технической конференции "Энергия" (Симферополь, Алушка, Люблин, Киев, Львов сентябрь 2012 г.);

- на IX-ой международной научно-практической конференции "Геометрическое и компьютерное моделирование, энергосбережение, экология, дизайн" (Симферополь-Судак, октябрь 2012 г.);

- на XXII, XXIII, XXIV, XXVI, Международных научных школах им. академика С.А. Христиановича (Алушта, сентябрь 2012,2013,2014,2016 гг.);

- на международной научно-технической конференции " Проблемы теории и практики строительных конструкций" (15–17 апреля 2013 г., г. Одесса, ОГАСА);

- I Международный научный конгресс «Энергосбережение и информационные технологии «ES@IT-2013» 16-22 сентября 2013 года, г. Симферополь – г. Люблин – г. Харьков – г. Евпатория;

- I Крымская международная научно-практическая конференция «Энерго - ресурсосбережение и экологическая безопасность», 29 сентября – 4 октября 2014 г., г. Симферополь – г. Судак;

- II Крымская международная научно-практическая конференция «Методология энерго - ресурсосбережения и экологической безопасности», 28 сентября – 2 октября 2015 г., г.Симферополь – г.Судак.

- III Крымская международная научно-практическая конференция «Безопасность среды жизнедеятельности», 26 сентября – 30 сентября 2016 г., г.Симферополь – г.Судак.

- Научно-практический семинар «Геотехнический анализ при расчетах надземных конструкций с применением программного комплекса MIDAS GTX NX» в ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет» 14 ноября - 18 ноября 2016 г.

Ежегодных научно-технических конференциях профессорско-преподавательского состава, студентов и аспирантов Национальной академии природоохранного и курортного строительства (г. Симферополь) 2012-2014 гг. и Академии строительства и архитектуры Крымского федерального университета им. В.И.Вернадского (г. Симферополь), 20.10.2015 г; 27.10.2016 г.

Внедрение результатов исследования.

Результаты исследования внедрены: в проект реконструкции поликлиники в г. Симферополь (выполнена оценка возможности увеличения нагрузок на фундаменты здания) проектной компанией ООО «Стальпроект»; при разработке проекта фундаментов рекреационного комплекса в пгт. Мисхор (выполнена прогнозная оценка изменения несущей способности перекрестных ленточных фундаментов здания в процессе эксплуатации) предприятием ООО «Крымпроектинжиниринг»; при оценке несущей способности перекрестных фундаментов существующего склада в г. Джанкой (выполнена расчетная оценка несущей способности фундаментов при обосновании возможности использовании сооружения для хранения материалов с более высоким объемным весом) компанией ООО «Гранд Конструктив»; внедрены в цикл лекций и практических занятий по дисциплине «Здания сооружения на сложном рельефе», читаемой по программе подготовке бакалавров по укрупненной группе специальностей 08.00.00 – «Техника и технологии строительства», направление 08.03.01 «Строительство» профиль «Промышленное и гражданское строительство»; в циклы лекций и практических занятий по дисциплинам «Здания и сооружения курортно-рекреационной застройки», «Фундаментостроение в сложных инженерно-геологических условиях», «Фундаменты зданий и сооружений для условий строительства КФО», «Исследование и проектирование конструкций, зданий и сооружений для сложных инженерно-геологических условий Черноморского

побережья РФ», читаемых по программе подготовке магистров по укрупненной группе специальностей 08.00.00 – «Техника и технологии строительства», направление 08.04.01 «Строительство».

Материалы и результаты диссертации использовались при написании трех магистерских работ по направлению 08.04.01 «Строительство» в Академии строительства и архитектуры КФУ им. В.И. Вернадского и одной в Воронежском государственном техническом университете.

Структура и объем диссертации.

Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы (186 наименований), и 5 приложений. Общий объем работы составляет 184 печатных страниц, включая 67 рисунков, 11 таблиц и 5 приложений.

1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР

1.1 Состояние исследований, посвященных разработкам моделей грунтового основания

Развитие строительной отрасли ставит перед проектировщиками и исследователями вопрос о необходимости дальнейшего совершенствования методов расчета фундаментов на грунтовом основании. Все большее значение приобретает всесторонняя оценка механических свойств грунтов.

На протяжении длительного периода времени исследованиями напряженно-деформированного состояния грунтового основания занимались многие отечественные и зарубежные ученые, такие как: Е.В. Башкиров, Н.И. Безухов, А.Н. Богомолов, А.В. Вронский, М.Н. Гольдштейн, Ю.В. Голышев, М.И. Горбунов-Посадов, С.В. Довнарвич, Б.И. Долматов, В.П. Дыба, С.И. Евтушенко, Ю.К. Зарецкий, М.В. Егоров, В.А. Ильиных, М.Т. Кенесбаев, П.А. Коновалов, К.К. Куликов, Е.Н. Курбацкий, Г.Е. Лазебник, В.В. Леденев, И.Я. Лучковский, Ю.Н. Мурзенко, В.Г. Офрихтер, А.И. Полищук, О.С. Садаков, В.Ф. Седорчук, Е.А. Синицин, Г.М. Скибин, Е.А. Сорочан, А.А. Смирнов, А.А. Теняков, А.З. Тер-Мартirosян, З.Г. Тер-Мартirosян, Б.Л. Фаянс, Фрайфельд, Р.Р. Хасанов, А.А. Цесарский, В.Г. Шаповал, В.П. Шумовский, С.И. Яковлев и др.

Исследования в этой области идут различными путями. Один из них состоит в использовании современных нелинейных методов расчетов оснований, которые получили свое развитие в работах М.И. Горбудава-Посадова [38], И. В. Федорова [159], Ю.Н. Мурзенко [109], А.С. Снарского [146], М.В. Малышева [102] и др. Эти авторы решают задачу, исходя из предположения о развитии в основании упругопластических областей и четкой границей между ними.

Из представления о грунте, как об упругопластическом теле исходит ряд ученых: Е.Ф. Винокуров, В.Н. Широков, В.И. Соломин, Ж.В. Малышев, С.С. Вялов [32] и многие другие.

Известны модели грунтов, приводимые к соотношениям типа «напряжение -

деформация» [160]. В общем случае их можно классифицировать на модели, основанные на микроструктурном подходе, упругопластические модели, гипопругие и эндохонные [4]. Перспективы практического использования этих моделей весьма широки. Однако, разработка нелинейных методов расчета таких моделей, распространение методик и стандартного оборудования для определения их параметров и разработка универсальных и специализированных программ для проведения расчетов на ЭВМ, довольно сложное и дорогостоящее мероприятие. Поэтому внедрение таких моделей основания несколько сдерживается.

Для инженерных расчетов в настоящее время наибольшее распространение получили модели, основанные на гипотезе упругого основания [13,31,35,37,40,41,42,61,63,72,80,81,83,105,122,123,124,129,132,134,136,142 и др]. Предположение об упругих свойствах грунта впервые было высказано русским академиком Фуссом. Гипотеза учета упругих, свойств основания через коэффициент постели впервые была предложена Винклером и получила широкое распространение. В работах А.Н. Крылова [88], А.Н. Пузыревского [132], А.Н. Динника [42], П.Л. Пастернака [124], Б.Г. Коренева [80], Е.А. Палатникова [122,123] и др. теория расчета упругого основания с коэффициентом постели нашла практически исчерпывающее обоснование. Следует отметить и работы зарубежных авторов, таких как Весич, Кани и др.

Как известно, гипотеза Винклера (теория местных деформаций с постоянным коэффициентом постели) [41] исходит из того, что реакция грунта основания в каждой точке подошвы фундамента прямо пропорциональна осадке этой точки. Схему такого основания обычно представляют в виде пружин, и за пределами балки грунт не получает деформаций. Эти выводы опровергаются опытом эксплуатации сооружений и доказывают, что при загрузении фундамента деформации основания возникают не только в зоне приложения нагрузки, но и захватывают смежные зоны грунта. Несовершенство этой теории ярко выразилось в несостоятельности постоянного коэффициента постели, так как для одних и тех же условий значение коэффициента существенно меняется при изменении величины и площади загрузки, а также глубины сжимаемого слоя грунта.

Позже С.Н. Клепиковым была предложена модель основания с переменным коэффициентом жесткости [71]. При расчете конструкций на грунтовом основании им было предложено оценивать жесткость последнего, исходя из ожидаемых осадок поверхности основания. При этом для определения коэффициента жесткости основания предлагается исходить из среднего значения давления под подошвой фундамента, а осадку вычислять любым из проверенных на практике методом расчета оснований. Такой прием определения жесткостной характеристики основания, которая в общем случае оказывается переменной в плане сооружения, позволяет свести задачу к расчету конструкций, опирающихся на винклерово основание с переменным коэффициентом жесткости. Но здесь в понятие коэффициента жесткости заложен иной смысл, чем в традиционной модели Винклера.

Необходимо отметить и то, что исследования, проведенные Крашенинниковой Г.В., показали, что теория с постоянным коэффициентом постели при плоской задаче дает достаточно хорошие результаты при определенной толщине сжимаемого слоя [41].

В 30-х годах сформировалась теория упругого полупространства, в которой было предложено рассматривать основания как упругую среду, характеризуемую модулем деформации E_0 и коэффициентом Пуассона μ . На основе этого положения грунт рассматривали как упругую полуплоскость или упругое полупространство и применяли хорошо разработанный аппарат математической теории упругости. Это направление в теории получило свое начальное развитие в трудах Г.Э. Проктора [129], Н.М. Герсевича [35], М.И. Горбунова-Посадова [37], Б.Н. Жемочкина [63], А.П. Синицына [141], И.А. Симвулиди [142], А.А. Уманского и др., а также ряда иностранных ученых.

Теория упругого полупространства полнее и глубже, чем теория Винклера учитывает распределительную способность грунта. Основным недостатком гипотезы в том, что решение задачи о нагрузке, приложенной к поверхности, приводит к тому, что перемещение этой поверхности при удалении от загруженного участка стремится к бесконечности. Результаты опытов свидетельствуют о быстром

затухании осадок за пределами фундамента. Значительные расхождения присутствуют и для условий пространственной задачи.

Наблюдения многих исследователей определили третье направление в развитии моделей основания, называемое моделью упругого слоя, характеризуемого модулем деформации E_0 , коэффициентом Пуассона μ и мощностью слоя H . Наибольшее распространение эта гипотеза получила в конце 80-х годов. Теория расчета балок на упругом слое конечной толщины принадлежит С.С. Давыдову [40], К.Е. Егорову [61], О.Я. Шехтер [165] и др. Основная идея этой теории заключается в том, что фундамент взаимодействует с грунтовым массивом определенной толщины, ниже которой находится жесткоподстилающий слой, жесткость которого может быть принята бесконечно большой. Однако в ряде случаев у различных авторов использованы неодинаковые граничные условия, и задача решается либо в условиях проскальзывания, когда рассматривается сжатие неограниченного со длине слоя, лежащего на жестком основании при отсутствии сил трения (решение К.Е. Егорова), либо в условиях прилипания, когда сжимаемый упругий слой ограничен и по длине, и по высоте, и на границе его отсутствуют вертикальные и горизонтальные перемещения. Разница в граничных условиях не оказывает существенного влияния на величины вертикальных перемещений поверхности грунта. Известен также ряд исследований [43,44,70,106,119,120,121], в которых рассмотрено поведение клиновидного упругого слоя.

Глубина расположения жесткого подстилающего слоя H определяется геологическими изысканиями. При невозможности определения этой глубины, как правило, считают, что нижняя граница сжимаемого слоя принимается на глубине, где дополнительные вертикальные нормальные напряжения от веса сооружения составляют 20% величины природного давления.

Достоинство теории упругого слоя состоит в том, что для условий пространственного и плоского нагружения осадки имеют конечные величины и появляется возможность в более гибком подходе к назначению деформационных характеристик грунтового основания.

Наряду с вышеуказанными известны и другие модели грунтового основания,

которые не нашли широкого распространения вследствие их многопараметричности, однако представляют определенный интерес. Увеличение числа параметров деформаций вызвано стремлением полно и правильно отразить взаимодействие фундаментной конструкции с грунтовым основанием.

П.Л. Пастернаком [124] было предложено характеризовать грунт двумя коэффициентами постели (коэффициент сжимаемости C_1 и коэффициент сдвига C_2).

Модель основания А.П. Синицына [143] предусматривает комбинацию системы независимых пружин постоянной жесткости, опирающихся на упругое полупространство.

Разработанная С.А. Ривкиным [136] модель представляет собой систему несвязанных между собой пружин, имеющих переменную жесткость, определяемую в соответствии с деформативными свойствами грунтов. Расчетные характеристики определяют методом подбора путем сравнения экспериментальных и теоретических эпюр контактных давлений по подошве круглого металлического штампа.

Модель грунтового основания Г.К. Клейна [72] учитывает увеличение с глубиной модуля деформации основания. Это увеличение предложено определять зависимостью

$$E_z = E_n * Z_n \quad (1.1)$$

В.Б. Власовым [31] разработана на основе вариационного метода техническая теория расчета конструкций на упругом основании. Искомые в этом случае функции перемещений представлены в виде суммы конечных разложений. Это обстоятельство позволяет учитывать ряд специфических особенностей оснований [слоистость, изменение модуля деформации и др.].

М.М. Филоненко-Бородич [161] предложил механическую модель в виде системы вертикальных пружин, соединенных между собой абсолютно гибкой нитью [мембранная модель]. При расчете фундаментов таком основании вводится дополнительно уравнение упругой оси нити.

Известны также работы Л.Н. Репникова [134], который разработал модель

упругого основания, применяя прием совмещения деформационных свойств модели Винклера и полупространства.

В настоящее время большинство ученых в области оснований и фундаментов считают, что наиболее точной моделью грунтовых оснований являются нелинейные упруго - пластические модели. В частности В.П. Дыба, Г.М. Скибин [48,49,143] в своих работах уделяют наибольшее внимание именно работе системы «основание - фундамент» за пределами линейной деформируемости. Для получения решения задачи о предельном напряженном состоянии основания, нагруженного жестким и гибким ленточным фундаментом Дыба В.П., одним из первых в области оснований и фундаментов, использовал методы теории функций комплексного переменного.

Приведенный перечень моделей дает лишь общее представление о крупных работах в этой области. Анализ рассмотренных моделей основания позволяет сформулировать одно из главных требований к ним: распределение контактных давлений по применяемой модели должно соответствовать экспериментальным для принятых расчетных нагрузок. Поэтому первостепенную роль в выборе модели основания играют экспериментальные исследования распределения контактных давлений под подошвой.

1.2. Состояние изученности вопроса распределения контактных давлений под подошвой фундаментов

Решение задачи о распределении контактных давлений по подошве фундаментов необходимо при их проектировании, так как эпюра контактных давлений является внешней нагрузкой на фундамент. Экспериментальное изучение особенностей взаимодействия грунтового основания и фундамента проводятся в последнее время способом непосредственного измерения контактных давлений. В основном это объясняется значительным усовершенствованием как методики исследований так и аппаратуры для непосредственного измерения величин контактных давлений, повышением ее точности и надежности. Огромный вклад в

развитие этой области исследований внесли работы А.Г. Родштейна [130], Д.С.Баранова [6,7], А.П. Криворотова [84,85], Г.Е. Лазебника [96], Ю.Н. Мурзенко [109-116]. Созданные ими приборы с высокой достоверностью определяют давления, как в контактном слое грунта, так и в толще массива при испытаниях моделей или натурных фундаментов. В настоящем обзоре проанализируем распределение контактных давлений под подошвами жестких, гибких фундаментов, фундаментов из перекрестных лент, а также под подошвами фундаментов, расположенных на клинообразном основании. Основным объемом исследований проводился с металлическими штампами различной жесткости и типом контактной поверхности. Исследования натурных фундаментов проводились в ограниченном количестве [64,16,109]. Наибольшее количество исследований распределения контактных давлений было проведено под подошвами жестких фундаментов.

Впервые трансформацию эпюр контактных давлений под подошвой квадратных (50х50; 60х60 см) и прямоугольных (100х30 см) жестких фундаментов обнаружил в своих опытах Г. Пресс. Для оснований использовался сухой песок, а также сухая и влажная глина. Параболическое распределение контактных давлений получено в случае установки фундамента на поверхность сухого песка или при больших нагрузках на грунты другого типа. Объясняя форму эпюры, Пресс указывает на боковой выпор грунта на поверхности. На промежуточных стадиях загрузки эпюра имеет седлообразный характер.

В большой программе опытов А.Г. Родштейна [140] проведены измерения контактных давлений под квадратным (70х70 см) и прямоугольным (210х70) жесткими штампами. Основной задачей исследований было установить влияние жесткости и заглубления штампов на распределение контактных давлений. Седлообразные эпюры контактных давлений получены при нагрузках на основание, превышающих предельные. Увеличение уровня нагрузки приводит к появлению перераспределения и приближению эпюры к параболической за счет проявления пластических деформаций грунта у краев штампа.

В экспериментах Т.Ф. Липовецкой проводились измерения контактных давлений в песчаном основании средней плотности под крупномасштабными

круглыми ($d = 140$ см) и квадратными (142×142 ; 350×350 см) незаглубленными железобетонными штампами. На всех ступенях нагружения были получены параболические эпюры контактных давлений.

В исследованиях Е.Ф. Винокурова, П.Н. Макарука, И.Н. Большедонова контактные давления определялись под подошвой натурного железобетонного блока 140×238 см. Основанием служил песок средней крупности и плотности. Отмечены волнообразные эпюры контактных давлений, пики которых при заглублении блока несколько сглаживаются. Форма эпюры в данном случае объясняется пластическими деформациями грунта.

В работах Г.Е. Лазебника [96] получены эпюры контактных давлений по подошве жесткого фундамента (70×285 см), установленного на песчаное основание средней плотности, при повторных нагрузках. Эпюры имели седлообразный характер распределения в начальных стадиях загрузки и перераспределялись при переходе к нагрузкам, приближающимся к предельной. В предельной стадии эпюры имели параболическую форму. Трансформация эпюр происходила за счет развития зон пластических деформаций в основании вблизи края штампа. Это подтверждено повторными нагружениями, при которых параболическое очертание эпюры имели уже в начальных стадиях.

В опытах К.К. Куликова [91] проводились исследования контактных давлений под жесткими ленточными фундаментами на песчаном основании. Моделями фундаментов служили три жестких металлических штампа с шероховатой подошвой, имеющие размеры в плане 354×354 мм. В качестве основания служил среднезернистый песок плотного сложения. Были получены продольные и поперечные эпюры контактных давлений. Эпюры контактных давлений на всех стадиях нагружения, включая предельную, имеют седлообразную форму. С повышением нагрузки седлообразность уменьшается, рост краевых ординат замедляется, достигает максимума и наблюдается падение ординат.

Большой объем экспериментальных исследований в области измерения контактных давлений проведен под руководством Ю.Н. Мурзенко [110,111] коллективом авторов Э.В.Ариной [2], В.В. Ревенко [133] и др. Для проведения

опытов сконструирован специальный грунтовый лоток с комплексом пригрузочных приспособлений и измерительной аппаратуры, разработанной в коллективе. Проведены исследования большого количества круглых ($d = 14, 20, 28, 40$ см) и квадратных (354×354 , 707×707 мм) жестких штампов. Были получены перераспределения контактных давлений от седлообразных эпюр при $\sigma_m = 0,4$ в параболические при $\sigma_m = 1$. Перераспределение объясняется развитием пластических деформаций основания под краями штампа при возрастании внешней нагрузки. В этом же коллективе исследовали влияние величины заглубления и шероховатости штампов, а также начальной плотности основания на распределение контактных давлений. Определением формы эпюры контактных давлений занимались А.В. Коноплев [78,79], А.П. Криворотов [84], В.П. Кустов [94], В работах П.Д. Евдокимова [57], С.А. Ривкина [136] проводится обоснование связи теоретических моделей основания с экспериментальными данными.

Распределению контактных давлений под подошвой гибких фундаментных конструкций посвящено значительно меньшее количество работ [16,81 и др.].

Изучению распределения контактных давлений под гибкими фундаментами посвящена работа Г. Пресса. В ней исследовались различные схемы загрузки, гибких фундаментных плит (60×60 см) на различных типах грунтов. При центральной нагрузке получены параболические эпюры в песке и в сухой глине. Во влажной глине эпюры приобретают стреловидный характер. На причины перераспределения в исследовании не указано, так как предельное состояние основания не было достигнуто.

Впервые после длительного перерыва испытаниями гибких фундаментов занялись в 1958 году Б.Г. Коренев и М.Н. Ручимский [81],

Они провели исследования распределения контактных давлений под гибкими плитами на тонком слое песчаного основания. На основании опытов они впервые связывают процесс перераспределения контактных давлений с пластическими свойствами железобетона.

Анализ результатов экспериментов, проведенных П.Н. Макаруком [103] с натурными образцами ленточных фундаментов повышенной гибкости показывает,

что под их подошвой при возрастании внешней нагрузки эпюры контактных давлений трансформируются от седлообразной к параболической. Эта особенность проявляется в гибких фундаментах уже на ранних стадиях загрузки. Выявлено, что на форму эпюры контактных давлений кроме пластических деформаций железобетона оказывают некоторое влияние и пластические деформации грунтового основания.

Значительный вклад в исследования контактных давлений под подошвой гибких фундаментов внесли Ю.Н. Мурзенко [109-116], А.А. Цесарский [164], К.К. Куликов [89,90] и др.

Эксперименты проводились на квадратных моделях фундаментов с размерами 707, 500, 354 мм. При этом устанавливались они на плотном песчаном основании и варьировалась гибкость фундаментов. Определены формы эпюр контактных давлений в виде параболы, причем влияния заглубления фундаментов на форму эпюры не обнаружено. Перераспределение контактных давлений характеризуется увеличением ординат эпюры под зоной приложения нагрузки и ведет к перераспределению усилий в железобетонном фундаменте в сторону их снижения по отношению к расчету с прямоугольной эпюрой контактных давлений.

В более поздних исследованиях, выполненных Г.Е. Лазебником [96], коллективом авторов под руководством Е.Ж. Винокурова [30], О.В. Тутберидзе, О.В. Быцутенко [27] и другими, сделанные выводы полностью нашли свое подтверждение.

Анализ проведенных исследований позволяет сделать вывод о том, что на форму эпюры контактных давлений оказывают существенное влияние жесткость фундамента, его заглубление, физико-механические свойства грунта, уровень и схема загрузки. Для жестких штампов на песчаном основании эпюра контактных давлений имеет седлообразную форму. При увеличении заглубления, либо в случае связных грунтов, краевые значения ординат возрастают.

В случае гибких фундаментов, незаглубленных в песчаное основание, эпюре контактных давлений присуща параболическая форма, во всем диапазоне нагружения.

Одной из последних работ в области перераспределения контактных давлений под подошвой отдельно стоящих фундаментов является работа А.И. Дьякова[54], в которой разработана методика расчета эпюры нормальных контактных давлений и несущей способности фундаментов на продавливание при воздействии малоцикловых нагрузок.

Приведенные выводы сделаны без учета напряженно-деформированного состояния фундаментной конструкции. Результаты экспериментов [16,110,114,115], в которых проводились комплексные испытания взаимодействия системы «основание - фундамент» показали, что при нагружении фундамента проявляются нелинейные деформации железобетона, связанные с образованием и раскрытием трещин и изменением параметра начальной жесткости как самой конструкции, так и системы. Таким образом процесс перераспределения контактных давлений происходит постоянно, эпюра непрерывно трансформируется.

Следует отметить, что исследования железобетонных фундаментов натуральных размеров, ввиду их высокой трудоемкости, проводились в ограниченном количестве [64,123,138].

Рассмотрим результаты натурного эксперимента С.П. Жукова [64]. Испытывались железобетонные фундаменты размером в плане 2х2м с фиксированным положением трещин. Опыты показали, что эпюра контактных давлений в плитах, армированных арматурой класса А—III, в начальной стадии загрузения имеет вид параболы с максимальными ординатами под краями плиты и минимальную в центре, затем происходит перераспределение контактных давлений с минимальной ординатой по краю фундамента и максимальной в центре, а для плит, армированных арматурой класса А-I; А-II, такое перераспределение происходит уже в самом начале. Перераспределение эпюры нормальных контактных давлений происходит вследствие образования зон сдвигов в грунте и раскрытия нормальных трещин.

Задача о распределении нормальных контактных давлений под подошвой перекрестных фундаментов решалась в необоснованно малом количестве

экспериментальных работ. Среди них выделяются работы Б.Ю. Барыкина [16], А.Н. Богомолова [21], М.И. Горбунова-Посадова [39], И.М. Дьякова [59], С.И. Евтушенко [60], А.П. Сеницына [54], Е.Б. Фрайфельда [162], Э.Л. Хайкельсон [163], С.С. Садовского [141] и др.

М.И. Горбунов-Посадов [39] предложил теоретическое решение сложной задачи расчета перекрестных фундаментов на упругом основании вводя соответствующие упрощения в предложенный метод расчета. В этом случае грунт моделируется Винклеровым основанием и сопряжения балок считается шарнирным. Используя последовательные приближения, решение уточняется до требуемой точности.

А.П. Сеницын [54] в своей работе использует метод Б.Н. Жемочкина [46], рассматривая симметричный ростверк на упругом полупространстве. В этом случае реакции всех балок, приложенные к полупространству оказывают взаимное влияние, и это приводит к перераспределению сил во всей системе. Расчет производится с учетом симметрии ростверка с использованием основной системы, отделенной от полупространства. При этом фиктивные заделки размещаются в серединах пролетов. Внешние силы распределяются поровну между балками в узлах. Далее производится расчет с использованием смешанного метода строительной механики.

Е.Б. Фрайфельд [162] проводил экспериментальные исследования работы крестообразного фундамента, применяя в качестве основания пылеватые суглинки. На всех ступенях загрузки фиксировались контактные давления и вертикальные перемещения. На основании экспериментальных данных были построены эпюры контактных давлений. В результате установлено, что эпюры контактных давлений под центральной частью фундамента имеют параболическое очертание с максимальными ординатами. По мере удаления от центра происходит резкое уменьшение ординат давлений. То же происходит и с перемещениями.

В исследованиях Э.Л. Хайкельсон [163] проведены испытания Г-образного, крестообразного фрагментов, а также фундаментов из перекрестных лент на горизонтальном основании. Перераспределению контактных давлений

практически не уделено внимания, хотя и отмечено, что увеличение несущей способности фундамента связано с трансформацией эпюры и возникновением пластических деформаций в теле фундамента.

При строительстве на склонах нередко случаи, когда грунтовое основание склона подстилается жестким слоем.

Неоднородность основания сказывается на работе системы «основание - фундамент». Однако изучению этого вопроса посвящено малое количество исследований [19,117,116].

Первые экспериментальные работы были выполнены Г.М. Бобрицким [19]. Работа выполнялась для случая наклонного залегания скалы, причем контактные давления не измерялись.

Работы, проведенные Я.С. Мышоловским и М.Ф. Хлопецким [117], выполнялись в условиях ступенчатого залегания жесткого подстилающего слоя. Фундамент имитировался стальными балками из швеллера №10; полосы 100х20 мм и длинами 1,2 и 1,8 м, для которых характерны однородность материала и точность геометрических размеров. В результате испытаний были получены эпюры контактных давлений, а также осадки балок фундамента. Было отмечено, что осадки левой консоли балки, которая расположена на грунте с более мощным сжимаемым слоем с нарастающей интенсивностью опережают осадки правой. Выявлено, что эпюра контактных давлений под более гибкой балкой имеет извилистый характер, что свидетельствует о влиянии жесткости фундамента на распределение давлений в грунте. Установлено, что меньшей толщине грунтового основания соответствуют большие значения контактных давлений, чем на участке с большей толщиной. Доказано, что с уменьшением расстояния между фундаментом и жестким основанием концентрация контактных давлений увеличивается. Форма эпюры на всех ступенях загрузки остается волнообразной.

В работах С.В. Довнаровича [43] проводились экспериментальные исследования перемещений и осадок жесткого незаглубленного фундамента (300х60см) на слое песка 4,5 м и 0,9 м. Отмечается различие в осадках при разной

толщине сжимаемого слоя, а также и то, что при прочих равных условиях сжатие жесткоподстилаемого слоя, толщиной 0,9 м под подошвой фундамента примерно в 2 раза превышает сжатие такого же слоя, но составляющего верхнюю часть большего слоя толщиной 4,5 м. Причины этого в том, что с изменением толщины слоя грунта меняется характер его деформирования.

При толщине слоя 4,5 м вокруг фундамента образуется осадочная воронка, тогда как при толщине 0,9 м наблюдается в основном подъем поверхности песка. Очевидно, что жесткое подстилание при тонком слое увеличивает сжимаемость слоя по вертикали.

Интересные результаты приводятся в исследованиях И.А. Онопы и А.С. Кананяна [70], проведенных с клиновидным песчаным основанием. Нагрузка передавалась на основание через металлический квадратный жесткий штамп с шероховатой подошвой размером 100x100x53 см. Нагрузка прикладывалась центрально и доводилась до 0,5 - 0,6 МПа. Определялись как осадки штампа, так и контактные давления по подошве. Установлено, что осадки противоположных сторон штампа не равны между собой. Основной причиной является различная глубина сжимаемого слоя, а следовательно, переменная податливость. Возникновение кренов является характерной особенностью таких оснований, что отмечалось и в исследованиях [120]. Кроме того, отмечена еще одна особенность работы изучаемого основания. Под подошвой штампа на клиновидном основании в среднем сечении формируется несимметричная эпюра контактных давлений: меньшей толщине грунтового основания соответствуют большие значения контактных давлений. Суммарный объем эпюры равен внешней приложенной нагрузке, однако, под противоположными половинами штампа суммарные реактивные давления не равны между собой, вследствие чего возникает момент. Следовательно, поведение клиновидного основания под нагрузкой аналогично приложению внешней нагрузки с эксцентриситетом.

Аналогичной проблематикой занимался В.В.Леденев [97], рассматривая в своей работе задачу определения осадок и кренов прямоугольных фундаментов на клиновидном основании.

Вопросами расчета осадок упругого основания переменной толщины занимались также С.М. Алейников и С.В. Иконин, В.Г.Федоровский [97]. Результаты расчетов свидетельствуют о том, что у клина в отличие от полупространства наблюдается несимметричный характер деформирования поверхности.

Вялов С. С., Бугров А. К., Цеева А. Н. [97] исследовали напряженное деформированное состояние неоднородного наклонно-слоистого напластования с чередующимися прочными и слабыми (после оттаивания) слоями, сложенными песчаниками, аргалитами и каменным углем. Наличие наклонного слабого слоя коренным образом меняет напряженное и деформированное состояние оснований. Изолинии вертикальных смещений асимметричны и их максимум смещается в сторону падения слабого слоя, а максимальное горизонтальное смещение наблюдается в слабом слое вблизи от нагруженной полосы. Максимальные напряжения и деформации накапливаются в слабом слое. С ростом нагрузки концентрация напряжений в слабом слое увеличивается.

Исследований перекрестных ленточных фундаментов на наклонном основании практически не проводилось и в настоящее время их известно очень мало. Данной проблематикой занимались Б.Ю. Барыкин, А.М. Лехно, А.Н. Тетиор.

Так, в работе Б.Ю. Барыкина [16] проведены экспериментальные исследования крупномасштабных моделей перекрестно-балочного фундамента размерами в плане 2380 x 1600 мм на наклонном песчаном основании. Было установлено, что эпюра контактных давлений имеет волнообразную форму с увеличением ординат по направлению склона. В то же время, значения осадок изменяются от наименьших внизу склона к наибольшим в верхней части.

Однако в работах с наклонным основанием не достаточно полно изучены вопросы возникновения перераспределений контактных давлений в основании, а также формы эпюры и различия осадок нижней и верхней части фундаментной конструкции.

1.3. Основные направления проектирования фундаментов для зданий на склонах

При значительных уклонах местности возникают большие трудности возведения как самих зданий, так и их фундаментов, так как массивы склонов, исключая скальные, состоят из разнородных по физико-механическим свойствам грунтовых напластований, характеризующихся сложными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями. Кроме того, грунтовое основание склона подстилается, как правило, практически несжимаемым слоем, который залегает на различной глубине от поверхности склона. Выше упомянутые условия резко усугубляются в сейсмически активных районах.

В настоящее время стоит вопрос значительного дефицита свободных для застройки территорий со спокойным рельефом местности. Поэтому приобретает актуальность использование под застройку склоновых участков. Так, например, на Южном берегу Крыма равнинные участки земли занимают 21,9% территории, в то время как участки с уклоном от 3 до 6% - 34%, покатые склоны (6-10%) - 22%, среднепокатые (10-15%) - 6,6%, сильнопокатые (15-20%) - 5,3%, крутые (20-30%) и очень крутые (более 30%) - около 10%.

Но освоение сложного рельефа требует еще более эффективных решений по охране окружающей среды, рациональному использованию земель. Решение экологической проблемы в наше время, когда она приобрела глобальный характер, определяет государственную градостроительную политику, развитие науки и практики архитектуры и строительства.

До недавнего времени основным принципом организации основания при строительстве на склонах являлся принцип террасирования, то есть образования различных видов искусственных террас на поверхности склона, на которых и производятся работы по устройству фундамента и монтажу здания. Для застройки террас применяли, в основном, равнинные типовые здания с плитными или ленточными фундаментами. Однако в этом случае затраты на возведение

фундаментов и производство земляных работ возрастают почти в 2,2 раза по сравнению со строительством на ровных площадках.

Первые попытки создания специальных жилых домов для строительства на склонах предпринимались еще в 20-е годы нашего столетия. Например, в 1929 году М. Мазмянян предложил новый тип зданий на склонах со ступенчатой расстановкой домов по поверхности склона. Таким образом, чтобы крыша нижнего дома служила двором для верхнего. Фундаменты такого дома были монолитные ленточные, расположенные на горизонтальных ступенях под несущими стенами здания. Началом строительства террасных домов на склонах считается возведение жилого дома в 1938 году в Финляндии по проекту архитектора А. Аалто с типовыми ленточными фундаментами под несущие стены, установленные на искусственных террасах [92]. Широкое распространение таких домов в Европе началось с конца 50-х годов.

В конце XX века увеличивается количество зданий и сооружений, возводимых на склоновых территориях. Однако развитие строительства таких комплексов на постсоветском пространстве несколько отстает от стран Западной Европы и Скандинавии. Одним из интересных примеров застройки склонов на территории Крыма является террасный комплекс пионерлагеря «Чайка» в г. Алушта, построенный на основании с уклоном 31%. В здании применены обычные монолитные ленточные фундаменты.

При проектировании и строительстве зданий на склоне применялись типовые фундаменты. Однако при увеличении уклона основания и возведении здания на оползнеопасном склоне, а также с учетом повышения экологических требований к застройке, такой подход к организации оснований и фундаментов устаревает. Классические решения фундаментов на склонах обладают существенным недостатком: вся сдвиговая составляющая от внешней нагрузки от здания, сооружения передается на склон, что активизирует сдвиговые деформации в основании, а также оползневые явления. Кроме того, террасирование и образование специальных подрезок основания приводит к увеличению земляных работ на 30-40%. Учитывая данную проблему, разрабатываются такие здания на склонах,

которые не имеют контакта с грунтом основания. Это достигается тем, что в верхней и нижней части склона устанавливают массивные опоры и к ним присоединяют конструкцию здания, например, в виде арки. Но несмотря на их кажущуюся простоту, данные решения требуют значительных затрат на их осуществление и сложной технологии возведения.

На наш взгляд, рациональнее использовать конструкцию фундамента, разработанного в конце 80-х годов Симферопольским филиалом ДИСИ и Ялтинским филиалом института КрымНИИпроект. Фундамент представляет собой решетку из перекрестных балок уложенных, на плоско спланированный откос основания и упирающихся в удерживающую конструкцию, расположенную в нижней части склона на горизонтальной площадке (рисунок 1.1).

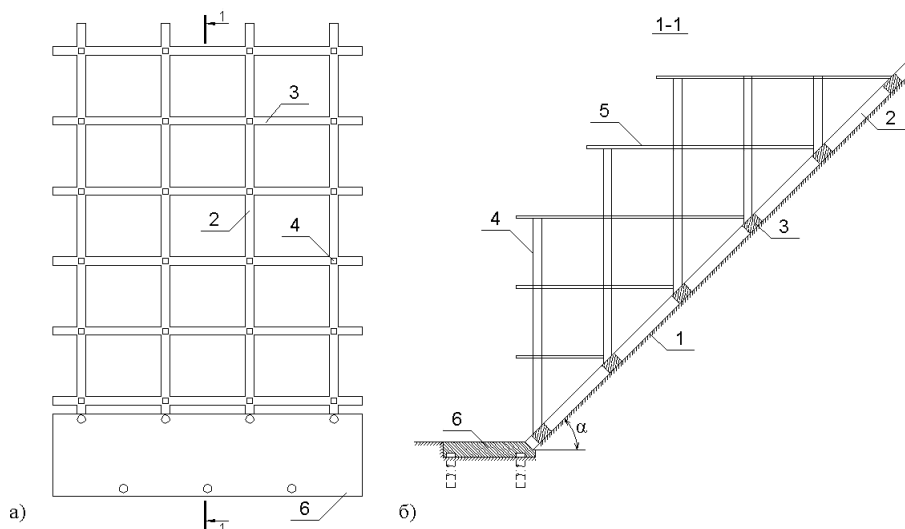


Рисунок 1.1 - Здание на склоне с перекрестными ленточными фундаментами
а - фрагмент плана; б - разрез; 1-грунт склона; 2-продольные фундаментные балки; 3-поперечные фундаментные балки; 4-вертикальные конструкции (колонны, стены); 5- диски перекрытий; 6-свайный ростверк.

Основными преимуществами данного типа фундамента является: минимальный объем земляных работ при его возведении, связанный только с планировочными работами. При этом отпадает необходимость в террасах, а на грунт передается только нормальная составляющая от веса здания. Сдвиговое усилие полностью воспринимается удерживающей конструкцией, что позволяет не

влиять на активизацию оползневых процессов склона, а также не снижает его устойчивость. Однако при самом тщательном планировании склона, как правило, добиться полного соответствия проектному уклону не удастся. Поэтому устраивается достаточно тонкая выравнивающая песчаная подготовка под фундамент. Возможны также случаи сложения склонов песчаным грунтом (склоны рек, озер и т.п.). Кроме того, возможен искусственный намыв песчаного склона. Таким образом, данный фундамент может применяться в сложных рельефных условиях. Конструкция данного фундамента подтверждена рядом авторских свидетельств в СССР и патентами США, и ФРГ. В связи с широкой перспективой использования такого типа фундаментов, необходимо проведение исследований, направленных на выявление особенностей взаимодействия фундаментной конструкции и наклонного грунтового основания.

1.4. Анализ развития методов расчета прочности статически неопределимых железобетонных конструкций на грунтовом основании

Расчет прочности железобетонной конструкции, как правило, включает в себя проверку несущей способности нормальных и наклонных сечений элемента.

Воспринимая внешнюю нагрузку, которой являются контактные давления, фундамент деформируется. При этом за счет снижения жесткости, образования и раскрытия трещин материал фундамента - бетон переходит из упругой стадии работы к неупругой (нелинейной).

Практически все виды фундаментов относятся к статически неопределимым конструкциям. Методы расчета таких конструкций в упругой стадии разработаны весьма подробно в строительной механике и сложности не представляют. Однако их использование даже для эксплуатационной стадии нередко приводит к грубым ошибкам при проектировании конструкций из железобетона.

В 30-х годах А.Ф. Лолейтом был обоснован принцип пластических разрушений и разработан в общем метод расчета железобетонных конструкций по разрушающим нагрузкам. Метод не разрешил проблему определения

разрушающей нагрузки для статически неопределимых конструкций. Эта серьезная проблема была решена намного позднее, благодаря развитию метода предельного равновесия. Основные положения метода и границы его применимости были выдвинуты А.А. Гвоздевым. После опубликования его работ этот метод стал основным при расчете строительных конструкций.

Проблема определения несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом пластических свойств интересовала многих крупных ученых в области строительных конструкций, среди которых были В.И. Мурашев, И.М. Котельников, В.С. Булгаков, С.М. Крылов [104], С.С. Давыдов, А.И. Мангушев [104], А.Р. Ржаницын [135], В.М. Бондаренко, А.А. Дыховичный [45], С.Н. Карпенко [69], Д.А. Казаков [67], А.С. Залесов [65] и многие другие.

Первым проблемой нелинейной работы железобетона в конструкциях фундаментов занялся Б.Г. Коренев. Он опубликовал ряд научных работ [80], в которых рассматривались балки и круглые плиты на линейно упругом основании. Было принято, что изгибающий момент в балке не может превышать значение, при котором напряжения в арматуре достигают предела текучести, то есть железобетонный элемент осматривался как идеально упруго-пластическое тело.

Б.Г. Коренев разработал методику расчета фундаментных балок с учетом нелинейной работы железобетона.

При этом было установлено, что величина разрушающего усилия в предположении упругой работы балок фундамента в 2 раза ниже, чем действительная величина разрушающего воздействия.

Методика расчета фундаментных балок, предложенная Корневым, позволяет сформулировать совершенно четкие математические зависимости, что и было использовано А.П. Синицыным при многочисленных исследованиях балок и плит.

Однако этот метод лишь в первом приближении отражает законы деформирования железобетона. Возникновение трещин характеризует переход конструкции в новую стадию работы, В элементах конструкции начинают интенсивно проявляться неупругие деформации, происходит перераспределение

усилий, нарушается пропорциональность между моментами и кривизнами. Это было доказано в работах А.А. Гвоздева. С.М. Крылов [86] при обработке результатов испытаний серии неразрезных балок выявил такие же изменения [104] и использовал для расчета конструкций экспериментально найденные значения кривизн.

В исследованиях Я.М. Немировского [118] предложено учитывать нелинейные свойства железобетона следующим образом: изгибающий момент, действующий в сечении в первом приближении определяется из расчета в упругой стадии. При этом определяется расчетная жесткость конструкции для отдельных элементов с трещинами и далее усредняется по площади плиты или балки. Последующий этап заключается в том, что новое значение жесткости получается меньше начальной. На основе новой жесткости рассчитывают усилия, которые также будут получаться меньше. Я.М.Немировский определил два приближения, после которых усилия в конструкции считаются найденными. Этот метод несколько модифицированный, применяется и в настоящее время. Для расчетов конструкций фундаментов этот метод успешно применен рядом авторов, в том числе Н.С. Метелюком.

Большой вклад в развитие метода расчета фундаментов при нелинейном деформировании железобетона внес В.И. Соломин.

В своих работах он показал, что изгибающие моменты в балках, расположенных на упругом полупространстве, могут значительно отличаться от полученных по упругому расчету (до 8 раз).

В то же время осадки линейно и нелинейно деформируемых фундаментов отличаются не столь существенно, так как они определяются в большей мере характеристиками деформируемости основания, чем фундамента.

С.Н. Клепиков [74] разработал метод переменного параметра, в котором жесткость балки представляется в виде квадратичной функции.

Наряду с теоретическими исследованиями по разработке методов расчета фундаментов в нелинейной постановке проводились и экспериментальные исследования. А.В. Коноплев провел испытания скольких десятков

железобетонных балок на песчаном основании. Балки, разделенные на жесткие и гибкие, размерами 12х120 см в плане и толщиной 6, 8 и 10 см с процентом армирования 0,2-1,5%, загружались системой сосредоточенных сил и испытывались в специальном грунтовом лотке. При достижении в середине гибких балок предела текучести арматуры установлено снижение жесткости в два раза. Произведя расчет, автор показал, что модель упругого полупространства завышает максимальный момент в гибких балках на 41%, в жестких на 36%. Делается вывод о важности учета нелинейных свойств железобетона при расчете фундаментов. Этот вывод подтвержден в более поздних экспериментальных исследованиях Б.Г. Коренева и М.И. Ручимского, П.Н. Макарука [103], С.А. Ривкина [136], Н.С. Метелюка [92], а также Ю.Н. Мурзенко [109], А.Н. Тетиора [156], С.В. Родина, С.П. Жукова [64], А.М. Лехно [99] и многих других.

Однако метод последовательных приближений, которого придерживались все вышеперечисленные авторы, несколько модифицируя выражение для определения жесткости, обладает рядом существенных недостатков: он достаточно громоздок из-за большого количества приближений; в некоторых случаях после нескольких итераций может наблюдаться процесс расхождения результатов. Поэтому в последнее время большое распространение получил расчет фундаментов по методу предельного равновесия с использованием кинематического способа решения, который впервые был разработан для фундаментов-оболочек А.Н. Тетиором [155], а для плитных фундаментов Ю.Н. Мурзенко. При использовании этого метода расчета несущая способность фундамента определяется из равенства работы внешних и внутренних на соответствующих перемещениях. Большое достоинство данного метода в том, что он более точно позволяет учесть перераспределение контактных давлений, а также в его простоте. Этот метод используется и в работах других авторов [64,112,137].

Расчет перекрестных фундаментов довольно мало освещен. Первые работы по этому вопросу относятся к 1935 году и выполнены М.И. Горбуновым-Посадовым [37]. Дальнейшее развитие они получили в трудах В.В. Кречмера [83] и П.Л. Пастернака [124]. В основе всех подходов лежит метод, основанный на

разложении узловой нагрузки в зависимости от жесткости пересекающихся в узле балок на составляющие, приходящиеся соответственно на продольные и поперечные балки. Далее, загружая балки этими составляющими, рассматривают их как отдельно лежащие на винклеровском основании.

С.Н. Клепиков [71] для расчета перекрестных систем применяет метод перемещений, где в качестве неизвестных приняты вертикальные перемещения каждого узла и две его составляющие угла поворота. Большой вклад в расчет перекрестных систем внес И.А. Симвулиди [142]. В работе Э.Л. Хайкельсон [163] произведен расчет перекрестной системы с учетом нелинейных свойств железобетона с учетом крутящих моментов.

Необходимо отметить и тот факт, что для расчета перекрестных фундаментов в большинстве случаев применяют для описания свойств грунтового основания модель Винклера [37].

Б.Ю. Барыкин [16] разработал методики расчета перекрестного ленточного фундамента, лежащего на наклонном основании, с учетом перераспределения контактных давлений. Было показано, что эпюра контактных давлений имеет неравномерный характер. Однако, не до конца изучен характер формирования эпюры контактных давлений и их перераспределения.

При расчете нормальных сечений статически неопределимых конструкций большую роль играет усилие распора. Распор в железобетонных конструкциях объективно существует, что доказано многочисленными экспериментами и исследованиями, проводимыми как в области теории, так и практической реализации.

Теоретическое обоснование целесообразности учета распорных усилий при расчете железобетонных плитных фундаментов было предложено впервые А.Н. Тетиором [156], где показано, что внешняя нагрузка, действующая на фундамент, воспринимается двумя системами: изгибаемой балкой и внутренней конструкцией сжатия и распределяется между ними пропорционально их жесткости и прочности. Кроме того, известен расчет распорных усилий для перекрытий. Данный метод распространен на расчет фундаментов в работе [156] А.Н. Тетиором.

В 1983 году А.М. Лехно [99] проводил испытания многопролетных фундаментных плит на грунтовом основании. На основании экспериментальных данных им были сделаны следующие выводы: для плит с одинаковым содержанием арматуры в сечениях влияние распора на деформативность тем больше, чем меньше податливость опорных сечений; снижается ширина раскрытия трещин средних пролетов, увеличится и значительно горизонтальные смещения крайних; усилия распора оказывают влияние на схему разрушения.

С.В. Родин [138] опубликовал теоретическую работу, в которой на основе рассмотрения условий прочности плитно-балочных фундаментов в нормальных сечениях с учетом решений для каркасно-стержневой модели железобетона, находит значение граничной высоты сжатой зоны с учетом распора и равномерно-распределенной эпюры контактных давлений. Указывается на то, что применение этого метода расчета позволит снизить расход арматуры на 10-15%.

Б.Ю. Барыкиным на основе методики, изложенной в работе [156], разработана теоретическая методика для определения распорных усилий с учетом продольного сжимающего усилия для фундамента из перекрестных лент на склоне [11].

Таким образом, из приведенного анализа расчетов прочности по нормальным сечениям следует, что наиболее точным и отражающим действительное напряженное состояние фундаментов в предельной стадии является расчет методом предельного равновесия.

В дальнейшем вопросами расчета прочности железобетонных конструкций, в том числе фундаментов, занимались многие отечественные и зарубежные учёные, такие как: В.Е. Бабич, В.Н. Байков, А.М. Бамбура, В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко, Ю.П. Гущи, М.И. Додонов, В.С. Дорофеев, А.С. Залесов, О.Ф. Ильин, Л.Л. Лемыш, Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, В.И. Колчунов, Д.Н. Лазовский, Т.А. Мухамедиев, Б.С. Расторгуев, М.А. Сапожников, В.С. Федоров, Ле Ф. Леонгард, L.Saennz, B.Sinha, P.Desayi, S.Krisnuan, K.Gerstle, L.Tulin, Kabeila и мн. др.

Анализ последних работ в области проектирования железобетонных элементов показал, что в настоящее время все больше внимания уделяется расчету

нормальных сечений конструкций с учетом диаграммы состояния бетона сжатой зоны для продольных балок фундамента [65,67,68,69].

Полученная и обоснованная автором теоретическая диаграмма бетона сжатой зоны близка по форме к экспериментальным данным и принята в качестве расчетной. Однако проблема учёта ниспадающей ветви для перекрестных ленточных фундаментов существует и, как показал анализ результатов уже выполненных исследований, она может быть решена в дальнейшем при проведении дополнительных экспериментов.

Выводы:

Из приведенного аналитического обзора можно сделать следующие выводы:

1. В настоящее время существует недостаточное количество экспериментальных и теоретических исследований перекрестных ленточных фундаментов, расположенных на наклонном основании с изучением контактных давлений, а поэтому не до конца изучено их реальное перераспределение в зависимости от угла наклона основания к горизонтальной плоскости.
2. Модели грунтового основания для определения действующих контактных давлений, а также методика учета их перераспределения требуют дальнейшей проработки. Наиболее полно отражают специфику поведения реального грунта - нелинейные модели на основе переменного коэффициента постели. Использование их для оценки взаимодействия грунтового основания и фундаментной конструкции позволит с достаточной степенью достоверности определить НДС системы «грунтовое основание - фундамент».
3. Существующие методы расчета фундаментов не учитывают ряд особенностей работы перекрестного ленточного фундамента на склоне.
4. Одним из приоритетных направлений исследований, направленных на развитие и совершенствование методов расчета железобетонных конструкций фундаментов, являются исследования, связанные с использованием диаграмм деформирования бетона. До настоящего времени было выдвинуто немало предложений по учету диаграмм деформирования бетона и арматуры при расчете

железобетонных конструкций. Вместе с тем, форма связи между напряжениями и деформациями в сжатом бетоне в виде рекомендованной нормами диаграммы для перекрестно-балочных фундаментов на склонах имеет существенные расхождения с данными эксперимента.

Из указанного вытекает цель настоящей работы, которая заключается в уточнении методики расчета прочности перекрестно-балочных фундаментов на основе наиболее полного учета напряженно-деформированного состояния наклонного основания при действии перераспределенных нормальных контактных давлений под подошвой фундамента.

Для достижения этой цели в работе ставятся следующие задачи:

1. Провести экспериментальные исследования взаимодействия моделей перекрестно-балочных фундаментов с грунтовым основанием при различных углах наклона основания.
2. Выявить особенности изменения напряжений в грунтовом основании и осадки перекрестно-балочного фундамента при изменении угла наклона основания.
3. Определить особенности перераспределения нормальных контактных давлений под подошвой перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании.
4. Обосновать выбор модели грунтового основания и разработать методику расчета ординат эпюры нормальных контактных давлений под подошвой фундамента.
5. Разработать методику расчета прочности балок фундамента, учитывающую перераспределение контактных давлений под подошвой фундамента и реальную схему работы конструкции, позволяющую более точно определять прочность фундаментов, чем существующие методики.

2. МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С НАКЛОННЫМ ОСНОВАНИЕМ

2.1. Выбор направления экспериментальных исследований

В процессе проектирования железобетонных перекрестно-балочных фундаментов на наклонных основаниях размер сечений, армирование определяют исходя из расчета прочности по нормальным и наклонным сечениям и раскрытию трещин. При этом необходимо учитывать особенности взаимодействия фундамента с наклонным основанием, и также с удерживающей конструкцией. В этом случае необходимо решать достаточно сложную техническую задачу, выражающуюся в учете деформаций, как грунта, так и материала фундаментных балок, а также в более точном учете сил, возникающих на контакте продольных фундаментных балок и упорной конструкции.

При приложении внешней вертикальной нагрузки G_i в узлах пересечения фундаментных лент на контакте фундамента и основания возникают нормальные напряжения σ_z , направленные перпендикулярно поверхности склона. Они принимают некоторую конечную форму, так называемую эпюру нормальных контактных давлений [15]. Эта эпюра и представляет собой внешнюю нагрузку, действующую на фундамент и соответственно здание, в вертикальной плоскости. От точности построения данной эпюры будет зависеть точность расчетов, как самого фундамента, так и вышележащих конструкций здания сооружения.

Как показал анализ литературных источников, наиболее распространенным и оптимальным методом получения данных о работе системы «фундамент-грунт» является проведение экспериментальных исследований.

Анализ имеющихся на данный момент времени экспериментальных и теоретических исследований взаимодействия наклонных оснований и перекрестных фундаментов зданий показывает, что исследований с наклонными основаниями и фундаментами, воспринимающими нагрузку от зданий и

сооружений, практически не проводилось. Выявленные в результате немногочисленных разработок некоторые характерные особенности работы наклонного основания и фундаментов указывают на существенное влияние угла наклона основания на распределение осадок, коэффициентов жесткости и контактных давлений в основании, которые интенсивно изменяются по величине по длине наклонных балок фундамента. Так основной особенностью эпюры контактных давлений является ее неравномерность и несимметричность. Это выражается в увеличении ординат эпюры по мере приближения к подножью склона. Однако не было обращено достаточного внимания на работу фундаментной балки и грунта наклонного основания в зоне контакта с удерживающей конструкцией. Поэтому возникла необходимость продолжить и уточнить ранее проведенные исследования [16].

При исследовании характера работы системы «перекрестный фундамент - наклонное основание» при статических нагрузках целесообразно уделить особое внимание изучению поведения грунтового основания под подошвой наклонных продольных лент, в частности распределению осадок и коэффициентов жесткости на отдельных участках основания при изменении угла наклона основания. Это связано с тем фактом, что на контакте с фундаментом наклонное основание формирует внешнюю нагрузку со стороны его подошвы и естественно является более изменяющейся средой, чем фундамент. Это проявляется в трансформации эпюры нормальных контактных давлений в процессе нагружения, развитии сдвиговых деформаций у краевых зон фундамента. При этом учет влияния сил трения возникающих на контакте упорной конструкции и продольных балок фундамента, а также сил трения по подошве фундамента и на вертикальной поверхности упорной конструкции, приводит к ряду специфических эффектов, которые не были достаточно освещены в предыдущих исследованиях.

Авторами работ [33,36,40], исследовавших взаимодействие горизонтального грунтового основания и вертикальных жестких и гибких подпорных стен, отмечаются такие изменения его состояния, как некоторое уменьшение осадки фундаментов в зоне контакта с вертикальной стеной, более высокий уровень

уплотнения грунта в этой зоне. При разработке программы исследований исходили из того, что именно эти процессы, происходящие в наклонном грунтовом основании, в первую очередь влияют на изменение напряженно-деформированного состояния и прочности фундаментов. Вместе с тем рассмотренные изменения носят обоюдно зависимый характер.

Анализ литературных источников показал, что при выборе модели основания для расчета сооружений следует иметь в виду, что на характер напряженно-деформируемого состояния системы «основание – фундамент» влияет большое число физических факторов, точная количественная оценка которых затруднительна. Эти обстоятельства предопределяют приближенность решения контактных задач для сооружений на деформируемом основании и делают неоправданными применение чрезмерно сложных моделей основания.

Кроме того, проведенный анализ существующих контактных моделей основания показал, что альтернативы модели основания для наклонных площадок на основе переменного коэффициента жесткости на сегодняшний день практически не существует. Достоинством данной модели являются ее относительная простота и возможность учета при определении контактных эпюр специфических свойств грунтов (например, скальных или полускальных), а также учет влияния подстилающих слоев и неоднородность, особенно склоновых оснований. Кроме того, она обладает большой гибкостью в смысле возможности обеспечения вполне достаточной точности решения контактных задач для сооружений на грунтовом основании. При этом требуется более детальная разработка расчетной схемы наклонных фундаментов с уточнением вопроса о распределения коэффициентов жесткости наклонного основания на основе теоретических и экспериментальных предпосылок.

Основной задачей экспериментальных исследований в общей цели изучения особенностей взаимодействия перекрестно-балочного фундамента и наклонного грунтового основания являлась задача выявления причин изменения напряженно-деформированного состояния основания по длине склона и его зависимости от угла наклона основания.

Для выявления влияния на работу фундамента и грунтового основания выше обозначенных факторов изучались такие аспекты поведения системы:

- изменение осадок противоположных и промежуточных опор фундамента и характер их изменения по длине балок, уложенных вдоль направления падения склона;
- распределение нормальных контактных давлений по длине наклонного основания под подошвой перекрестного фундамента;
- изменение коэффициентов жесткости под подошвой фундамента по длине наклонного основания в зависимости от уровня внешней нагрузки.

После проведения экспериментов изучалась поверхностная плотность грунта.

Для оценки влияния вышеуказанных факторов были проведены 9 серий основных испытаний с тремя типами металлических штампов различного сечения:

- 1 тип - штамп в виде перекрестного фундамента из двух продольных и трех поперечных балок сечением 25х25 мм;
- 2 тип - штамп в виде перекрестного фундамента из двух продольных и трех поперечных балок сечением 40х30 мм;
- 3 тип - штамп в виде перекрестного фундамента из двух продольных и трех поперечных балок сечением 60х30 мм.

2.2. Планирование экспериментальных исследований

Можно предположить, что на распределение контактных давлений в грунте наклонного основания существенно зависит от угла наклона основания, который зависит от ряда объективных факторов: природного рельефа местности, возможностей техники строительной организации, а также объемно-планировочных и конструктивных решений зданий на сложном рельефе. Выявить наиболее оптимальные углы и изучить на моделях зависимости изменения осадок и коэффициентов жесткости в наклонном основании от угла наклона основания и расстояния от удерживающей конструкции для системы перекрестно-балочных

фундаментов, а также установить степень их влияния на НДС основания не представляется возможным без проведения специально спланированных модельных испытаний. При этом экспериментальное определение основных параметров основания склона с учетом реального взаимодействия с наклонным фундаментом будет способствовать более реальному их проектированию.

В процессе экспериментальных исследований решались задачи по изучению характера распределения осадок и коэффициентов жесткости основания под подошвой перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе реализации экспериментальных и численных исследований деформаций грунтового массива и получение зависимостей, позволяющих вычислять параметры для эпюры контактных давлений с учетом изменения коэффициента жесткости основания.

Для моделирования характеристик наклонного основания и линейных размеров фундамента были использованы данные проекта реально возведенного объекта по ул. Таврической в г. Ялта (рисунок 2.1).



Рисунок 2.1 - Строительство перекрестно-балочного фундамента на объекте в г. Ялта.

Реальный угол наклона основания составлял 30^0 , пролеты балок, как в продольном, так и в поперечном направлении $L = 6$ м, ширина балок $b = 500 - 800$ мм; высота сечения $h = 500$ мм.

При анализе влияния взаимодействия фундамента из перекрестных лент и наклонного основания применялся метод моделирования на эквивалентных материалах [67]. При подборе материалов – эквивалентов для сыпучих и пластичных грунтов – в качестве определяющих характеристик использовались совокупность значений сцепления c и угла внутреннего трения φ грунта натурального склона. Исходя из предпосылок метода моделирования для обеспечения условий подобия процессов деформирования в модельном и натурном основании необходимо соблюдать следующие условия

$$c_m = \frac{l}{L} \frac{\gamma_m}{\gamma_n} c_n \quad (2.1)$$

$$\operatorname{tg} \varphi_m \approx \operatorname{tg} \varphi_n \quad (2.2)$$

где l – длина балки модельного фундамента, м; L – длина балки натурального фундамента, м; l/L – линейный масштаб модели; γ_m, γ_n – плотность грунтового основания модели и натурального склона; c_m, c_n – коэффициенты сцепления грунтового основания модели и натурального склона; φ_m, φ_n – углы внутреннего трения основания модели и натурны.

Материалом модели грунтового основания в проведенной серии экспериментов служила смесь, состоящая из 95% мелкого кварцевого песка и 5% веретенного масла по весу. Его гранулометрический состав приведен в таблице 2.1. Таблица 2.1 - Гранулометрический состав песчаного основания

Содержание фракций в %							
Гравий		Песчаные			Пылеватые		
Крупность фракции в мм							
12...8	2,5...1,0	1,0...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05...0,01	0,01...0,005
1,3	2,8	24,8	49,1	16,02	5,6	0,20	0,18

Как показали испытания, этот материал очень удобен для испытаний оснований, так как в нем быстро затухают деформации ползучести после приложения очередной ступени нагрузки. Физико-механические характеристики натурного грунта (характеристики суглинка из отчета об инженерно-геологических изысканиях на участке строительства пансионата на 220 мест в г.Ялта ООО «Изыскательская экспедиция «Фундаментпроект» г. Ялта, 2008 г.) и эквивалентного материала приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 - Свойства эквивалентного грунта

№	Наименование грунтов натурного склона и модельного материала	Объемный вес, г/см ³	Сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения φ , Град.	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона μ
1	Суглинок	2,19	36,0	32	20	-
2	Эквивалентный материал	1,6	1,05	34	0,24	0,25

Из формулы (2.1) находился масштаб модели фундамента из перекрестных лент

$$m_l = \frac{l}{L} = \frac{c_m \gamma_n}{c_n \gamma_m} = \frac{10,5 * 2,19}{360 * 1,6} = \frac{1}{20} \quad (2.3)$$

Для определения нагрузок на модели перекрестных фундаментов вычислено ориентировочное значение расчетного сопротивления основания для фундамента с шириной ленты $b = 800$ мм и глубиной заложения $d_1 = 0,8$ м, то есть

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_v k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,2 * 1,1}{1} \times [1,34 \times 1 \times 0,8 \times 2,19 + 6,34 \times 0,8 \times 2,19 + 8,55 \times 0,36] = 0,62 \text{ МПа} \quad (2.4)$$

Расчетное среднее давление на модели получим исходя из соотношения

$$R_m = R_n / m_l = 0,62 / 20 = 0,031 \text{ МПа} \quad (2.5)$$

Загрузка эквивалентного материала в лоток производилась слоями толщиной 50 мм с их уплотнением, что позволило изучить трансформацию слоев грунта по

высоте и их смещение по горизонтали. Были сформированы три основных склона с углами наклона основания соответственно $\alpha = 0^\circ; 15^\circ$ и 30° .

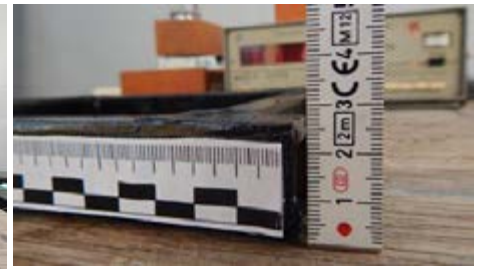
2.3. Конструкции опытных модельных образцов.

Перекрестно-балочный фундамент моделировался жесткими металлическими штампами из прямоугольных труб сечением 25х25; 40х30; 60х30 мм, шириной 260 мм и длиной 480 мм в виде перекрестных лент (рисунок 2.2) Была запроектирована перекрестная система, имеющая два пролета в направлении падения склона, и один пролет в поперечном направлении. Увеличение пролетов, как в продольном, так и в поперечном направлении нецелесообразно.

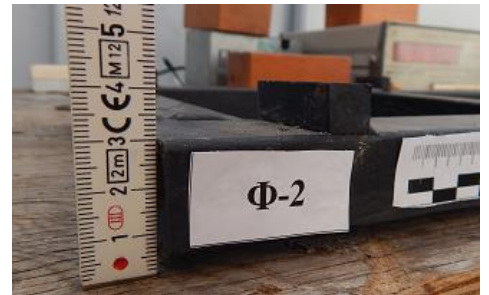
2.4. Силовое оборудование и способ нагружения образцов

Испытания проводились в специально сконструированном прямоугольном грунтовой лотке размерами общими размерами 800×500×600 мм (рисунок 2.3), одна из стенок которого выполнена из закаленного стекла толщиной 10 мм. Выбранное соотношение площадей грунтовой лотка и опытного образца (8:1) позволили моделировать условия, незначительно отличающиеся от естественных условий работы фундаментов. Ширина подошвы балок опытных моделей фундамента варьировалась от 25 мм до 40 мм в соотношении с глубиной лотка от 350 до 800 мм и позволяет достичь значительного затухания вертикальных напряжений у дна лотка и таким образом снизить влияния эффекта жесткого подстилающего слоя.

а)



б)



в)

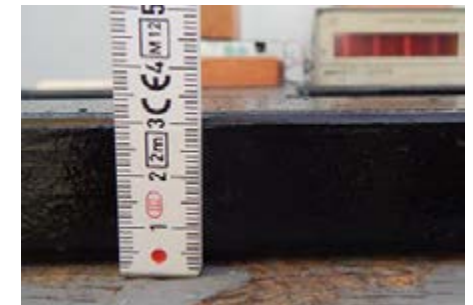
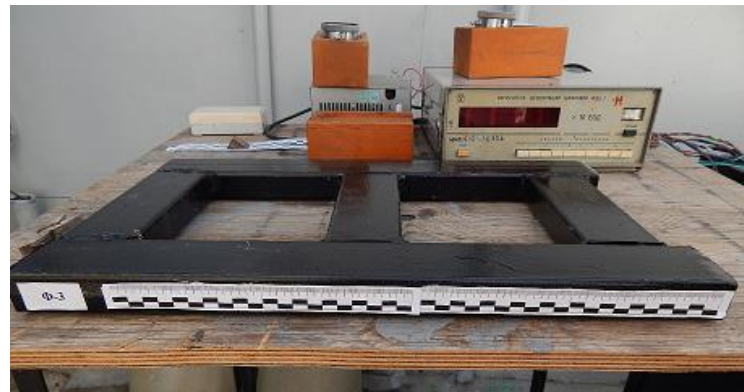


Рисунок 2.2 - Конструкции модельных образцов

а - штамп Φ -1 в виде перекрестного фундамента из двух продольных и трех поперечных балок сечением 25x25 мм; б - штамп Φ -2 в виде перекрестного фундамента из двух продольных и трех поперечных балок сечением 40x30 мм; в - штамп Φ -3 в виде перекрестного фундамента из двух продольных и трех поперечных балок сечением 60x30 мм.

a)

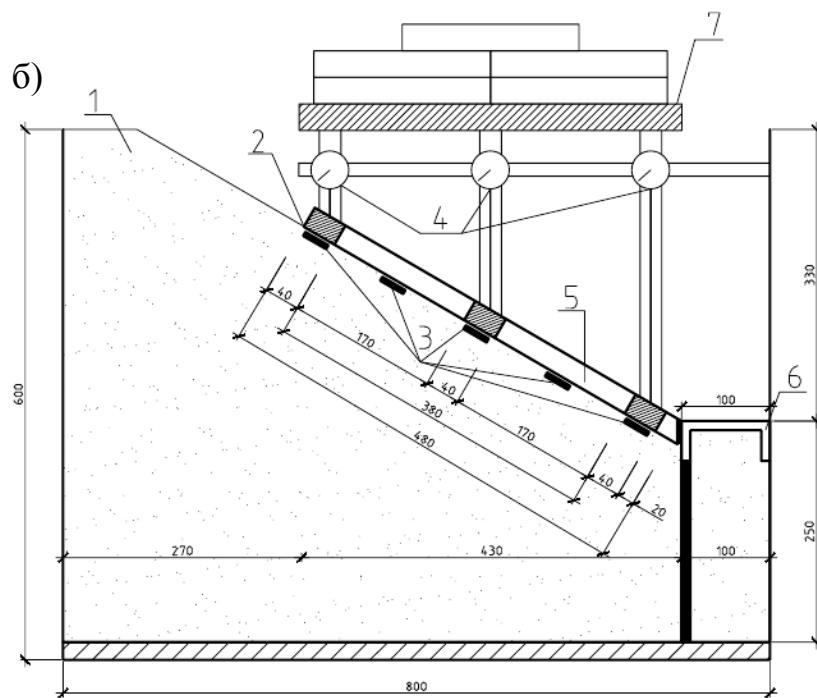


Рисунок 2.3 - Схема экспериментальной установки

а - фото - общий вид установки с грузовой платформой и оборудованием; б – схема расположения штампа и приборов; 1- наклонное основание; 2- поперечная лента фундамента; 3- месдозы; 4- индикаторы часового типа ИЧ; 5- продольная лента фундамента; 6- удерживающая конструкция; 7- нагрузочная платформа.

Опорой для моделей фундаментов на склоне являлась удерживающая конструкция, смоделированная посредством металлического швеллера №10, связанного жестко с рамой лотка и не имеющего возможности перемещаться и деформироваться (рисунок 2.4).

а)



б)



Рисунок 2.4 - Модель удерживающей конструкции

а - общий план; б - узел контакта фундамента с удерживающим элементом

Нагружение конструкции модели осуществлялось при помощи трех специальных нагрузочных рам, которые разрабатывались и изготовлялись для каждого угла наклона отдельно. Рамы объединялись в единую жесткую конструкцию.

Соединение нагрузочных рам и конструкции фундаментных моделей осуществлялась в узлах посредством шарниров. Конструкции шарниров представляли внутренние шарики, вставленные в лунки перекрестий фундаментных балок и опорные пятки нагружающих вертикальных стоек. Этот прием позволил избежать передачи на модельные штампы фундаментов изгибающих моментов, которые не рассматриваются в расчетной схеме. Кроме

того, учет их влияния на основание достаточно сложен и требует отдельного исследования.

2.5. Измерительные приборы, методика эксперимента и измерений

Осадки штампа измерялись посредством индикаторов часового типа ИЧ с ценой деления 0,01 мм. Индикаторы устанавливались на отдельные опоры вне лотка и производили замеры осадок в трех опорных точках. Контактные давления измерялись при помощи месдоз диаметром 27 мм, предназначенных для применения в лабораторных условиях для изучения изменений давления в грунте при проведении лабораторных и научных работ (рисунок 2.5). Средняя чувствительность месдоз при их использовании с прибором ИДЦ-1 была не менее 0,001 МПа. Месдозы укладываются на предварительно просеянный, уплотненный и выровненный слой песка мембраной вниз, не нарушая при этом поверхность основания. После производится равномерная обсыпка месдоз и основания просеянным песком. В процессе исследования проводился контроль равенства внешней нагрузки и объема экспериментально полученной эпюры нормальных контактных давлений.

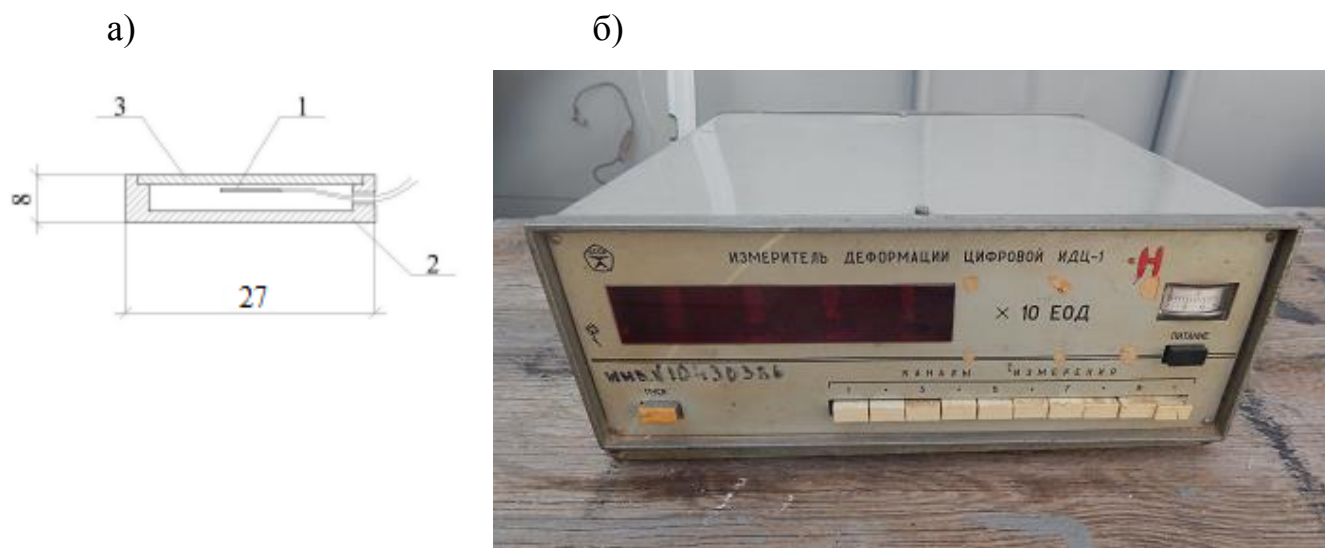


Рисунок 2.5 - Оборудование для измерения контактных давлений
а - конструкция месдозы; б - прибор для обработки данных ИДЦ - 1; 1 – тензодатчик; 2 – пассивная плита (корпус); 3 – мембрана.

Датчики имеют небольшой размер, что позволяет использовать его в лабораторных стендах и установках любого размера. Они устанавливались в местах пересечения продольных и поперечных балок фундамента и в серединах пролетов продольных балок модели.

Загружение модели осуществлялось штучными грузами ступенями по 4 - 15 кг в зависимости от размеров испытываемого фундамента. Выдержка на каждой ступени необходимая для стабилизации деформаций штампа составляла $t = 10$ мин.

Всего было проведено 9 серий модельных испытаний для каждой из трех типов моделей. В первой серии производилось нагружение от нуля до предельной нагрузки штампа с углом наклона основания $\alpha = 0^\circ$, второй угол наклона составил $\alpha = 15^\circ$, а в третьей серии - $\alpha = 30^\circ$. Каждая серия включала в себя пять опытов при одинаковых условиях. Это дало возможность статистической обработки результатов экспериментов. В результате были получены несколько видов графиков зависимости осадок: от контактных давлений, изменения осадок по длине наклонных балок фундамента, от внешней нагрузки.

2.6 Результаты модельных исследования взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием

2.6.1 Результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов при горизонтальной поверхности основания

По результатам испытаний моделей перекрестных фундаментов на горизонтальном основании получены следующие значения осадок и контактных давлений под подошвой фундамента (таблица 2.3-2.4)

Таблица 2.3 - Экспериментальные значения контактных давлений под подошвой перекрестно-балочных фундаментов на горизонтальном основании

Относительная нагрузка ΔP	Контактные давления P , кг/см ²											
	Фундамент Ф-1, 25х25мм				Фундамент Ф-2, 40х30мм				Фундамент Ф-3, 60х30мм			
	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.04	5	0.009	0.009	0.008	10	0.018	0.017	0.017	15	0.027	0.026	0.025
0.08	10	0.018	0.017	0.017	20	0.037	0.035	0.033	30	0.055	0.052	0.05
0.13	15	0.028	0.026	0.025	30	0.055	0.052	0.05	45	0.083	0.078	0.074
0.17	20	0.037	0.035	0.033	40	0.073	0.07	0.066	60	0.11	0.105	0.099
0.21	25	0.046	0.044	0.041	50	0.092	0.087	0.083	75	0.138	0.131	0.124
0.25	30	0.055	0.052	0.05	60	0.11	0.105	0.099	90	0.165	0.157	0.149
0.29	35	0.064	0.061	0.058	70	0.128	0.122	0.116	105	0.192	0.183	0.173
0.33	40	0.073	0.07	0.066	80	0.147	0.139	0.132	120	0.22	0.209	0.198
0.38	45	0.083	0.078	0.074	90	0.165	0.157	0.149	135	0.248	0.235	0.223
0.42	50	0.092	0.087	0.083	100	0.183	0.174	0.165	150	0.275	0.261	0.248
0.46	55	0.101	0.096	0.091	110	0.202	0.192	0.182	165	0.303	0.287	0.272
0.5	60	0.11	0.105	0.099	120	0.22	0.209	0.198	180	0.33	0.314	0.297
0.54	65	0.119	0.113	0.107	130	0.238	0.226	0.215	195	0.357	0.34	0.322
0.58	70	0.128	0.122	0.116	140	0.257	0.244	0.231	210	0.385	0.366	0.347
0.63	75	0.138	0.131	0.124	150	0.275	0.261	0.248	225	0.413	0.392	0.371
0.67	80	0.147	0.139	0.132	160	0.293	0.279	0.264	240	0.44	0.418	0.396
0.71	85	0.156	0.148	0.14	170	0.312	0.296	0.281	255	0.468	0.444	0.421
0.75	90	0.165	0.157	0.149	180	0.33	0.314	0.297	270	0.495	0.47	0.446
0.79	95	0.174	0.165	0.157	190	0.348	0.331	0.314	285	0.522	0.496	0.47
0.83	100	0.183	0.174	0.165	200	0.367	0.348	0.33	300	0.55	0.522	0.495
0.88	105	0.193	0.183	0.173	210	0.385	0.366	0.347	315	0.578	0.549	0.52
0.92	110	0.202	0.192	0.182	220	0.403	0.383	0.363	330	0.605	0.575	0.545
0.96	115	0.211	0.2	0.19	230	0.422	0.401	0.38	345	0.633	0.601	0.569
1	120	0.22	0.209	0.198	240	0.44	0.418	0.396	360	0.66	0.627	0.594

Таблица 2.4 - Экспериментальные значения осадок под подошвой перекрестно-балочных фундаментов на горизонтальном основании

Относительная нагрузка ΔP	Осадка, мм											
	Фундамент Ф-1, 25х25мм				Фундамент Ф-2, 40х30мм				Фундамент Ф-3, 60х30мм			
	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.04	5	-0.02	-0.02	-0.02	10	-0.03	-0.03	-0.03	15	-0.04	-0.04	-0.04
0.08	10	-0.08	-0.08	-0.12	20	-0.04	-0.04	-0.06	30	-0.05	-0.05	-0.08
0.13	15	-0.11	-0.19	-0.28	30	-0.04	-0.07	-0.1	45	-0.05	-0.09	-0.13
0.17	20	-0.13	-0.22	-0.30	40	-0.07	-0.12	-0.16	60	-0.09	-0.15	-0.21
0.21	25	-0.17	-0.23	-0.29	50	-0.14	-0.19	-0.24	75	-0.11	-0.15	-0.19
0.25	30	-0.19	-0.26	-0.34	60	-0.18	-0.25	-0.32	90	-0.14	-0.19	-0.25
0.29	35	-0.22	-0.32	-0.35	70	-0.21	-0.31	-0.41	105	-0.19	-0.28	-0.31
0.33	40	-0.27	-0.34	-0.39	80	-0.33	-0.41	-0.48	120	-0.23	-0.29	-0.33
0.38	45	-0.29	-0.36	-0.43	90	-0.39	-0.49	-0.58	135	-0.26	-0.33	-0.39
0.42	50	-0.4	-0.49	-0.57	100	-0.5	-0.61	-0.71	150	-0.32	-0.39	-0.45
0.46	55	-0.52	-0.66	-0.79	110	-0.55	-0.7	-0.84	165	-0.41	-0.52	-0.63
0.5	60	-0.59	-0.77	-0.94	120	-0.62	-0.81	-0.99	180	-0.52	-0.68	-0.83
0.54	65	-0.68	-0.92	-1.15	130	-0.69	-0.93	-1.17	195	-0.61	-0.82	-1.03
0.58	70	-0.75	-0.98	-1.21	140	-0.78	-1.02	-1.26	210	-0.73	-0.95	-1.18
0.63	75	-0.83	-1.12	-1.41	150	-0.86	-1.16	-1.46	225	-0.85	-1.15	-1.44
0.67	80	-0.87	-1.17	-1.47	160	-0.92	-1.24	-1.55	240	-0.93	-1.25	-1.57
0.71	85	-0.9	-1.22	-1.52	170	-1	-1.35	-1.69	255	-1.02	-1.38	-1.72
0.75	90	-0.99	-1.32	-1.65	180	-1.07	-1.43	-1.78	270	-1.14	-1.52	-1.90
0.79	95	-1.02	-1.34	-1.66	190	-1.15	-1.51	-1.87	285	-1.25	-1.64	-2.03
0.83	100	-1.07	-1.41	-1.76	200	-1.21	-1.6	-1.99	300	-1.32	-1.75	-2.17
0.88	105	-1.12	-1.43	-1.74	210	-1.32	-1.69	-2.05	315	-1.48	-1.89	-2.30
0.92	110	-1.14	-1.44	-1.73	220	-1.38	-1.74	-2.1	330	-1.64	-2.07	-2.50
0.96	115	-1.17	-1.48	-1.78	230	-1.44	-1.82	-2.19	345	-1.81	-2.29	-2.75
1	120	-1.23	-1.53	-1.81	240	-1.54	-1.91	-2.27	360	-2	-2.48	-2.95

На основании экспериментальных данных построены графики зависимости осадок от относительной нагрузки ΔP для каждой из опор всех моделей перекрестно-балочного фундамента (рисунки 2.6-2.8).

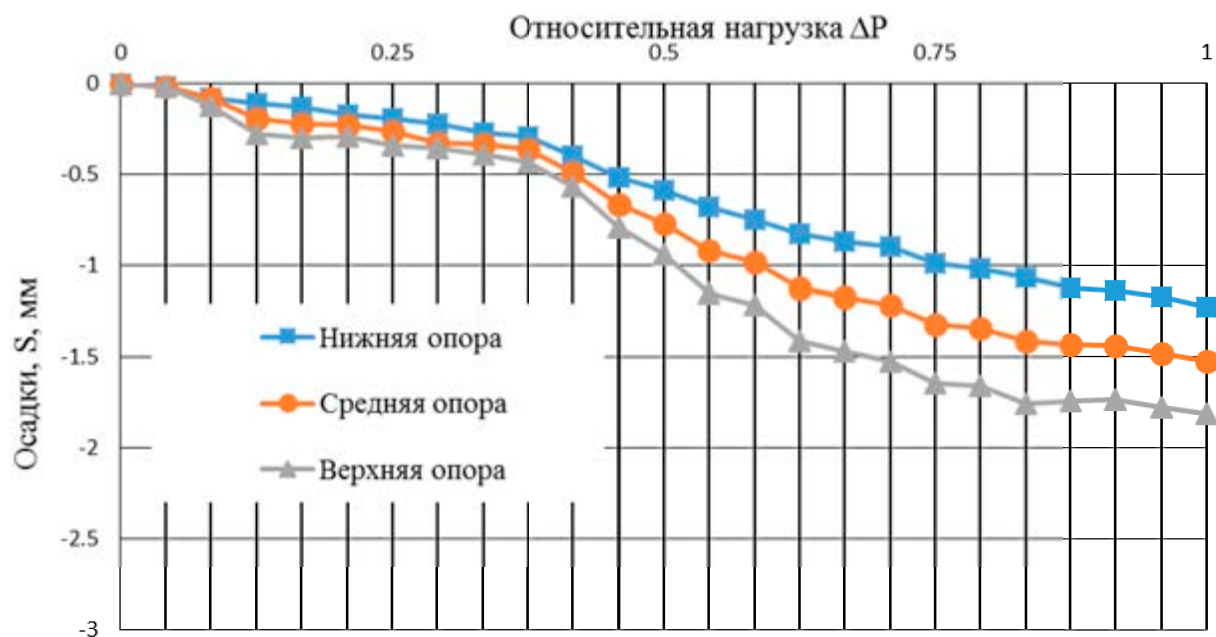


Рисунок 2.6 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-1

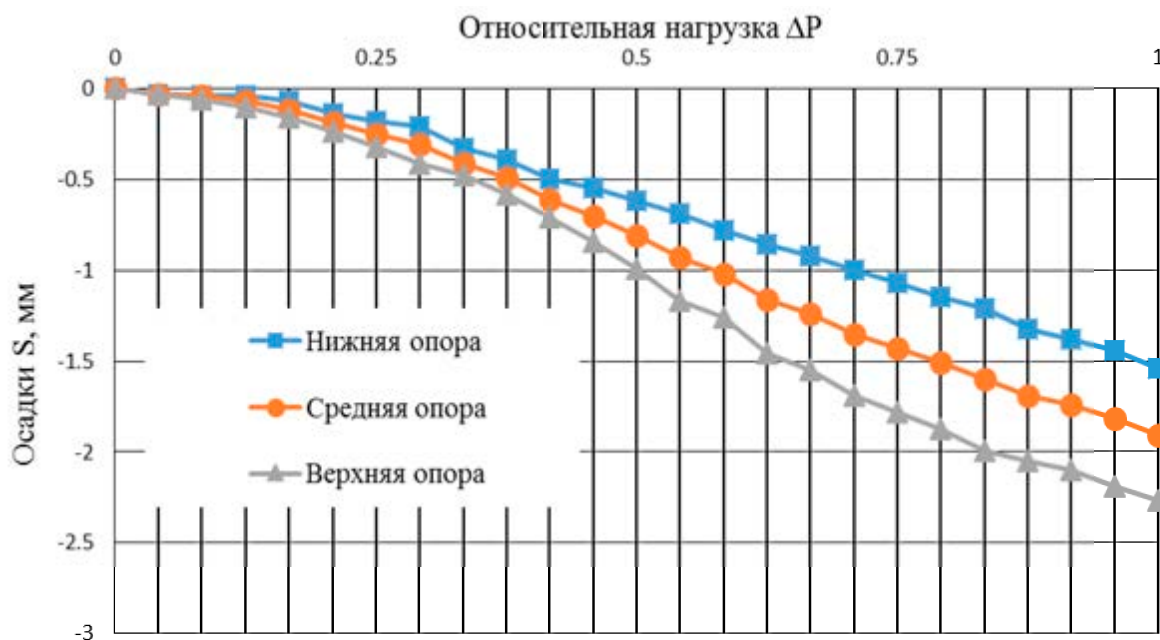


Рисунок 2.7 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-2

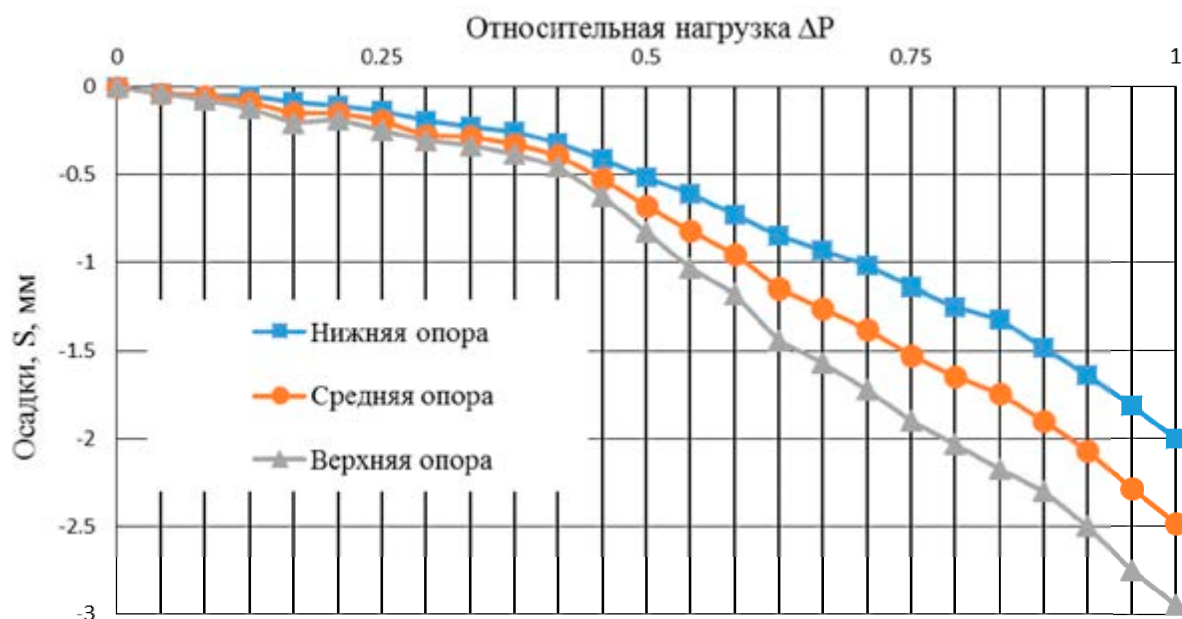


Рисунок 2.8 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-3

Предельная нагрузка на штампы при $\alpha = 0^\circ$ составила соответственно $P_n = 120$ кг при ширине фундаментной балки $b = 25$ мм, $P_n = 240$ кг при $b = 40$ мм и $P_n = 360$ кг при $b = 60$ мм. Величина нагружения на каждой ступени δP менялась от 5 кг до 15 кг в зависимости от ширины фундамента. Таким образом, нагрузка на фундамент в зависимости от его ширины растет практически линейно (рисунок 2.9). При увеличении ширины подошвы b 2,4 раза нагрузка P увеличилась 3 раза.



Рисунок 2.9 - График зависимости нагрузки на фундамент от ширины подошвы при $\alpha = 0^\circ$.

Анализ изменения осадок S ведется для нагрузки выраженной в долях от предельной нагрузки на модель фундамента $\Delta P = 0,04; 0,25; 0,5; 1 P_n$.

При начальном уровне нагрузки $\Delta P = 0,04 P_n$ абсолютные осадки опорных сечений фундамента практически не отличаются друг от друга. Соотношение между осадками $\frac{S_1}{S_3}$ равно 1.

При дальнейшем увеличении нагрузки до $1P_n$ соотношение $\frac{S_1}{S_3}$ уменьшается с 1 до 0,56 при $\Delta P = 0,25$, а затем возрастает до 0,68 при $\Delta P = 1$. Эта тенденция наблюдается вне зависимости от характеристик фундамента для всех моделей.

Соотношения осадок одних и тех же опор различных фундаментов также является величиной стабильной. Так соотношение $\frac{S_{1\phi-1}}{S_{1\phi-3}}$ для нижней опоры падает в зависимости от нагрузки и ширины фундамента с 1,29 при нагрузке $0,25 P_n$ до 0,77 при нагрузке $1P_n$. Эта явление наблюдается и для верхней опоры. Для нее соотношение $\frac{S_{3\phi-1}}{S_{3\phi-3}}$ равно 1,31 при нагрузке $0,25 P_n$ и 0,75 при нагрузке $1P_n$.

Графики зависимости приращения осадок от нагрузки испытываемых моделей при нагружении ведут себя также не одинаково. Рассмотрим нижнюю опору, расположенную у удерживающей конструкции. До нагрузки $0,25P_{пр}$ наибольший прирост приращений проявляется у фундамента Ф-1 в среднем практически 0,2 мм, при этом у фундамента Ф-3 этот прирост составляет всего 0,1 мм. Т.е. осадки на начальном этапе растут быстрее в 2 раза у фундамента Ф-1, чем у Ф-3. Это связано его наименьшими размерами подошвы по сравнению с другими. В диапазоне нагрузок $0,25-0,5 P_{пр}$ осадки нарастают и их приращения имеют тенденцию постоянного роста. Причем клиренс графиков приращений для Ф-2 и Ф-3 практически одинаков, а для Ф-1 приращения начинают замедляться, т.е. осадки растут, но не так быстро. При дальнейшем увеличении нагрузки приращения осадок стабилизируются для Ф-1 и Ф-2, этот факт демонстрируется двумя горизонтальными участками между нагрузками $0,5-0,75P_{пр}$. Для фундамента Ф-3

приращения осадок увеличиваются стабильно вплоть до потери несущей способности основания. С уровня нагрузки $0,75P_{пр}$ до $P_{пр}$ приращения замедляются существенно для фундамента Ф-1, при этом для фундамента Ф-2 приращения осадок остаются практически стабильными (рисунок 2.10 - 2.11).

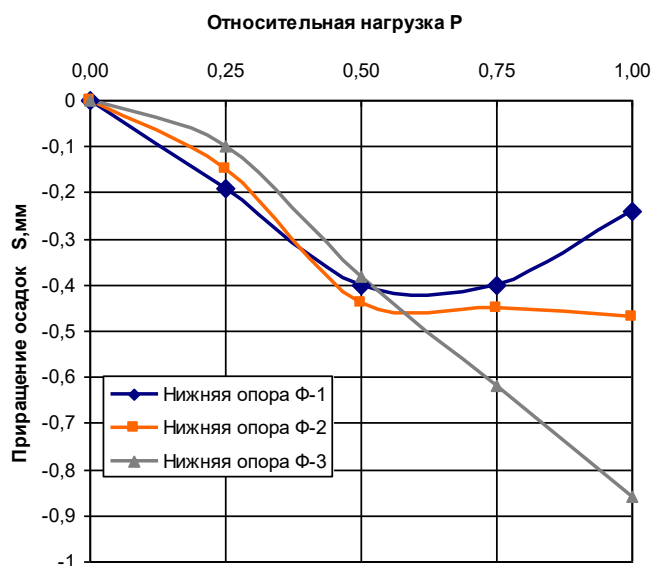


Рисунок 2.10 - График зависимости приращений осадок нижней опоры от нагрузки.

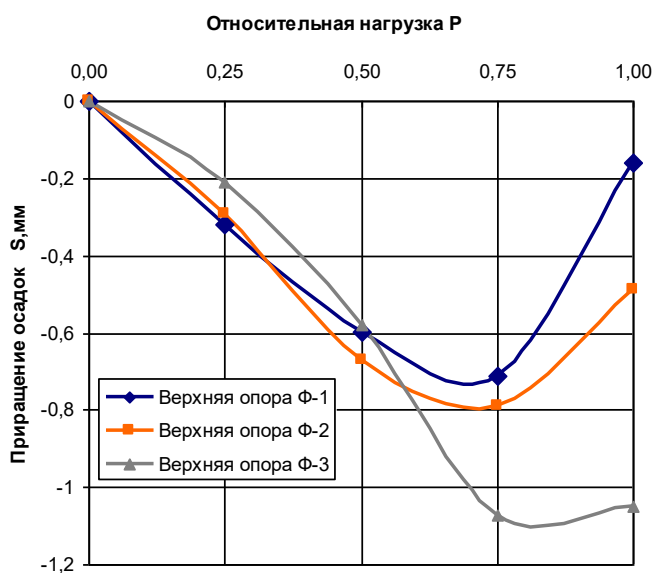


Рисунок 2.11 - График зависимости приращений осадок верхней опоры от нагрузки.

Практически аналогично ведут себя приращения осадок верхних опор. Так до нагрузки $0,5 R_{пр}$ возрастание приращений стабильно и приближается к прямолинейной зависимости для всех типов фундаментов. Для фундамента Ф-3 этот характер изменения приращений осадок сохраняется вплоть до нагрузки равной $0,75 R_{пр}$. Замедление приращений наблюдается для этого фундамента только в диапазоне нагружения $0,75-1 R_{пр}$. И оно практически линейно. Для двух других фундаментов при нагрузке $0,5-0,75 R_{пр}$ приращения замедляются и после $0,75 R_{пр}$ резко уменьшаются.

Также можно отметить, что у штампа Ф-1 появляются различия в осадках опорных сечений практически сразу, когда относительная нагрузка еще не достигла $0,1 \Delta P$ от предельной. Штампы Ф-2 и Ф-3 проявляют неравномерность осадок чуть позже, при этом значительные различия осадок проявляются после достижения относительной нагрузки значений $0,4 - 0,5$ от предельной.

Общей особенностью деформирования всех моделей на горизонтальном основании является то, что осадка первой (ближней к удерживающей конструкции) опоры существенно ниже, чем крайней (наиболее удаленной). Значения осадок средней опоры занимают промежуточные значения. При этом отношения осадок между крайними опорами остаются практически неизменными для всех типов фундаментов. В предельной стадии для всех моделей фундаментов оно составило $S_1 / S_3 = 0,68$.

Эпюры контактных давлений всех моделей фундаментов на горизонтальном основании имеют схожий характер (рисунки 2.12 - 2.14).

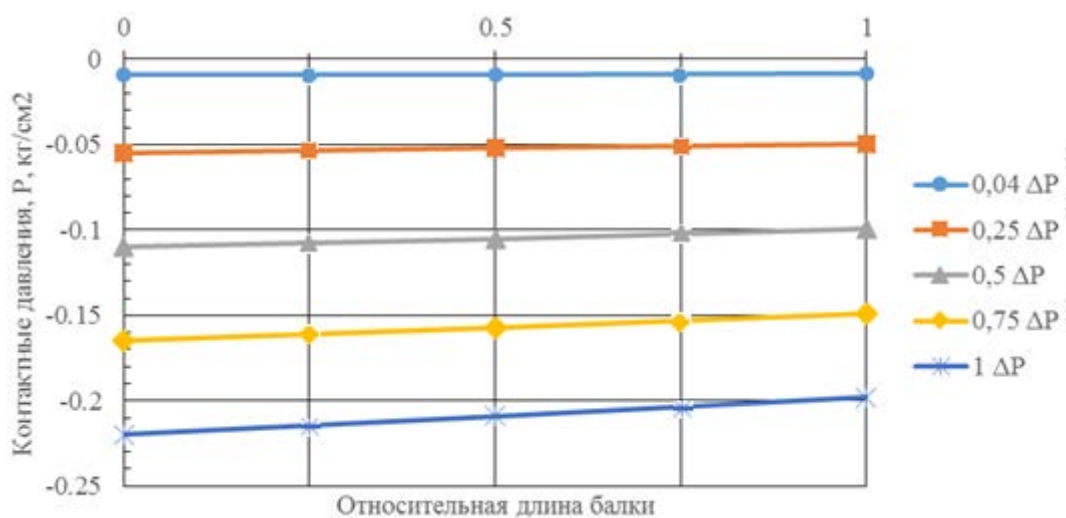


Рисунок 2.12 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-1

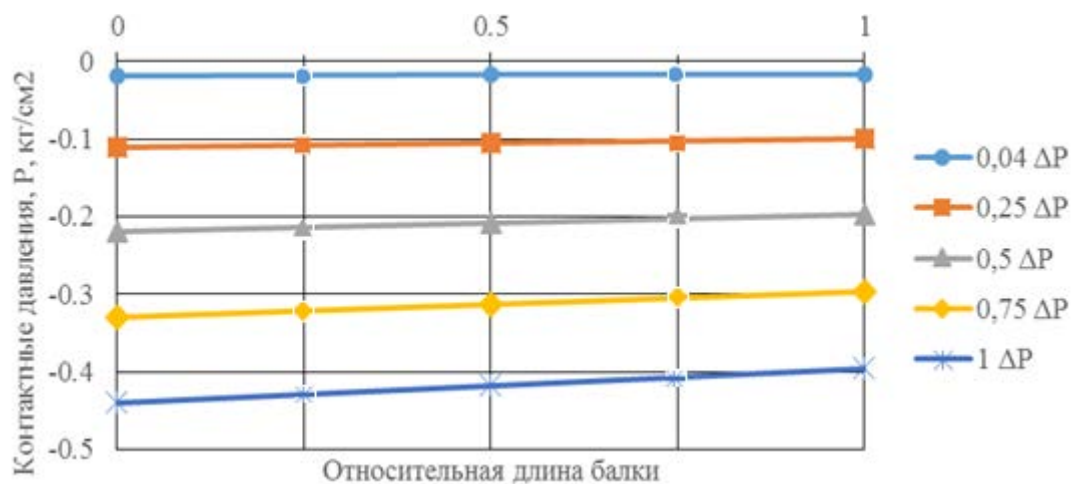


Рисунок 2.13 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-2

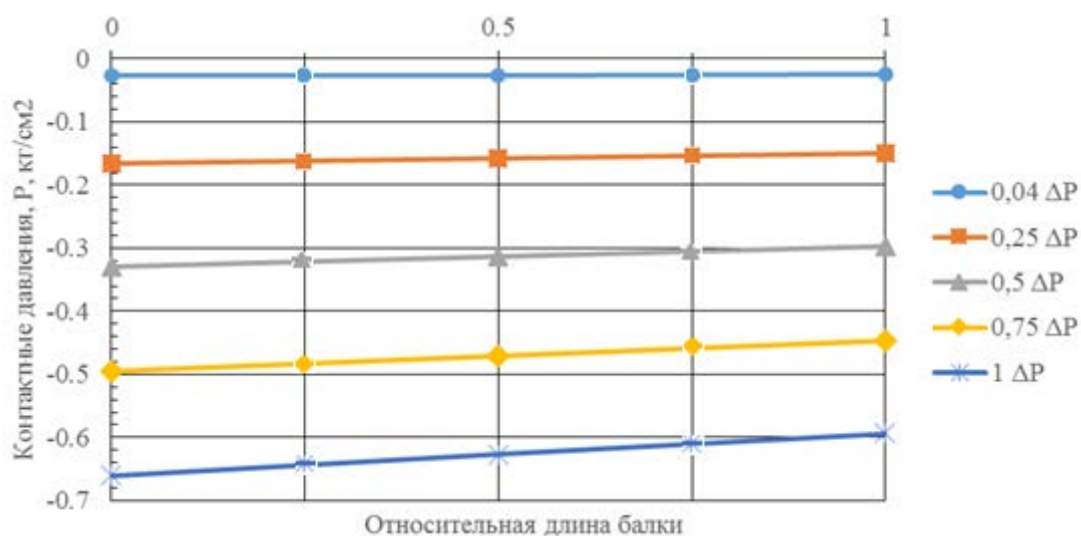


Рисунок 2.14 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-3

Проанализировав графики контактных давлений можно сказать, что их неравномерность начинает проявляться начиная от четверти от предельной нагрузки. После этого этапа в основании всех моделей фундаментов формируется эпюра контактных давлений с увеличением ординат по мере приближения к удерживающей конструкции. Формируется трапецевидная эпюра контактных давлений. В предельном состоянии основания, соотношение контактных давлений под крайними опорами составило $P_1 / P_3 = 1,11$.

Также для каждого эксперимента были найдены расчетные коэффициенты жесткости основания в расчетных сечениях фундамента. Графики их распределения в зависимости от относительной нагрузки ΔP отражены на рисунках 2.15 - 2.17.

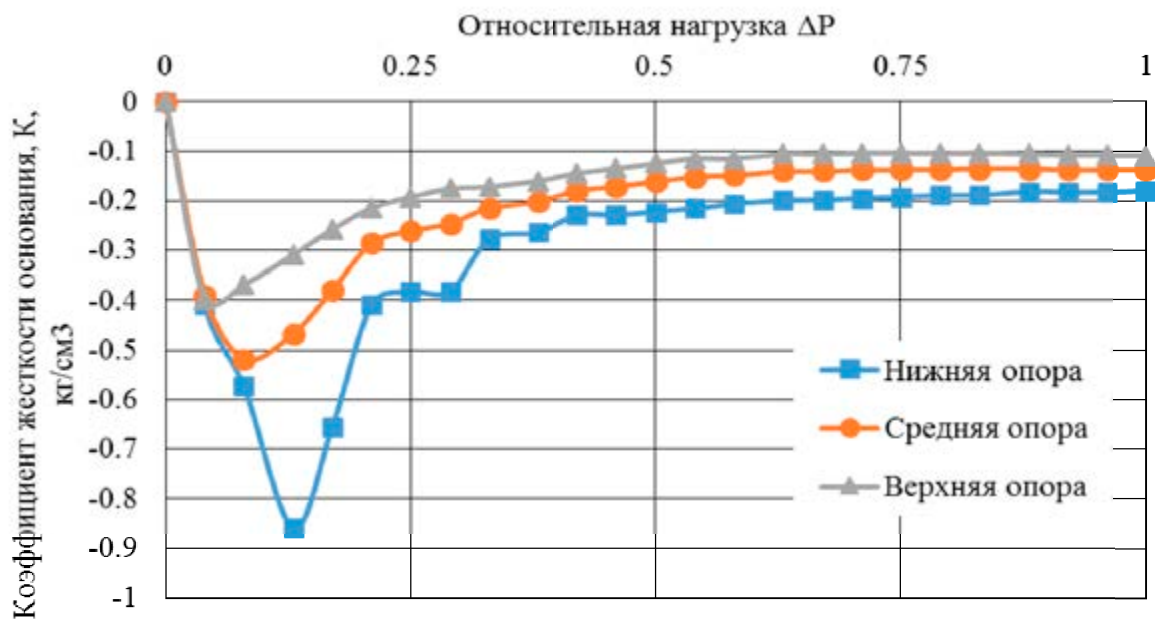


Рисунок 2.15 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-1

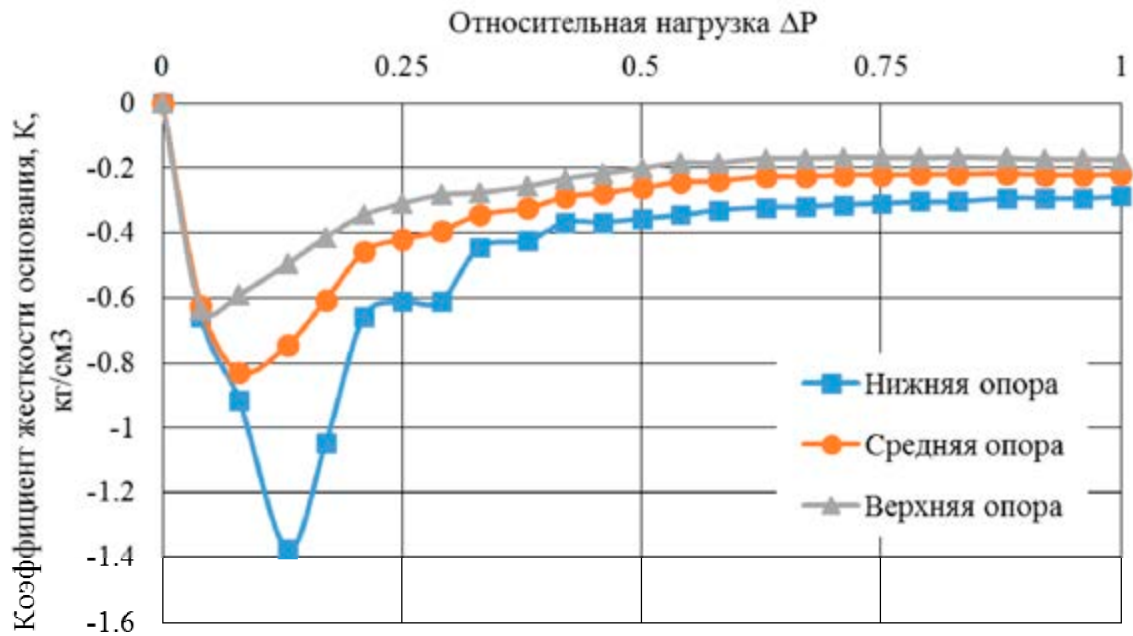


Рисунок 2.16 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-2

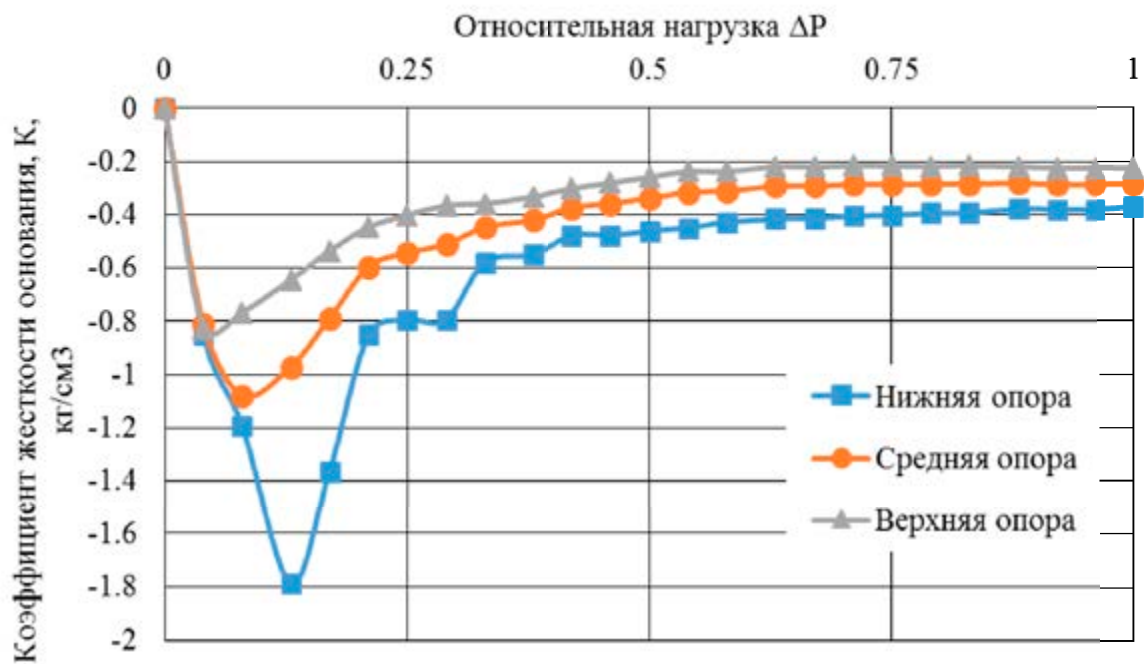


Рисунок 2.17 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-3

Как видно из вышепредставленных графиков, коэффициент жесткости не одинаков по своей величине как под разными опорами, так и в зависимости от

степени нагружения фундаментов. На начальном этапе нагружения он практически линейно возрастает и одинаков для всех опор штампов. При нагрузке около 10 - 15% от предельной отношение коэффициентов жесткости разных опор резко увеличивается, становясь максимальным у ближайшей к удерживающей конструкции опоры и минимальным у наиболее удаленной от нее. После этой нагрузки коэффициенты жесткости начинают резко убывать и после приложения более половины от разрушающей нагрузки практически линейны. При этом график коэффициентов жесткости по своей качественной составляющей практически одинаков для всех моделей перекрестно-балочных фундаментов. Как и в случае с контактными давлениями, значения коэффициентов жесткости увеличиваются по мере приближения к удерживающей конструкции.

Анализируя результаты экспериментов на горизонтальном основании можно отметить основные характерные моменты в поведении испытываемых моделей фундаментов:

1. Зависимость осадок от относительной нагрузки для всех моделей имеют криволинейный характер и отличаются неравномерностью по опорным сечениям штампов. Максимальные значения осадок проявляются у опор, находящихся на наибольшем удалении от удерживающей конструкции. С ростом приложенной нагрузки растут и различия в осадках по длине продольной балки модели. Однако соотношение абсолютных величин осадок на каждой стадии нагружения для всех моделей фундаментов остаются практически неизменными.

2. Контактные давления под подошвой моделей имеют противоположную зависимость и увеличиваются по мере приближения к удерживающей конструкции. Неравномерность эпюр также возрастает с ростом приложенной нагрузки.

3. Изменение коэффициентов жесткости основания имеет криволинейный характер, с резким увеличением в начальной стадии нагружения. Коэффициент жесткости не одинаков и по длине продольной балки фундаментов. Он, как и контактные давления, увеличивается по мере приближения к удерживающей конструкции.

2.6.2 Результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 15^0

Следующей серией экспериментов являлись испытания перекрестно-балочных фундаментов на наклонном основании с углом наклона 15^0 .

Аналогично получены данные осадок и контактных давлений для 3-х моделей фундаментов (таблицы 2.5-2.6).

Таблица 2.5 - Экспериментальные значения контактных давлений под подошвой перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 15^0

Относительная нагрузка ΔP	Контактные давления P , кг/см ²											
	Фундамент Ф-1, 25х25мм				Фундамент Ф-2, 40х30мм				Фундамент Ф-3, 60х30мм			
	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора
0	0	0.000	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0.000
0.04	5	0.010	0.008	0.007	10	0.019	0.017	0.014	15	0.029	0.025	0.021
0.08	10	0.019	0.017	0.014	20	0.039	0.034	0.029	30	0.058	0.050	0.043
0.12	15	0.029	0.025	0.021	30	0.058	0.050	0.043	45	0.087	0.076	0.064
0.15	20	0.039	0.034	0.029	40	0.077	0.067	0.057	60	0.116	0.101	0.086
0.19	25	0.048	0.042	0.036	50	0.096	0.084	0.072	75	0.145	0.126	0.107
0.23	30	0.058	0.050	0.043	60	0.116	0.101	0.086	90	0.173	0.151	0.129
0.27	35	0.067	0.059	0.050	70	0.135	0.118	0.100	105	0.202	0.176	0.150
0.31	40	0.077	0.067	0.057	80	0.154	0.134	0.114	120	0.231	0.201	0.172
0.35	45	0.087	0.076	0.064	90	0.173	0.151	0.129	135	0.260	0.227	0.193
0.38	50	0.096	0.084	0.072	100	0.193	0.168	0.143	150	0.289	0.252	0.215
0.42	55	0.106	0.092	0.079	110	0.212	0.185	0.157	165	0.318	0.277	0.236
0.46	60	0.116	0.101	0.086	120	0.231	0.201	0.172	180	0.347	0.302	0.257
0.5	65	0.125	0.109	0.093	130	0.251	0.218	0.186	195	0.376	0.327	0.279
0.54	70	0.135	0.118	0.100	140	0.270	0.235	0.200	210	0.405	0.353	0.300
0.58	75	0.145	0.126	0.107	150	0.289	0.252	0.215	225	0.434	0.378	0.322
0.62	80	0.154	0.134	0.114	160	0.308	0.269	0.229	240	0.462	0.403	0.343
0.65	85	0.164	0.143	0.122	170	0.328	0.285	0.243	255	0.491	0.428	0.365
0.69	90	0.173	0.151	0.129	180	0.347	0.302	0.257	270	0.520	0.453	0.386
0.73	95	0.183	0.159	0.136	190	0.366	0.319	0.272	285	0.549	0.478	0.408
0.77	100	0.193	0.168	0.143	200	0.385	0.336	0.286	300	0.578	0.504	0.429
0.81	105	0.202	0.176	0.150	210	0.405	0.353	0.300	315	0.607	0.529	0.451
0.85	110	0.212	0.185	0.157	220	0.424	0.369	0.315	330	0.636	0.554	0.472
0.88	115	0.222	0.193	0.165	230	0.443	0.386	0.329	345	0.665	0.579	0.494
0.92	120	0.231	0.201	0.172	240	0.462	0.403	0.343	360	0.694	0.604	0.515
0.96	125	0.236	0.205	0.175	250	0.473	0.411	0.349	375	0.709	0.616	0.524
1	130	0.241	0.210	0.178	260	0.483	0.419	0.355	390	0.724	0.629	0.533

Таблица 2.6 - Экспериментальные значения осадок перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 15^0

Относительная нагрузка ΔP	Осадка, мм											
	Фундамент Ф-1, 25х25мм				Фундамент Ф-2, 40х30мм				Фундамент Ф-3, 60х30мм			
	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
0.04	5	-0.02	-0.02	-0.02	10	-0.02	-0.02	-0.02	15	-0.03	-0.03	-0.03
0.08	10	-0.03	-0.03	-0.04	20	-0.04	-0.04	-0.05	30	-0.05	-0.05	-0.07
0.12	15	-0.03	-0.05	-0.06	30	-0.04	-0.06	-0.08	45	-0.05	-0.07	-0.10
0.15	20	-0.04	-0.08	-0.12	40	-0.06	-0.11	-0.16	60	-0.07	-0.14	-0.20
0.19	25	-0.08	-0.12	-0.16	50	-0.10	-0.15	-0.21	75	-0.13	-0.20	-0.27
0.23	30	-0.11	-0.16	-0.21	60	-0.14	-0.20	-0.26	90	-0.18	-0.26	-0.34
0.27	35	-0.14	-0.19	-0.26	70	-0.18	-0.24	-0.33	105	-0.23	-0.32	-0.43
0.31	40	-0.18	-0.24	-0.30	80	-0.23	-0.30	-0.38	120	-0.29	-0.39	-0.49
0.35	45	-0.21	-0.29	-0.37	90	-0.27	-0.36	-0.46	135	-0.34	-0.47	-0.60
0.38	50	-0.26	-0.35	-0.44	100	-0.33	-0.44	-0.56	150	-0.43	-0.58	-0.72
0.42	55	-0.29	-0.41	-0.50	110	-0.36	-0.51	-0.63	165	-0.47	-0.66	-0.81
0.46	60	-0.33	-0.47	-0.56	120	-0.41	-0.59	-0.70	180	-0.53	-0.77	-0.91
0.5	65	-0.36	-0.52	-0.64	130	-0.46	-0.65	-0.80	195	-0.59	-0.84	-1.03
0.54	70	-0.42	-0.58	-0.71	140	-0.52	-0.72	-0.89	210	-0.68	-0.94	-1.16
0.58	75	-0.46	-0.62	-0.78	150	-0.58	-0.78	-0.98	225	-0.75	-1.01	-1.27
0.62	80	-0.51	-0.67	-0.89	160	-0.64	-0.84	-1.12	240	-0.83	-1.09	-1.45
0.65	85	-0.56	-0.72	-0.98	170	-0.71	-0.90	-1.22	255	-0.92	-1.16	-1.59
0.69	90	-0.62	-0.78	-1.06	180	-0.78	-0.98	-1.33	270	-1.01	-1.27	-1.73
0.73	95	-0.68	-0.82	-1.18	190	-0.85	-1.03	-1.48	285	-1.10	-1.33	-1.92
0.77	100	-0.73	-0.89	-1.26	200	-0.91	-1.11	-1.58	300	-1.18	-1.44	-2.05
0.81	105	-0.80	-1.00	-1.36	210	-1.00	-1.25	-1.70	315	-1.30	-1.63	-2.21
0.85	110	-0.86	-1.10	-1.46	220	-1.07	-1.38	-1.82	330	-1.39	-1.79	-2.37
0.88	115	-0.96	-1.22	-1.58	230	-1.20	-1.52	-1.98	345	-1.55	-1.98	-2.57
0.92	120	-1.02	-1.36	-1.77	240	-1.28	-1.70	-2.21	360	-1.66	-2.21	-2.87
0.96	125	-1.08	-1.45	-1.91	250	-1.35	-1.81	-2.39	375	-1.76	-2.35	-3.11
1	130	-1.15	-1.58	-2.04	260	-1.44	-1.97	-2.55	390	-1.87	-2.56	-3.32

На основании этих данных были построены графики зависимости осадок от относительной нагрузки (рисунки 2.18 - 2.20)

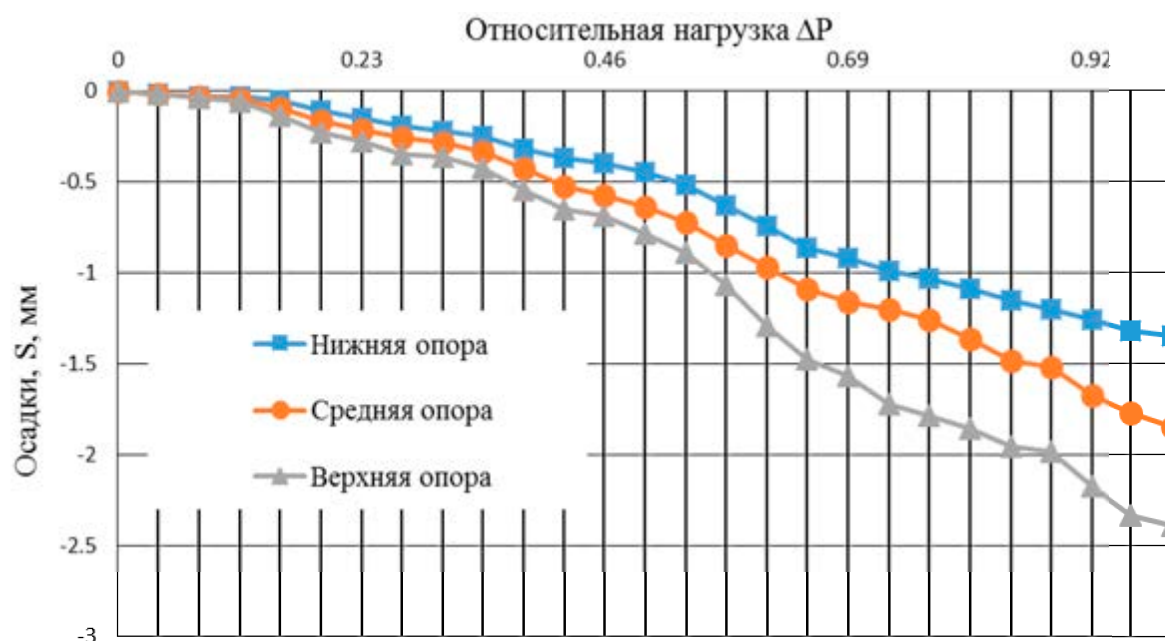


Рисунок 2.18 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-1 (угол наклона 15°)

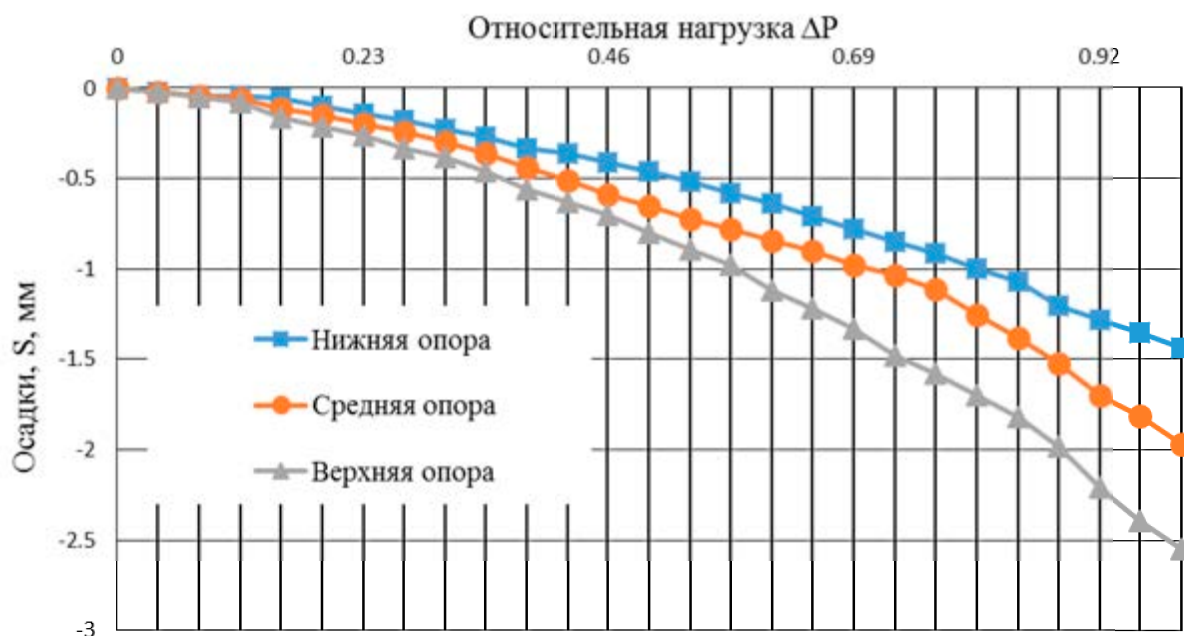


Рисунок 2.19 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-2 (угол наклона 15°)

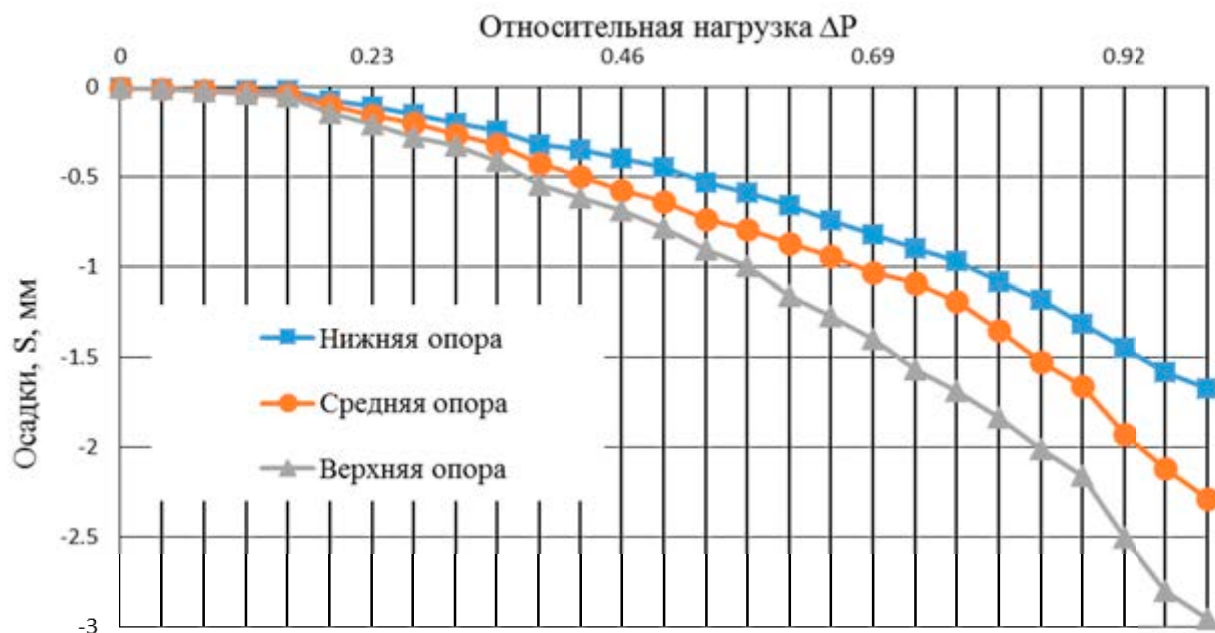


Рисунок 2.20 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-3 (угол наклона 15°)

Предельная нагрузка на штампы при $\alpha=15^\circ$ составила соответственно $P_n = 130$ кг при ширине фундаментной балки $b = 25$ мм, $P_n = 260$ кг при $b = 40$ мм и $P_n = 390$ кг при $b = 60$ мм. Величина нагружения на каждой ступени ΔP менялась от 5 кг до 15 кг в зависимости от ширины фундамента. Таким образом, нагрузка на фундамент в зависимости от его ширины растет практически линейно (рисунок 2.21). При увеличении ширины подошвы b 2,4 раза нагрузка P увеличилась 3 раза.



Рисунок 2.21 - График зависимости нагрузки на фундамент от ширины подошвы при $\alpha=15^\circ$.

Анализ изменения осадок S ведется для нагрузки выраженной в долях от предельной нагрузки на модель фундамента $\Delta P = 0,04; 0,25; 0,5; 1 P_{\text{п}}$.

При начальном уровне нагрузки $\Delta P = 0,04 P_{\text{п}}$ абсолютные осадки опорных сечений фундамента практически не отличаются друг от друга. Соотношение между осадками $\frac{S_1}{S_3}$ равно 1.

При дальнейшем увеличении нагрузки до $1 P_{\text{п}}$ соотношение $\frac{S_1}{S_3}$ уменьшается с 1 до 0,52 при $\Delta P = 0,25$, а затем возрастает до 0,56 при $\Delta P = 1$. Эта тенденция наблюдается вне зависимости от характеристик фундамента для всех моделей.

Соотношения осадок одних и тех же опор различных фундаментов является величиной стабильной. Так соотношение $\frac{S_{1\phi-1}}{S_{1\phi-3}}; \frac{S_{1\phi-1}}{S_{1\phi-2}}; \frac{S_{1\phi-2}}{S_{1\phi-3}}$ для нижней опоры остается стабильным и равным (0,77-0,78) в зависимости от нагрузки и ширины фундамента вплоть до разрушения основания. Эта явление наблюдается и для верхней опоры. Для нее соотношение $\frac{S_{3\phi-1}}{S_{3\phi-3}}; \frac{S_{3\phi-1}}{S_{3\phi-2}}; \frac{S_{3\phi-2}}{S_{3\phi-3}}$ также изменяется в пределах (0,8- 0,78) при нагрузке 0,25; 0,5; 0,75; $1 P_{\text{п}}$.

Графики зависимости приращения осадок для нижней опоры от нагрузки испытуемых моделей при нагружении имеют практически одинаковый характер. Форма графиков практически одинакова. Они отличаются только количественными характеристиками. До нагрузки $0,25 P_{\text{п}}$ наибольший прирост приращений проявляется у фундамента Ф-3 в среднем практически 0,15 мм, при этом у фундамента Ф-1 этот прирост составляет всего 0,09 мм. Т.е. осадки на начальном этапе растут быстрее в 2 раза у фундамента Ф-3, чем у Ф-1. В диапазоне нагрузок 0,25-0,5 $P_{\text{п}}$ осадки нарастают и их приращения имеют тенденцию постоянного роста. Причем клиренс графиков приращений для Ф-1, Ф-2, и Ф-3 практически одинаков. При дальнейшем увеличении нагрузки 0,5-0,75 $P_{\text{п}}$ для всех моделей фундаментов при наклоне основания в 15° приращения осадок продолжают расти с некоторым замедлением. С нагрузки 0,75 $P_{\text{п}}$ приращения

возрастают без всякого замедления вплоть до предельного состояния (рисунок 2.22 - 2.23).

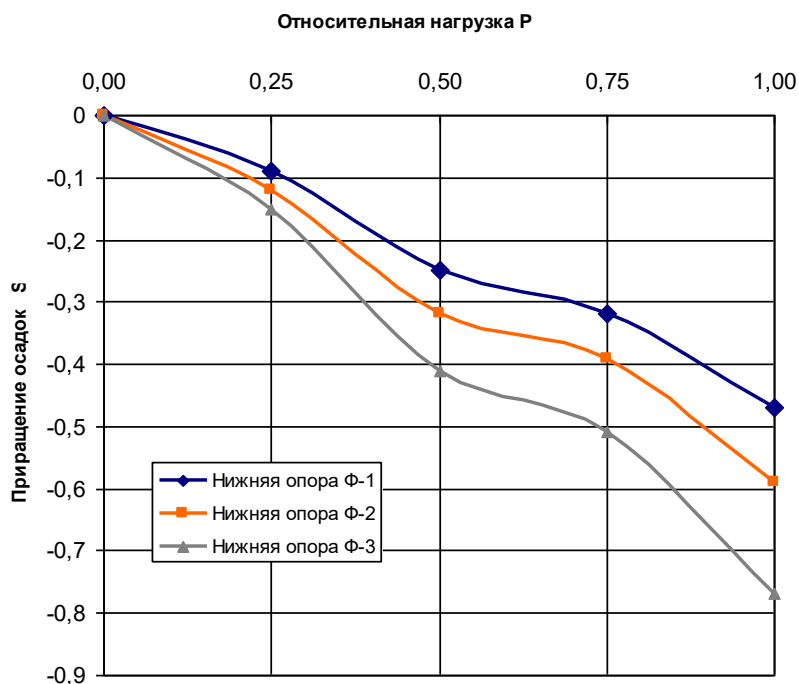


Рисунок 2.22 - График зависимости приращений осадков нижней опоры от нагрузки.

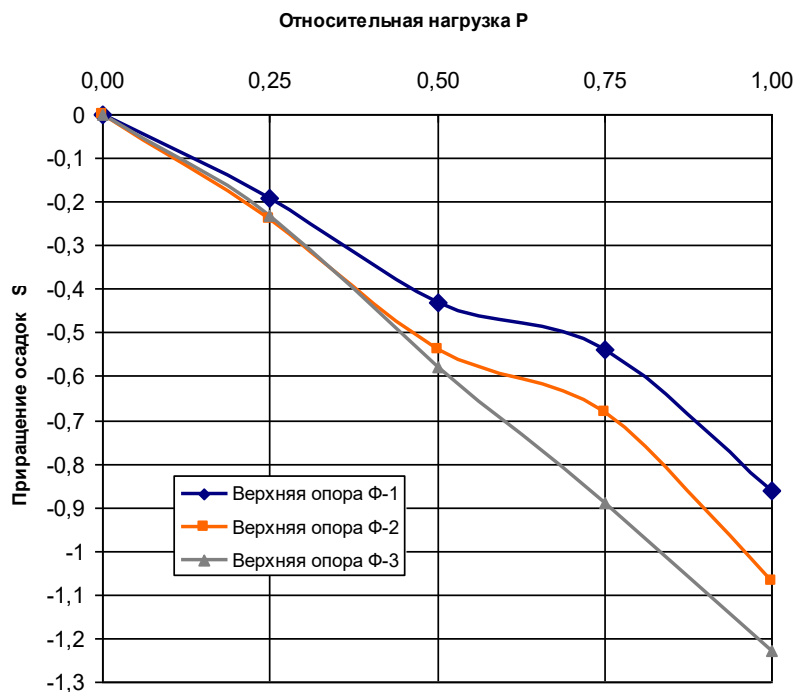


Рисунок 2.23 - График зависимости приращений осадков верхней опоры от нагрузки.

Практически аналогично ведут себя приращения осадков верхних опор.

Так до нагрузки $0,5 P_{пр}$ возрастание приращений стабильно и приближается к прямолинейной зависимости для всех типов фундаментов. Для фундамента Ф-3 этот характер изменения приращений осадок сохраняется вплоть до нагрузки равной $P_{пр}$. Замедление приращений наблюдается для фундаментов Ф-1 и Ф-2 только в диапазоне нагружения $0,5-0,75 P_{пр}$. И оно практически линейно. При нагрузке $0,75-1 P_{пр}$ приращения опять возрастают и такое состояние сохраняется до разрушения.

При увеличении угла наклона основания до 15^0 характер осадок меняется. При этом у всех моделей отмечается уменьшение абсолютных осадок у удерживающей конструкции, и увеличение осадок под верхней опорой.

Аналогично экспериментам на горизонтальном основании различие осадок под разными опорами начинает явно проявляться при достижении уровня нагрузки около 25% от предельной. С ростом нагрузки растет и неравномерность осадок по длине испытываемых моделей. Максимальное соотношение осадок достигается в стадии разрушения и равно 0,55. Также можно отметить, что при достижении нагрузки более 90% от разрушающей осадка опоры, находящейся непосредственно рядом с удерживающей конструкцией начинает замедляться, при этом осадки других опор продолжают расти.

Также возрастает разница в величинах контактных давлений под противоположными опорами штампа (рисунки 2.24 - 2.26).

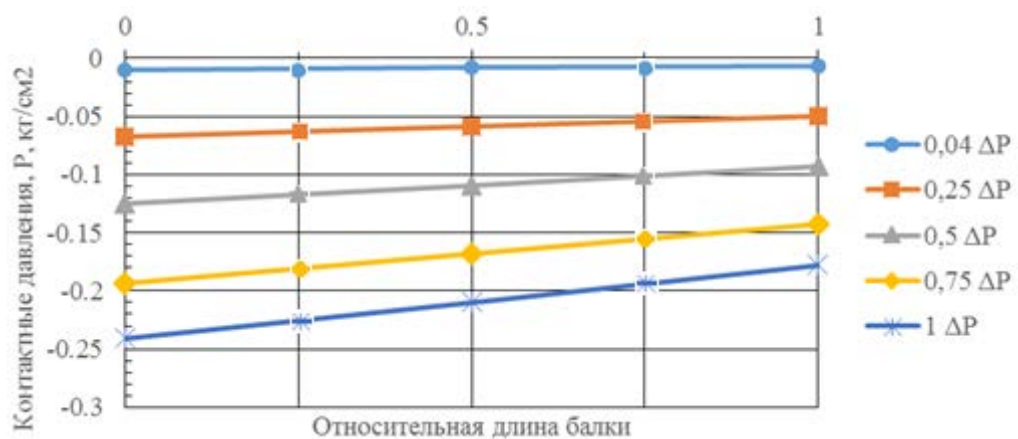


Рисунок 2.24 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-1 (угол наклона 15^0)

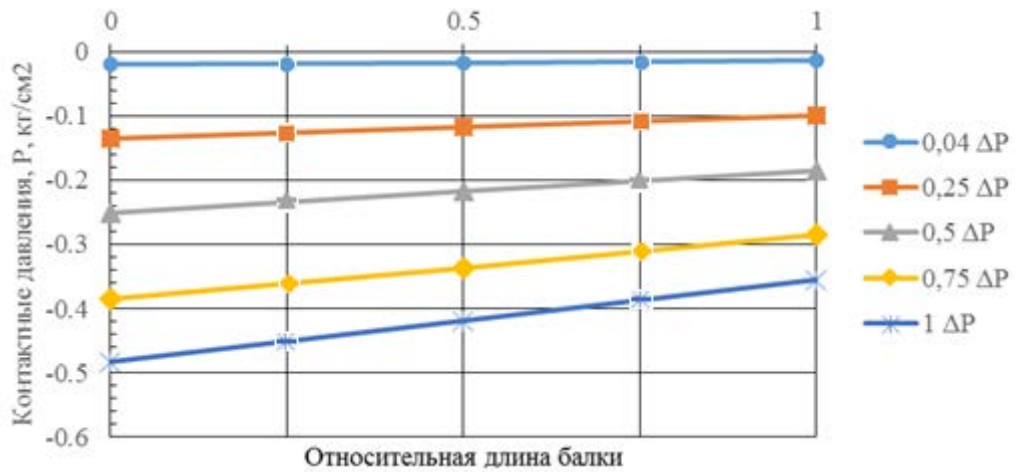


Рисунок 2.25 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-2 (угол наклона 15°)

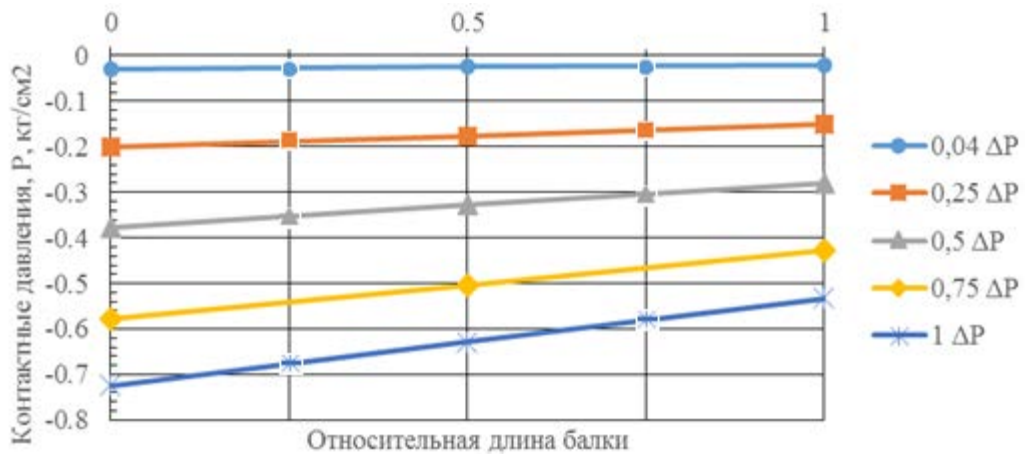


Рисунок 2.26 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-3 (угол наклона 15°)

Анализируя данные графики, можно отметить, что с увеличением угла наклона основания изменяются и эпюры контактных давлений под подошвой всех моделей фундаментов. Неравномерность значений контактных давлений, проявляющаяся еще на горизонтальном основании, растет. При достижении всего четверти от предельной нагрузки уже заметно увеличение контактных давлений по направлению к основанию склона. С ростом нагрузки отношения давлений в основании увеличивается и в предельной стадии становится равным $P_1/P_3 = 1,35$. Это уже явно выраженная неравномерная трапецевидная эпюра контактных давлений.

Для каждого эксперимента были найдены расчетные коэффициенты жесткости основания в расчетных сечениях фундамента. Графики их распределения в зависимости от относительной нагрузки ΔP отражены на рисунках 2.27 - 2.29.

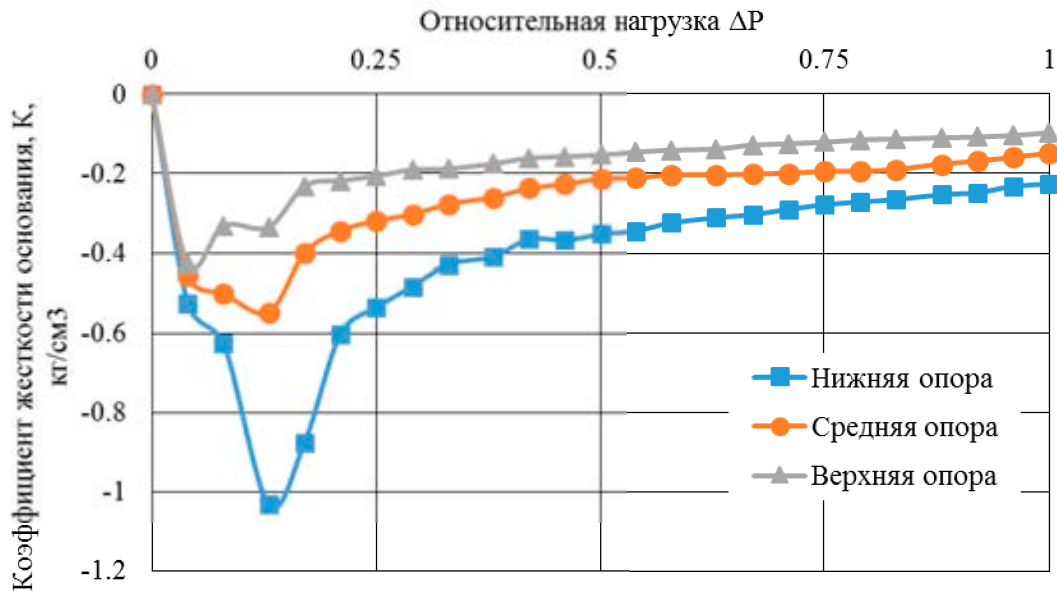


Рисунок 2.27 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-1 (угол наклона 15°)

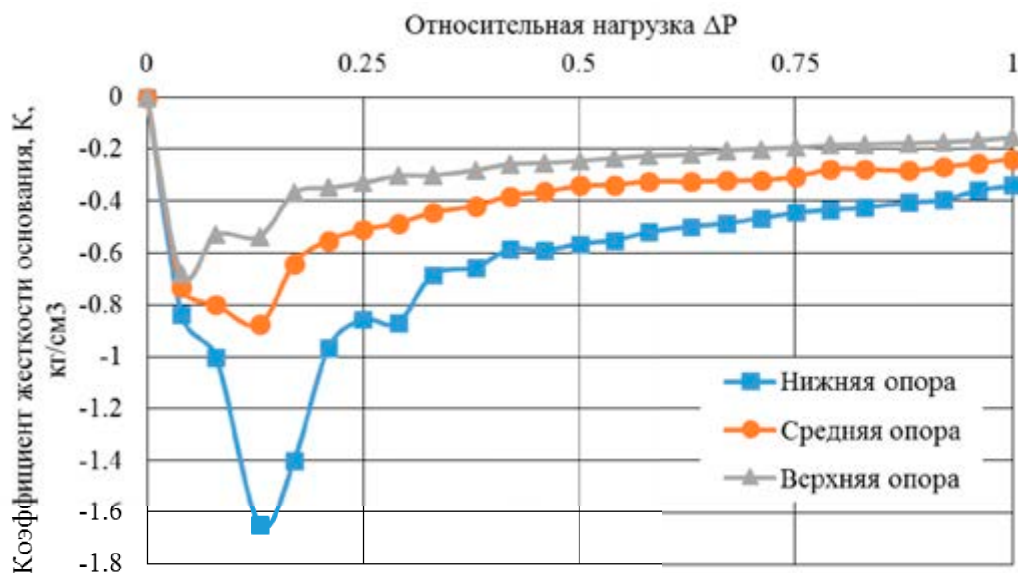


Рисунок 2.28 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-1 (угол наклона 15°)

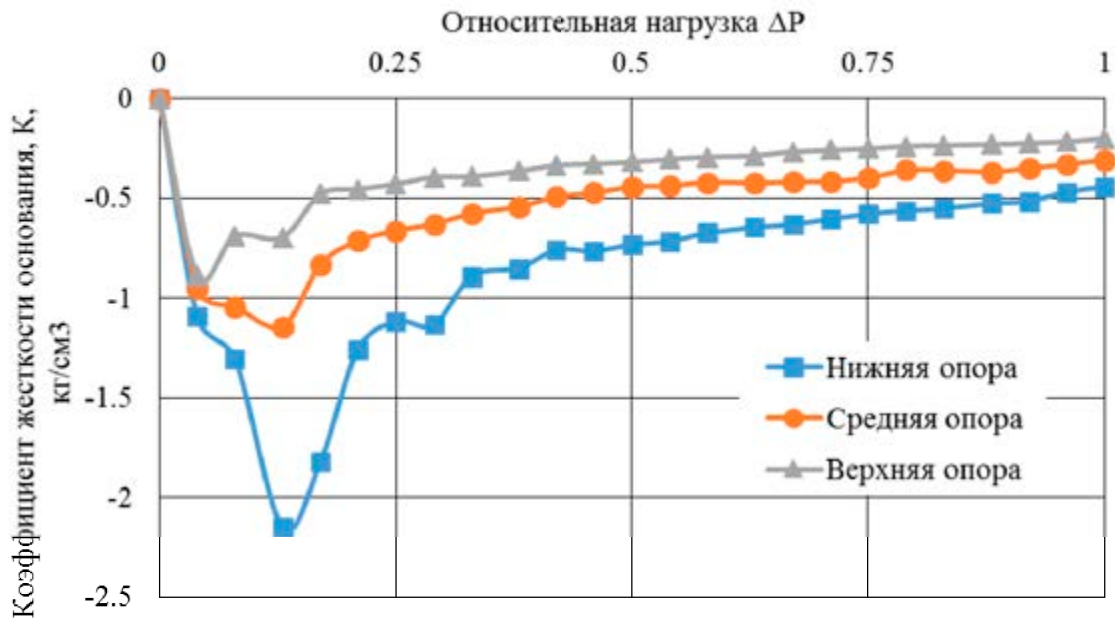


Рисунок 2.29 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-1 (угол наклона 15°)

Результаты испытаний показывают, что аналогично опытам на горизонтальном основании при незначительном уровне внешнего нагружения в опытах коэффициенты жесткости практически равны между собой. Соотношение крайних значений в этом случае составляет 1,03. Однако, расхождение графиков коэффициентов жесткости под каждой из опор происходит немного ранее и более выражено. При увеличении угла наклона основания до 15° неравномерность коэффициентов жесткости основания достигает $K_1/K_2=1,23$. Данные соотношения практически одинаковы для всех моделей фундаментов.

Основные выводы по проведенным экспериментам на основании с углом наклона 15° :

1. При наклоне основания в 15° неравномерность осадок для всех моделей немного уменьшается. При этом отмечается рост осадок у верхних по отношению к удерживающей конструкции опор и уменьшение у нижних.

2. Контактные давления под подошвой моделей продолжают изменять свою форму до трапецевидной с максимальными ординатами у основания склона. Соотношение контактных давлений под нижней и верхней опорой растет.

3. Изменение коэффициентов жесткости по сравнению с экспериментами на горизонтальном основании происходит несколько раньше и резче. Он, как и контактные давления, заметно увеличивается по мере приближения к удерживающей конструкции.

2.6.3 Результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 30^0

Аналогично проведя эксперименты с моделями фундаментов на основании с углом наклона 30^0 получили значения осадок и контактных давлений под подошвой (таблицы 2.7 - 2.8)

Таблица 2.7 - Экспериментальные значения контактных давлений под подошвой перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 30°

Относительная нагрузка ΔP	Контактные давления P , кг/см ²											
	Фундамент Ф-1, 25х25мм				Фундамент Ф-2, 40х30мм				Фундамент Ф-3, 60х30мм			
	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0.000
0.03	5	0.010	0.008	0.006	10	0.020	0.016	0.012	15	0.030	0.024	0.018
0.06	10	0.020	0.016	0.012	20	0.040	0.032	0.024	30	0.061	0.048	0.036
0.09	15	0.030	0.024	0.018	30	0.061	0.049	0.036	45	0.091	0.073	0.054
0.13	20	0.040	0.032	0.024	40	0.081	0.065	0.048	60	0.121	0.097	0.073
0.16	25	0.051	0.040	0.030	50	0.101	0.081	0.061	75	0.152	0.121	0.091
0.19	30	0.061	0.048	0.036	60	0.121	0.097	0.073	90	0.182	0.145	0.109
0.22	35	0.071	0.057	0.042	70	0.141	0.113	0.085	105	0.212	0.170	0.127
0.25	40	0.081	0.065	0.048	80	0.162	0.129	0.097	120	0.243	0.194	0.145
0.28	45	0.091	0.073	0.055	90	0.182	0.145	0.109	135	0.273	0.218	0.164
0.31	50	0.101	0.081	0.061	100	0.202	0.162	0.121	150	0.303	0.242	0.182
0.34	55	0.111	0.089	0.067	110	0.222	0.178	0.133	165	0.333	0.267	0.200
0.38	60	0.121	0.097	0.073	120	0.243	0.194	0.145	180	0.364	0.291	0.218
0.41	65	0.131	0.105	0.079	130	0.263	0.210	0.157	195	0.394	0.315	0.236
0.44	70	0.141	0.113	0.085	140	0.283	0.226	0.170	210	0.424	0.339	0.254
0.47	75	0.152	0.121	0.091	150	0.303	0.242	0.182	225	0.455	0.364	0.272
0.5	80	0.162	0.129	0.097	160	0.323	0.259	0.194	240	0.485	0.388	0.291
0.53	85	0.172	0.137	0.103	170	0.344	0.275	0.206	255	0.515	0.412	0.309
0.56	90	0.182	0.145	0.109	180	0.364	0.291	0.218	270	0.546	0.436	0.327
0.59	95	0.192	0.154	0.115	190	0.384	0.307	0.230	285	0.576	0.461	0.345
0.63	100	0.202	0.162	0.121	200	0.404	0.323	0.242	300	0.606	0.485	0.363
0.66	105	0.212	0.170	0.127	210	0.424	0.339	0.254	315	0.636	0.509	0.381
0.69	110	0.222	0.178	0.133	220	0.445	0.356	0.266	330	0.667	0.533	0.400
0.72	115	0.232	0.186	0.139	230	0.465	0.372	0.279	345	0.697	0.557	0.418
0.75	120	0.243	0.194	0.145	240	0.485	0.388	0.291	360	0.728	0.582	0.436
0.78	125	0.253	0.202	0.151	250	0.505	0.404	0.303	375	0.758	0.606	0.454

Продолжение таблицы 2.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0.81	130	0.263	0.210	0.157	260	0.525	0.420	0.315	390	0.788	0.630	0.472
0.84	135	0.273	0.218	0.164	270	0.546	0.436	0.327	405	0.818	0.654	0.491
0.88	140	0.283	0.226	0.170	280	0.566	0.452	0.339	420	0.849	0.679	0.509
0.91	145	0.293	0.234	0.176	290	0.586	0.469	0.351	435	0.879	0.703	0.527
0.94	150	0.303	0.242	0.182	300	0.606	0.485	0.363	450	0.909	0.727	0.545
0.97	155	0.313	0.250	0.188	310	0.626	0.501	0.375	465	0.940	0.751	0.563
1	160	0.323	0.259	0.194	320	0.647	0.517	0.388	480	0.970	0.776	0.581

Таблица 2.8 - Экспериментальные значения осадок перекрестно-балочных фундаментов на основании с углом наклона 30^0

Относительная нагрузка ΔP	Осадка, мм											
	Фундамент Ф-1, 25x25мм				Фундамент Ф-2, 40x30мм				Фундамент Ф-3, 60x30мм			
	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора	Нагрузка, кг	Нижняя опора	Средняя опора	Верхняя опора
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
0.03	5	-0.01	-0.01	-0.01	10	-0.02	-0.02	-0.02	15	-0.02	-0.02	-0.02
0.06	10	-0.03	-0.03	-0.04	20	-0.04	-0.04	-0.05	30	-0.05	-0.05	-0.07
0.09	15	-0.02	-0.04	-0.05	30	-0.03	-0.05	-0.06	45	-0.04	-0.06	-0.08
0.13	20	-0.03	-0.08	-0.12	40	-0.04	-0.10	-0.15	60	-0.05	-0.12	-0.20
0.16	25	-0.05	-0.09	-0.14	50	-0.06	-0.12	-0.17	75	-0.08	-0.15	-0.22
0.19	30	-0.07	-0.12	-0.16	60	-0.09	-0.15	-0.20	90	-0.12	-0.19	-0.26
0.22	35	-0.08	-0.14	-0.20	70	-0.10	-0.18	-0.25	105	-0.13	-0.23	-0.33
0.25	40	-0.10	-0.16	-0.22	80	-0.12	-0.20	-0.28	120	-0.16	-0.26	-0.36
0.28	45	-0.11	-0.19	-0.27	90	-0.14	-0.24	-0.34	135	-0.18	-0.31	-0.44
0.31	50	-0.13	-0.22	-0.32	100	-0.16	-0.28	-0.40	150	-0.21	-0.36	-0.52
0.34	55	-0.14	-0.26	-0.38	110	-0.17	-0.32	-0.47	165	-0.22	-0.42	-0.61
0.38	60	-0.16	-0.30	-0.44	120	-0.20	-0.38	-0.55	180	-0.26	-0.49	-0.72
0.41	65	-0.18	-0.32	-0.47	130	-0.22	-0.41	-0.59	195	-0.29	-0.53	-0.77
0.44	70	-0.21	-0.37	-0.54	140	-0.26	-0.47	-0.67	210	-0.34	-0.60	-0.87

Продолжение таблицы 2.8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0.47	75	-0.24	-0.40	-0.56	150	-0.30	-0.50	-0.70	225	-0.39	-0.65	-0.91
0.5	80	-0.28	-0.45	-0.62	160	-0.35	-0.57	-0.78	240	-0.46	-0.73	-1.01
0.53	85	-0.33	-0.50	-0.68	170	-0.41	-0.63	-0.85	255	-0.53	-0.82	-1.11
0.56	90	-0.39	-0.55	-0.71	180	-0.49	-0.69	-0.89	270	-0.64	-0.90	-1.16
0.59	95	-0.43	-0.61	-0.79	190	-0.54	-0.77	-0.99	285	-0.70	-0.99	-1.29
0.63	100	-0.49	-0.66	-0.84	200	-0.61	-0.83	-1.05	300	-0.79	-1.08	-1.37
0.66	105	-0.54	-0.71	-0.88	210	-0.68	-0.89	-1.10	315	-0.88	-1.16	-1.43
0.69	110	-0.61	-0.78	-0.99	220	-0.76	-0.97	-1.18	330	-0.99	-1.26	-1.53
0.72	115	-0.65	-0.85	-1.06	230	-0.81	-1.07	-1.32	345	-1.05	-1.38	-1.72
0.75	120	-0.69	-0.92	-1.16	240	-0.86	-1.16	-1.45	360	-1.12	-1.50	-1.89
0.78	125	-0.74	-1.02	-1.31	250	-0.92	-1.28	-1.64	375	-1.20	-1.66	-2.13
0.81	130	-0.78	-1.10	-1.42	260	-0.97	-1.37	-1.77	390	-1.26	-1.78	-2.30
0.84	135	-0.80	-1.17	-1.54	270	-1.00	-1.47	-1.93	405	-1.30	-1.90	-2.51
0.88	140	-0.87	-1.28	-1.69	280	-1.09	-1.60	-2.11	420	-1.42	-2.08	-2.74
0.91	145	-0.90	-1.38	-1.85	290	-1.13	-1.72	-2.31	435	-1.47	-2.24	-3.00
0.94	150	-0.93	-1.44	-1.94	300	-1.16	-1.80	-2.43	450	-1.51	-2.33	-3.16
0.97	155	-0.94	-1.53	-2.12	310	-1.18	-1.92	-2.65	465	-1.53	-2.49	-3.45
1	160	-0.96	-1.60	-2.23	320	-1.20	-2.00	-2.79	480	-1.56	-2.59	-3.63

Построены графики зависимости осадок от относительной нагрузки (рисунки 2.30-2.32).

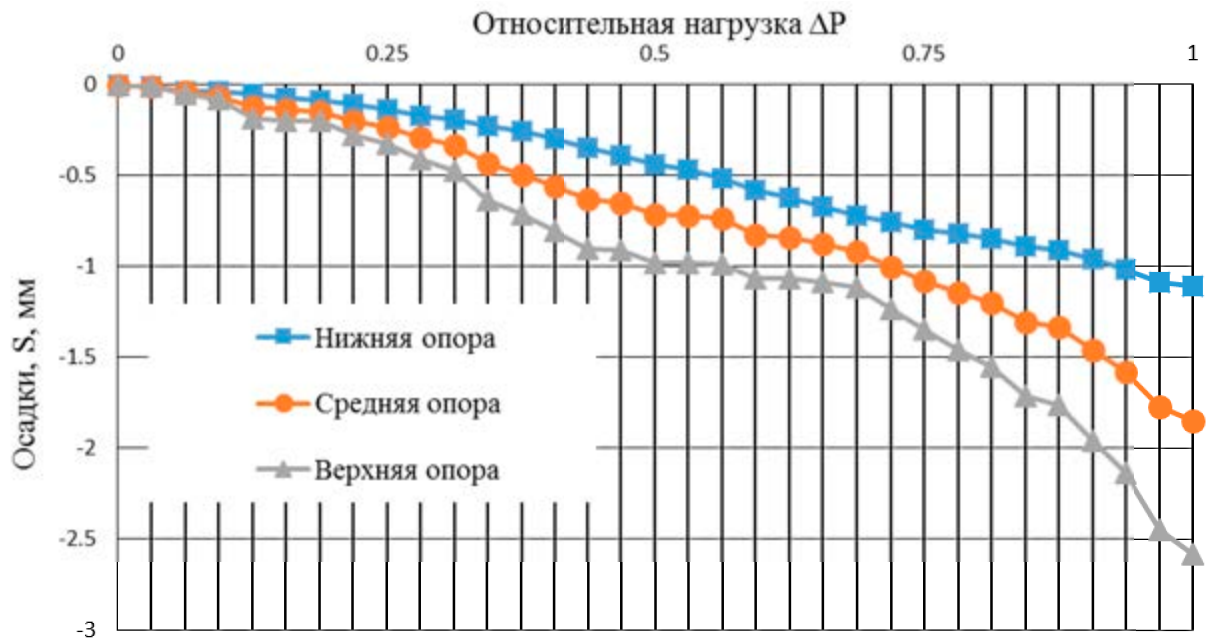


Рисунок 2.30 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-1 (угол наклона 30°)

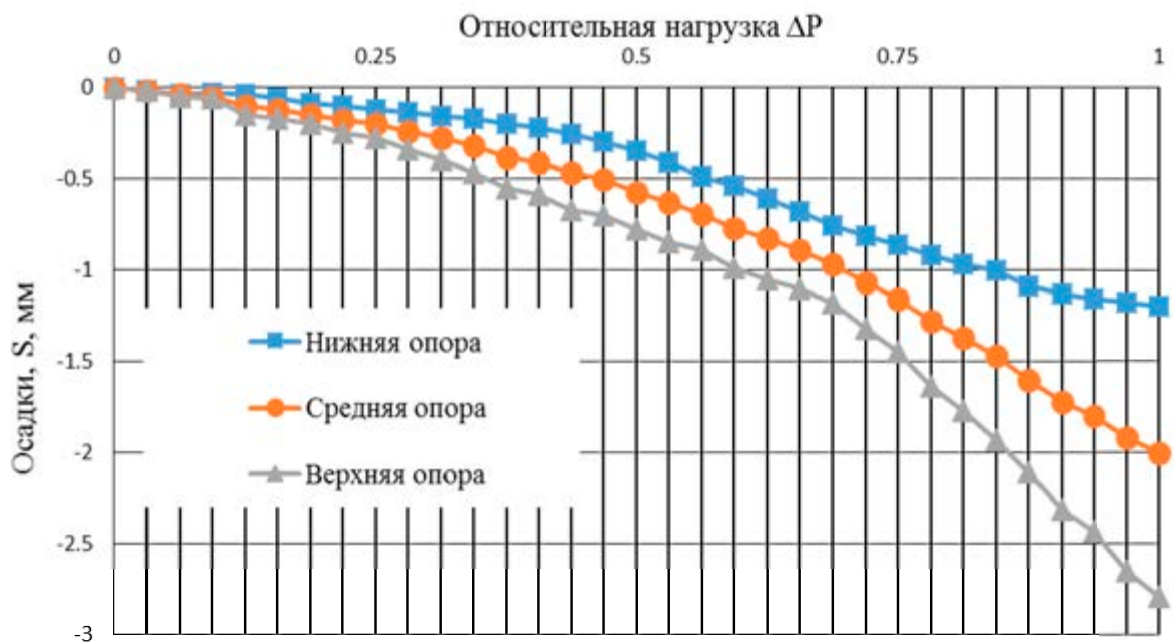


Рисунок 2.31 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-2 (угол наклона 30°)

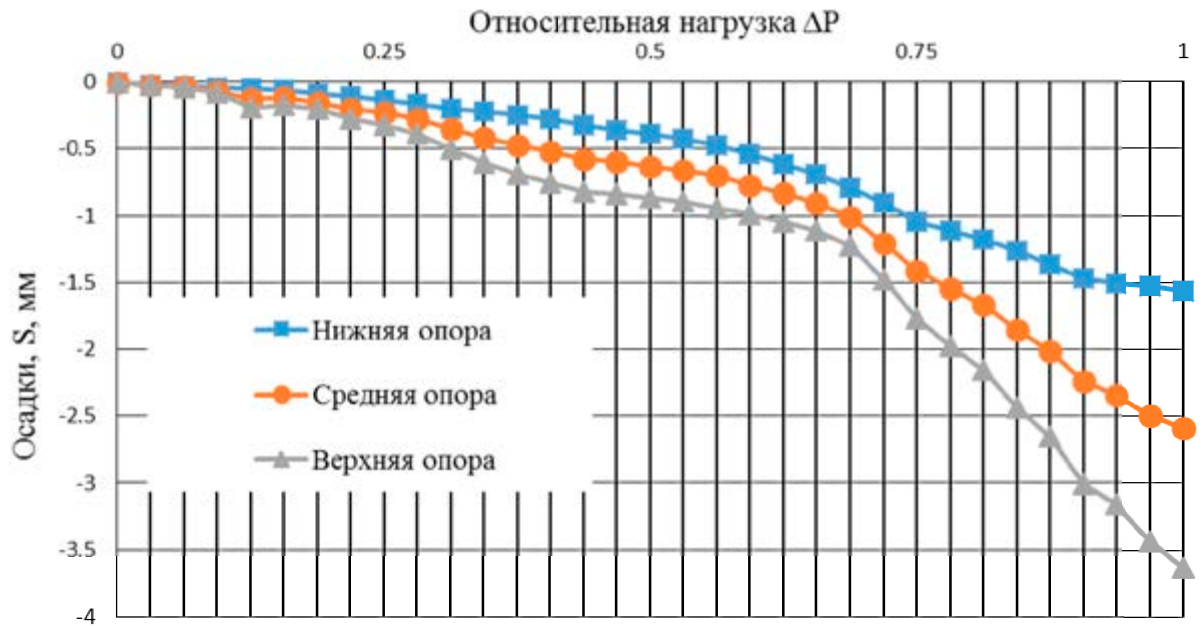


Рисунок 2.32 - График зависимости осадок от относительной нагрузки для фундамента Ф-3 (угол наклона 30°)

Предельная нагрузка на штампы при $\alpha=30^\circ$ составила соответственно $P_{\text{п}} = 160$ кг при ширине фундаментной балки $b = 25$ мм, $P_{\text{п}} = 320$ кг при $b = 40$ мм и $P_{\text{п}} = 480$ кг при $b = 60$ мм. Величина нагружения на каждой ступени ΔP менялась от 5 кг до 15 кг в зависимости от ширины фундамента. Таким образом, нагрузка на фундамент в зависимости от его ширины растет практически линейно (рисунок 2.33). При увеличении ширины подошвы b 2,4 раза нагрузка P увеличилась 3 раза.

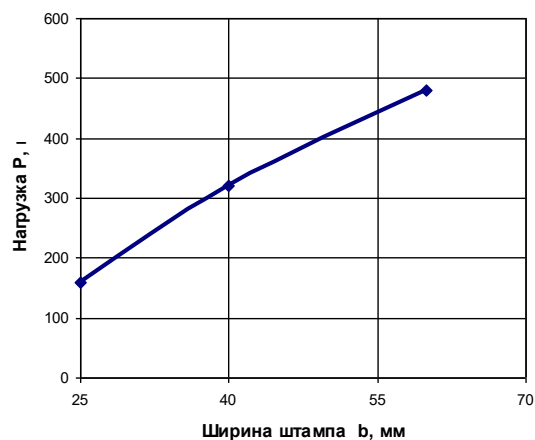


Рисунок 2.33 - График зависимости нагрузки на фундамент от ширины подошвы при $\alpha=30^\circ$.

Анализ изменения осадок S ведется для нагрузки выраженной в долях от предельной нагрузки на модель фундамента $\Delta P = 0,04; 0,25; 0,5; 1 P_n$.

При начальном уровне нагрузки $\Delta P = 0,04 P_n$ абсолютные осадки опорных сечений фундамента практически не отличаются друг от друга. Соотношение между осадками $\frac{S_1}{S_3}$ равно 1.

При дальнейшем увеличении нагрузки до $1P_n$ соотношение $\frac{S_1}{S_3}$ уменьшается с 1 до 0,43 при $\Delta P = 1$. Эта тенденция наблюдается вне зависимости от характеристик фундамента для всех моделей.

Соотношения осадок одних и тех же опор различных фундаментов также является величиной стабильной. Так соотношение $\frac{S_{1\phi-1}}{S_{1\phi-3}}$ для нижней опоры падает в зависимости от нагрузки и ширины фундамента с 0,83 при нагрузке $0,25 P_n$ до 0,76 при нагрузке $1P_n$. Эта явление наблюдается и для верхней опоры. Для нее соотношение $\frac{S_{3\phi-1}}{S_{3\phi-3}}$ равно 0,8 при нагрузке $0,25 P_n$ и 0,77 при нагрузке $1P_n$.

Графики зависимости приращения осадок от нагрузки испытываемых моделей при нагружении ведут себя также не одинаково. Рассмотрим нижнюю опору, расположенную у удерживающей конструкции. До нагрузки $0,5P_{пр}$ наибольший прирост приращений проявляется у фундамента Ф-3 в среднем практически 0,14 мм, при этом у фундамента Ф-1 и Ф-2 этот прирост составляет всего 0,09 - 0,1 мм. Т.е. осадки на начальном этапе растут быстрее в 1,5 раза у фундамента Ф-3, чем у Ф-1. В диапазоне нагрузок $0,25-0,5 P_{пр}$ осадки нарастают и их приращения имеют тенденцию постоянного роста для всех фундаментов. Причем клиренс графиков приращений для Ф-1 и Ф-2 практически одинаков, а для Ф-3 приращения начинают быстро увеличиваться, т.е. осадки растут, и достаточно быстро. При дальнейшем увеличении нагрузки скорость приращений нарастает, особенно это очевидно проявляется для фундамента Ф-3. При достижении диапазона нагрузки $0,75P_{пр}$ до

$R_{пр}$ приращения замедляются существенно для всех типов фундаментов (рисунок 2.34 - 2.35).

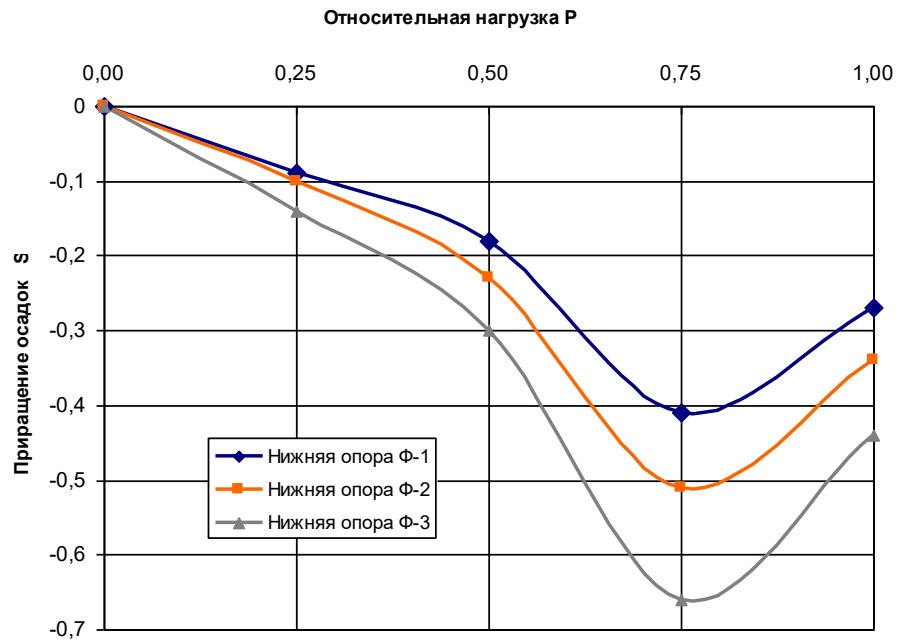


Рисунок 2.34 - График зависимости приращений осадок нижней опоры от нагрузки.

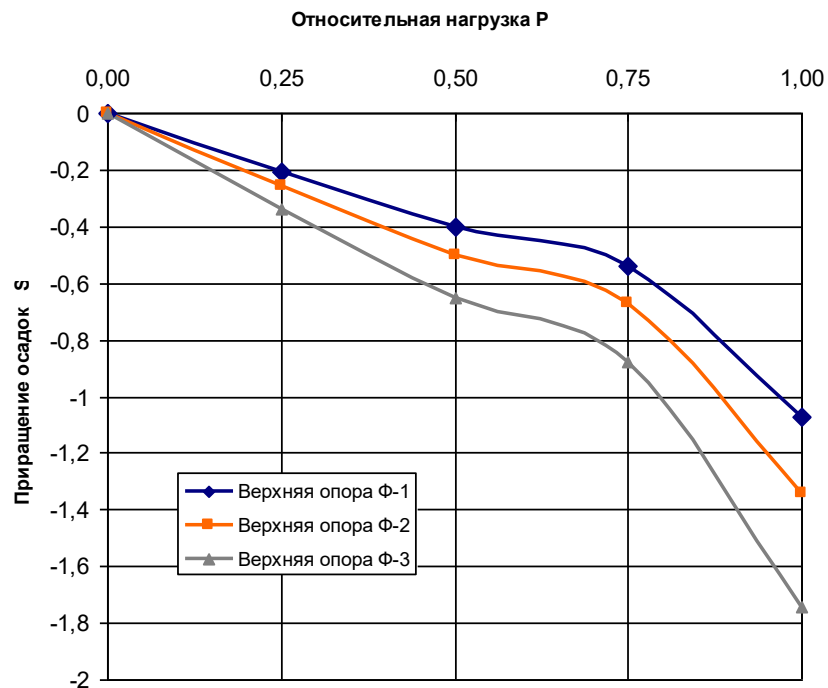


Рисунок 2.35 - График зависимости приращений осадок верхней опоры от нагрузки.

Приращение осадок верхних опор ведут себя несколько иначе. Так до нагрузки $0,5 P_{пр}$ возрастание приращений стабильно и приближается к прямолинейной зависимости для всех типов фундаментов. Замедление приращений наблюдается для фундаментов только в диапазоне нагружения $0,5-0,75 P_{пр}$. При нагрузке $0,5-0,75 P_{пр}$ приращения демонстрируют стабильный рост вплоть до разрушения.

При увеличении угла наклона основания до 30^0 меняются и графики осадок моделей фундаментов. Также, как и в предыдущих экспериментах отмечается близость абсолютных значений осадок по длине штампов на начальном этапе нагружения. С ростом нагрузки растет и неравномерность осадок фундаментов. С увеличением угла наклона основания наиболее явно проявляется особенность деформирования перекрестных фундаментов на склоне: осадки нижней опоры на последнем этапе загрузки при достижении около 80% предельной нагрузки замедляются и начинают выравниваться. При этом средняя и верхняя опоры продолжают осаживаться практически линейно. Данный факт отмечался и при испытаниях фундамента с углом наклона основания 15^0 , и с ростом угла наклона проявляется сильнее. Общие тенденции при этом сохраняются: соотношения осадок S_1 / S_3 уменьшается и составляет 0,43.

Ординаты эпюры контактных давлений продолжают увеличиваться по мере приближения к основанию склона (рисунки 2.36 - 2.38).

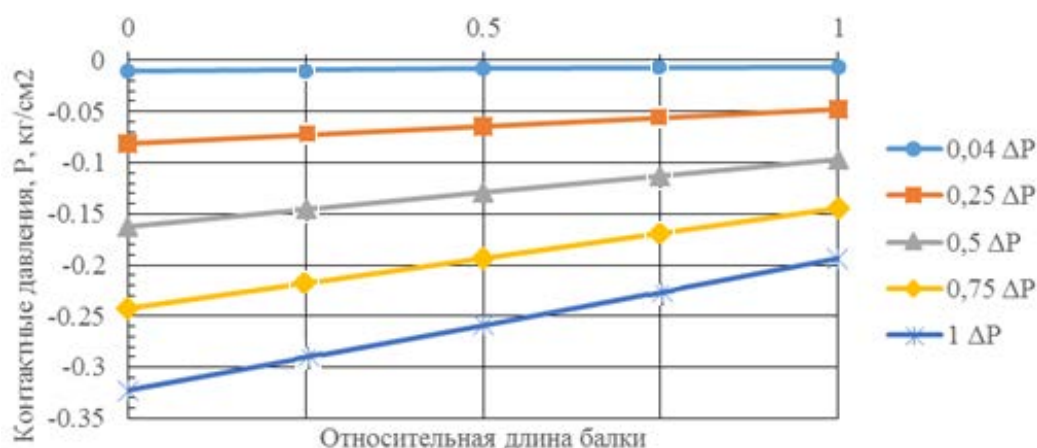


Рисунок 2.36 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-1 (угол наклона 30^0)

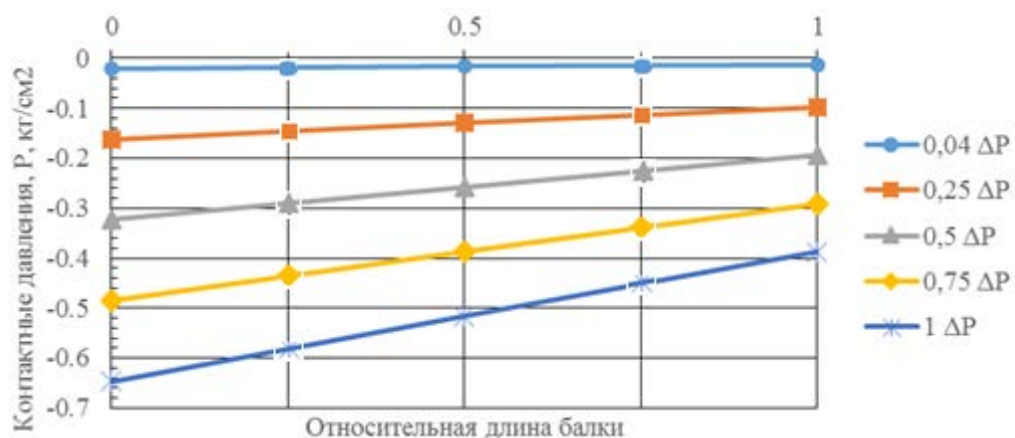


Рисунок 2.37 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-2 (угол наклона 30°)

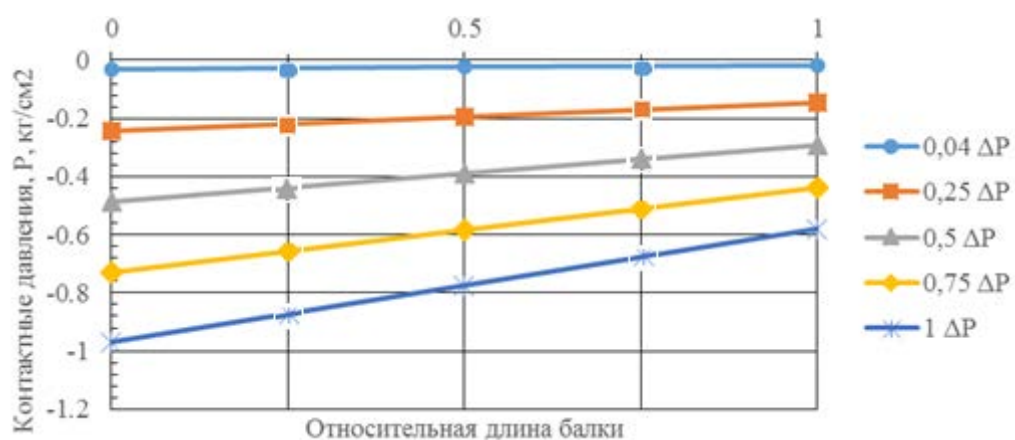


Рисунок 2.38 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-2 (угол наклона 30°)

Анализируя графики контактных давлений под подошвой фундаментов, можно сделать вывод, что увеличение угла наклона основания до 30° приводит к значительному увеличению неравномерности эпюры контактных давлений. Эпюра контактных давлений проявляет трапециевидный характер раньше чем в экспериментах на горизонтальном основании и основании с углом наклона 15° .

Общие зависимости остаются схожими с предыдущими экспериментами: максимальное значение контактных давлений находится под нижней опорой, а минимальное - под верхней. При этом соотношение контактных давлений под крайними опорами продолжает увеличиваться и составляет $P_1/P_3 = 1,67$.

Проанализируем поведение коэффициентов жесткости в зависимости от нагрузки. Для этого для каждого эксперимента были найдены расчетные

коэффициенты жесткости основания в расчетных сечениях фундамента. Графики их распределения отражены на рисунках 2.39 - 2.41.

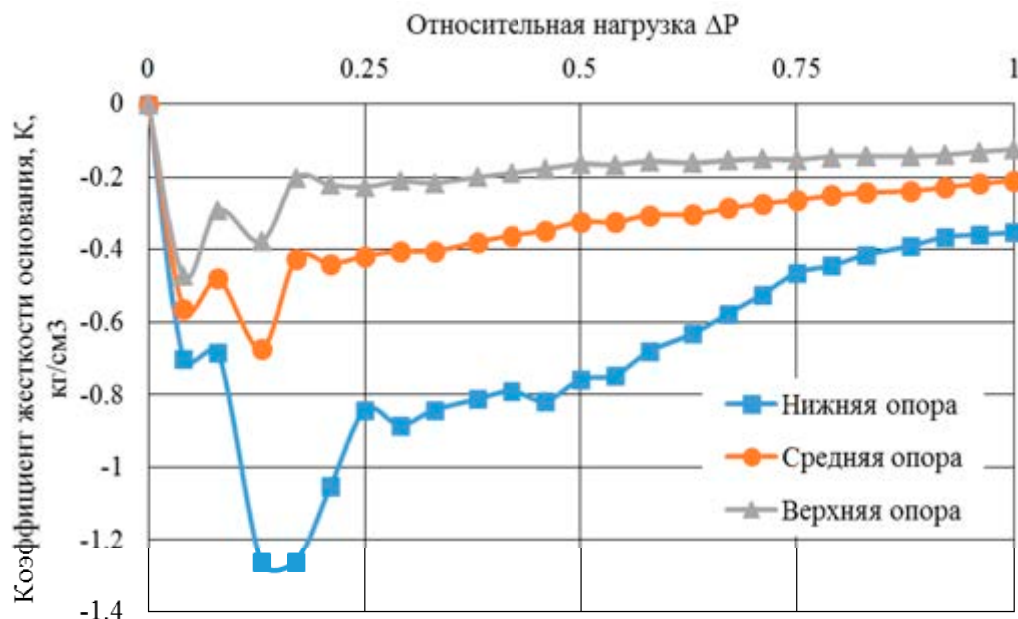


Рисунок 2.39 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-1 (угол наклона 30°)

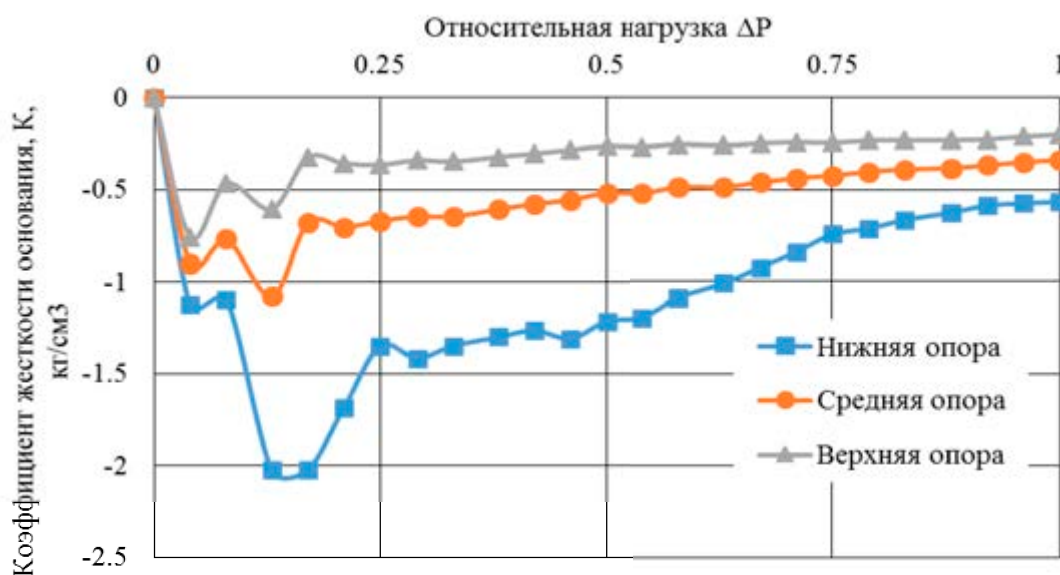


Рисунок 2.40 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-2 (угол наклона 30°)

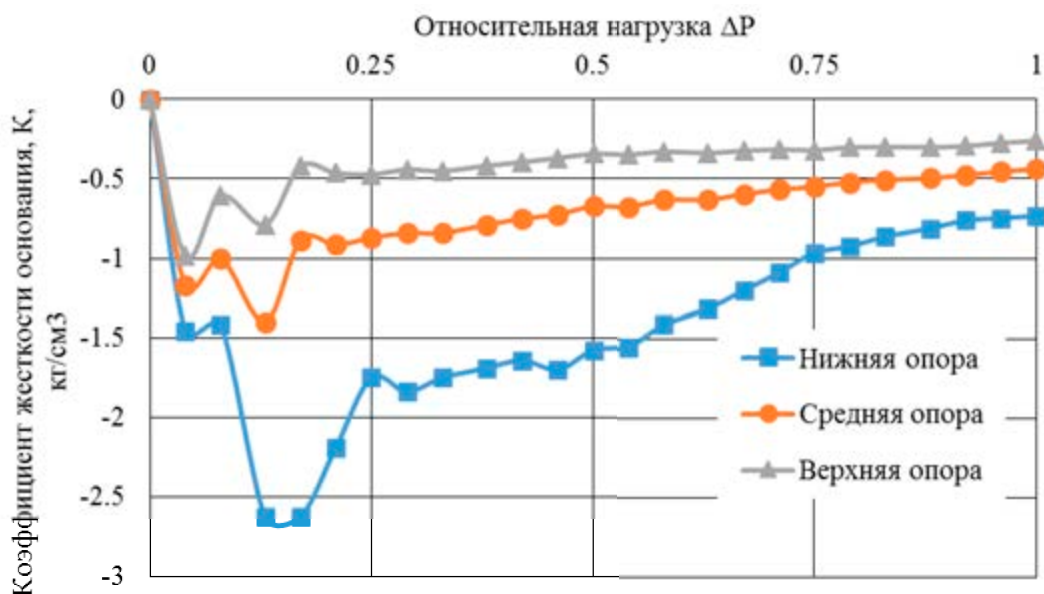


Рисунок 2.41 - Распределение коэффициентов жесткости в расчетных сечениях фундамента Ф-3 (угол наклона 30°)

Как видно из рисунков 2.39 - 2.41 отношения коэффициентов жесткости продолжают увеличиваться с увеличением угла наклона основания, при этом зависимость их от нагрузки практически во всех опытах схожа по своей форме. При испытаниях на основании с углом наклона 30° неравномерность распределения коэффициентов жесткости под разными опорами максимально. Особенно выделяется значение коэффициента жесткости под нижней опорой. На всех стадиях нагружения, кроме первоначальной, он значительно превосходит значения коэффициентов жесткости под средней и крайней опорами.

На основании полученных данных, можно сформулировать основные выводы по экспериментам на основании с углом наклона 30° :

1. При наклоне основания в 30° также проявляется неравномерность осадок для всех моделей испытываемых фундаментов. Осадки нижней опоры еще более уменьшаются. При этом заметно, что при достижении последней стадии нагружения осадки нижней опоры практически останавливаются, в то время, как осадки 2-х других продолжают расти.

2. Контактные давления под подошвой моделей продолжают изменять свою форму до трапецевидной с максимальными ординатами у основания склона.

Соотношение контактных давлений под нижней и верхней опорой становится максимальным.

3. Изменение коэффициентов жесткости по опорам фундамента по сравнению с предыдущими экспериментами происходит практически сразу при приложении нагрузки и с большей амплитудой. Коэффициент жесткости остается максимальным под нижней опорой фундамента и минимальным под верхней.

2.6.4 Обобщенные результаты испытания моделей перекрестно-балочных фундаментов на основании с различными углами наклона

По результатам проведенных серий экспериментов 3-х типоразмеров фундаментов на горизонтальном и наклонном основаниях построим сводные графики контактных давлений и осадок (рисунки 2.42 - 2.47).

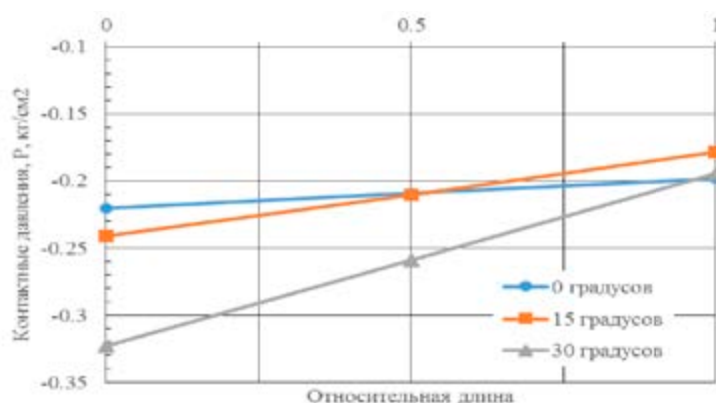


Рисунок 2.42 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-1 в зависимости от угла наклона

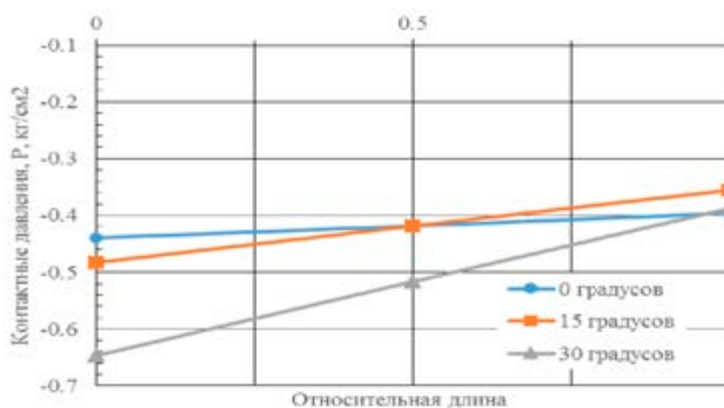


Рисунок 2.43 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-2 в зависимости от угла наклона

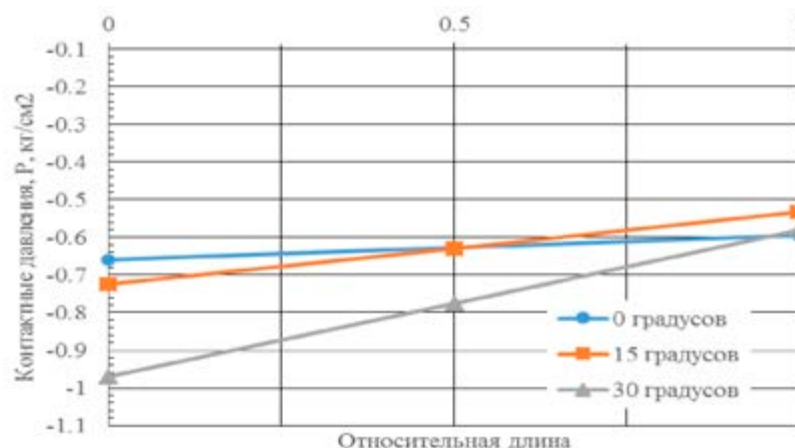


Рисунок 2.44 - Эпюра контактных давлений по длине балки фундамента Ф-3 в зависимости от угла наклона

Эпюры контактных давлений имеют значительные различия как в качественной так и количественной характеристике в зависимости от угла наклона основания. На горизонтальных основаниях эпюра имеет незначительную несимметричность с увеличением ординат в сторону удерживающей конструкции. С ростом угла наклона эпюра становится все более трапециевидальной. При угле 30^0 имеем значительное увеличение контактных давлений по мере приближения к основанию склона. Анализ данных графиков показывает, что угол наклона основания оказывает определяющее значение на форму эпюры контактных давлений, что нельзя не учитывать при расчете фундаментов.

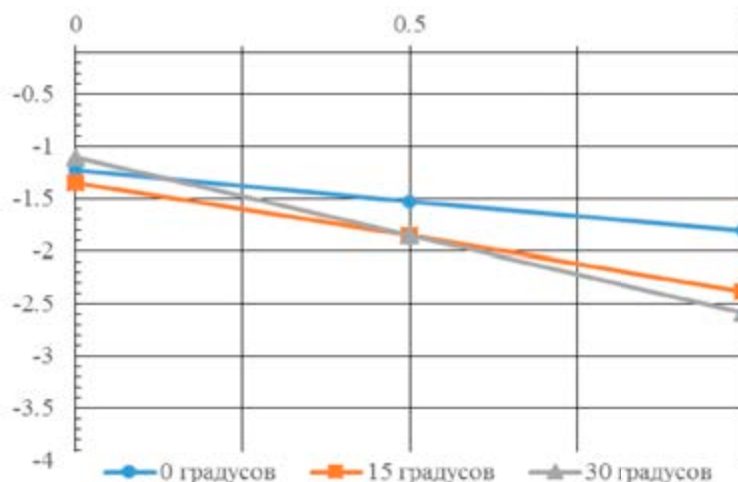


Рисунок 2.45 - График осадок фундамента Ф-1 по длине балки в зависимости от угла наклона

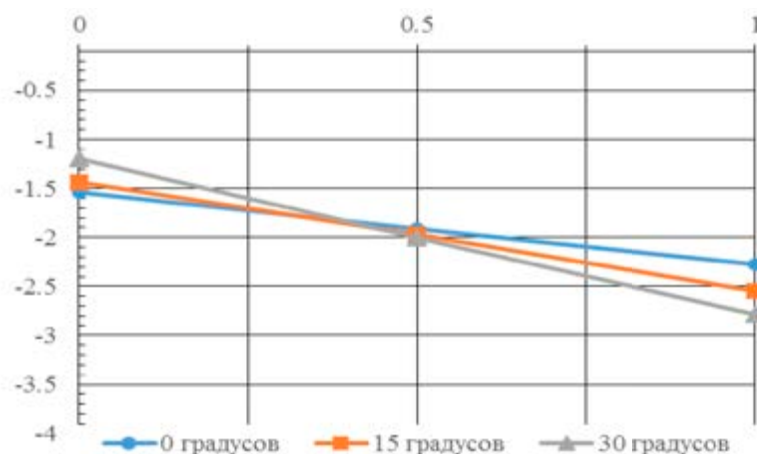


Рисунок 2.46 - График осадок фундамента Ф-2 по длине балки в зависимости от угла наклона

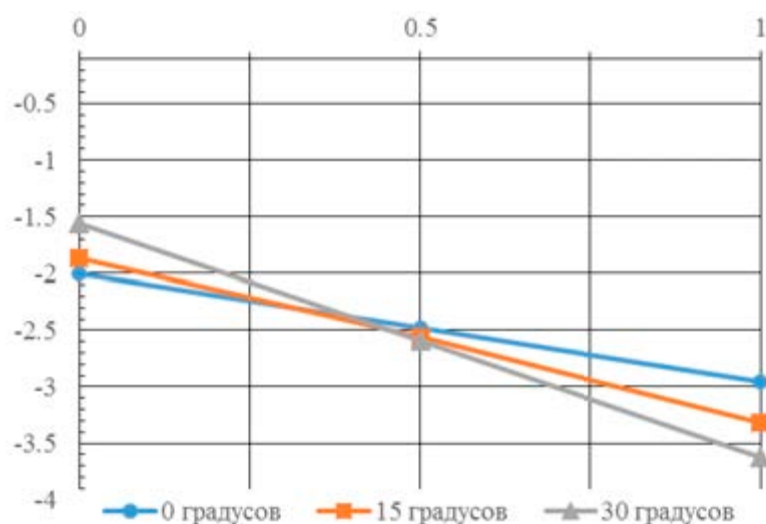


Рисунок 2.47 - График осадок фундамента Ф-3 по длине балки в зависимости от угла наклона

Графики осадок фундаментов показывают, что осадка разных сечений фундамента не одинакова. Ее значение увеличивается по мере отдаления от удерживающей конструкции. При этом существует зависимость от угла наклона основания: с ростом угла уровень осадок ближайшей к удерживающей конструкции опоры уменьшаются, в то время, как осадки дальней опоры увеличиваются.

Выводы:

1. Для оценки влияния жесткости фундаментов и угла наклона основания на осадки и контактные давления были проведены 9 серий основных испытаний с тремя типами металлических штампов в виде перекрестного фундамента из двух продольных и трех поперечных балок сечением 25х25 мм, 40х30 мм и 60х30 мм. Испытания проводились в специально сконструированном прямоугольном грунтовой лотке общими размерами 800×500×600 мм, одна из стенок которого выполнена из закаленного стекла толщиной 10 мм.

2. При анализе влияния взаимодействия фундамента из перекрестных лент и наклонного основания применялся метод моделирования на эквивалентных материалах. Материалом модели грунтового основания в проведенной серии экспериментов служила смесь, состоящая из 95% мелкого кварцевого песка и 5% веретенного масла по весу.

3. В ходе испытаний производилось нагружение от нуля до предельной нагрузки при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$, второй угол наклона составил $\alpha = 15^\circ$, третий - $\alpha = 30^\circ$. Каждая серия включала в себя пять опытов с каждой моделью при одинаковых условиях. Это дало возможность статистической обработки результатов экспериментов.

4. Анализ результатов экспериментов показывает, что при увеличении угла наклона основания с 0° до 30° происходит увеличение вертикальной нагрузки в 1,3 раза. Но при этом нормальная составляющая нагрузки отличается друг от друга не более чем на 7-8%. На горизонтальном основании осадки опоры у удерживающей конструкции и средней опоры имеют близкую к линейной зависимости от давлений, и только под крайней наиболее удаленной от удерживающей конструкции опоре проявляется их криволинейный характер. Величины осадок в расчетных сечениях отличаются между собой. Их соотношение в предельном состоянии основания $S_l / S_s = 0,68$.

5. Неравномерный характер распределения контактных давлений особенно проявляется в предельном состоянии основания, в котором их соотношение под

крайними опорами составило $P_1/P_3 = 1,11$. При увеличении угла наклона основания до 15° характер осадок меняется. При этом отмечается уменьшение абсолютных осадок у удерживающей конструкции, и увеличение осадок под верхней опорой. Соотношение S_1/S_3 достигает в стадии разрушения величины равной 0,55. Возрастает разница в величинах контактных давлений под противоположными опорами штампа. В этом случае $P_1/P_3 = 1,35$, т.е. она возрастает с увеличением угла наклона.

6. При дальнейшем увеличении угла наклона основания до 30° тенденции сохраняются: соотношения осадок S_1/S_3 уменьшается и составляет 0,43, а соотношение контактных давлений продолжает увеличиваться и составляет $P_1/P_3 = 1,67$. Таким образом, при увеличении угла наклона основания от 0° до 30° изменяются в сторону уменьшения соотношения осадок противоположных опор в 1,6 раза, при этом соотношения контактных давлений увеличиваются в 1,25 раза. На основании вышеизложенного можно сделать вывод о том, что с увеличением угла наклона основания меньшим осадкам, которые определяются у удерживающей конструкции, соответствуют большие давления в основании. И наоборот, в наиболее удаленной от удерживающей конструкции точке основания большим осадкам соответствуют меньшие давления.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ЭПЮРЫ НОРМАЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ ДАВЛЕНИЙ В ОСНОВАНИИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНОГО ФУНДАМЕНТА НА НАКЛОННЫХ ОСНОВАНИЯХ

3.1 Разработка методики определения нормальных контактных давлений в основании при взаимодействии с перекрестно-балочным фундаментом с учетом перераспределения

Для создания теоретически обоснованной и экспериментально подтвержденной расчетной эпюры контактных давлений для ленточных перекрестных фундаментов, лежащих на наклонном основании и определение методики ее расчета с учетом перераспределения контактных давлений в основании, используя контактную модель напряженно-деформированного состояния основания с переменным коэффициентом жесткости рассмотрим более детально взаимодействие перекрестно-балочного фундамента с наклонным основанием, используя расчетную схему, представленную на рисунке 3.1.

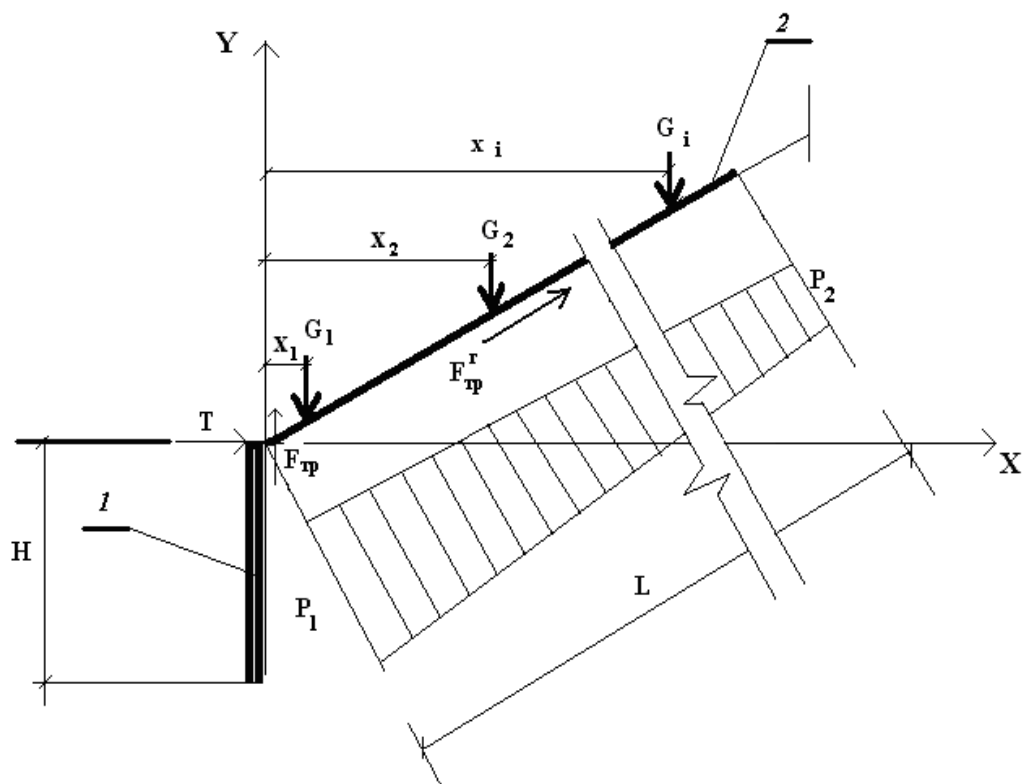


Рисунок 3.1 - Общая расчетная схема наклонной фундаментной балки на склоне;

1 - удерживающая конструкция; 2 - фундаментная продольная балка; ОУ – вертикальная ось координат; ОХ – горизонтальная ось координат; H - высота удерживающей конструкции; T - сила реакции удерживающей конструкции; x_1 - расстояние до первого расчетного сечения; x_2 - расстояние до второго расчетного сечения; x_i - расстояние до i -го расчетного сечения; G_1, G_2, \dots, G_i - вертикальная нагрузка на фундамент в соответствующих расчетных сечениях; $F_{\text{тр}}$ - сила трения бетона наклонной балки по бетону удерживающей конструкции; $F_{\text{тр}}^r$ - сила трения грунта по подошве фундамента; P_1 - ордината эпюры контактных давлений в нижней точке фундамента; P_2 - ордината эпюры контактных давлений в верхней точке фундамента; L - общая длина фундаментной ленты

По результатам экспериментальных исследований установлено, что под подошвой фундаментной продольной ленты формируется неравномерная эпюра контактных давлений, форма которой приближается к трапецевидной с концентрацией максимальных ординат в зоне контакта с удерживающей

конструкцией. Соотношение между крайними ординатами эпюры зависят от внешней нагрузки на фундамент, коэффициентов жесткости и осадок в крайних точках, а также угла наклона основания. При увеличении угла наклона основания это соотношение меняется с 1,1 на горизонтальном основании и до 1,7 при угле наклона 30° . Таким образом, давления у удерживающей конструкции возрастают, а у крайней верхней точки балки уменьшаются. Это связано с тем, что в зоне примыкания наклонной балки к стене удерживающей конструкции в массиве возникает особое напряженное состояние, отличающееся от напряженного состояния грунта при отсутствии удерживающей конструкции.

Для дальнейшего расчета именно трапециевидная эпюра будет считаться основной расчетной для фундаментов, состоящих из жестких балок, а для гибких балок от этой трапециевидной эпюры будут рассчитываться все перераспределения контактных давлений в основании.

Для определения ординат трапециевидной эпюры необходимо ввести расчетные упрощения, а затем последовательно уточнять результаты предварительных расчетов. Перечислим эти упрощения.

1. Фундаментная перекрестно-балочная система рассматривается как отдельно лежащие ленты, загруженные соответствующими усилиями, т.к. грунт мы моделируем основанием с переменными коэффициентами жесткости.

2. Сопряжение лент в узлах считается шарнирным, исключая явление кручения балок.

3. Составляющие вертикальной силы приложенной в узлах фундаментной системы распределяются между продольными и поперечными балками пропорционально их жесткостным характеристикам в первом приближении поровну.

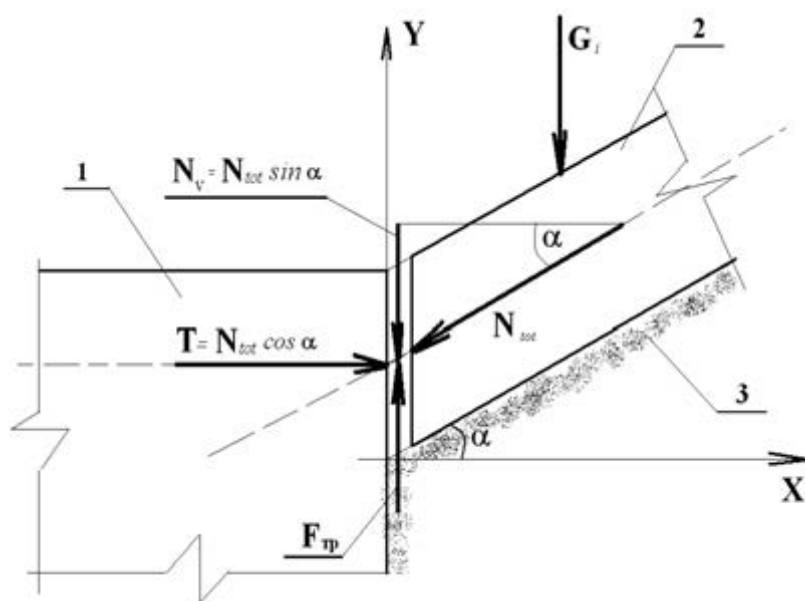


Рисунок 3.2 - Расчетная схема опорного узла наклонной фундаментной балки на склоне; 1 - удерживающая конструкция; 2 - фундаментная продольная балка; 3 - наклонное основание; ОУ - вертикальная ось координат; ОХ - горизонтальная ось координат; G_i -- вертикальная нагрузка в расчетном сечении; F_{mp} - сила трения бетона наклонной балки по бетону удерживающей конструкции; T - сила реакции удерживающей конструкции; N_v - вертикальная составляющая суммарной продольной силы; N_{tot} - суммарная продольная сила; α - угол наклона основания.

Тогда будем иметь, что при загрузении фундаментной балки нагрузкой G_i в наклонном основании возникают нормальные контактные давления, распределение которых в начальной упругой стадии деформирования имеет вид трапеции с ординатами P_1 у удерживающей конструкции и P_2 на противоположном конце балки (рисунок 3.2). Особенностью работы узлового соединения является появление в месте контакта балки с удерживающей конструкцией (рисунок 3.2) от действия сдвигающего усилия $N_{tot} = \sum_{i=1}^n N_i$, направленного вдоль склона, двух сил:

$$T = \sum_{i=1}^n N_i \cos \alpha - \text{горизонтальной реакции опоры и силы трения } F_{mp} = \sum_{i=1}^n N_i \cos \alpha f_{mp}^{\delta}.$$

На контакте грунта и фундаментной балки даже при малых перемещениях балки и удерживающей конструкции будет возникать сила трения, которая в

первом приближении распределяется под подошвой равномерно. Тогда она определяется по следующей зависимости

$$F_{mp}^z = \sum_{i=1}^n G_i \times \cos \alpha \times f_{mp}^z \quad (3.1)$$

Рассмотрим уравнения равновесия всех сил, действующих на балку, при проектировании их на местные координатные оси OY^α и OX^α и уравнение моментов относительно точки O .

$$\sum X^\alpha = T \times \cos \alpha + F_{mp}^z + F_{mp}^\delta \times \sin \alpha + \sum_{i=1}^n G_i \times \sin \alpha = 0 \quad (3.2)$$

$$\sum Y^\alpha = \sum_{i=1}^n G_i \times \cos \alpha + \sum_{i=1}^n G_i \times \cos \alpha \times \sin^2 \alpha - \sum G_i \cos^2 \alpha \sin \alpha \times f_{mp}^\delta - \frac{P_1 + P_2}{2} \times L \times b = 0 \quad (3.3)$$

$$\sum M_o = \sum_{i=1}^n G_i \cos \alpha \times x_i - \frac{P_1 + P_2}{2} \times L \times b \times \left[L - \frac{L}{3} \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_2 + P_1} \right) \right] = 0 \quad (3.4)$$

Для определения характеристик трапецевидной эпюры контактных давлений в первом приближении будем считать, что вследствие достаточной жесткости фундаментной балки и работы основания на начальном этапе в упругой стадии грунт до начала образования пластических зон моделируется моделью Винклера с переменным коэффициентом жесткости. Исходя из этого получим дополнительное условие

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{K_1^\alpha S_1^\alpha}{K_2^\alpha S_2^\alpha} \quad (3.5)$$

где K_1^α, S_1^α - соответственно коэффициент жесткости и осадка основания в нижней точке склона на контакте балки и удерживающей конструкции при угле наклона основания α ; K_2^α, S_2^α - соответственно коэффициент жесткости и осадка основания под верхней точкой фундаментной балки при угле наклона основания α .

Из анализа экспериментальных данных получен характер изменения осадок фундаментных балок по длине склона, подчиняющийся линейному закону

$$S_i^\alpha = S_1^\alpha + [S_2^\alpha - S_1^\alpha] \frac{x_i}{L} = S_1^\alpha \left[1 + (\delta_s - 1) \frac{x_i}{L} \right] \quad (3.6)$$

где S_1^α - осадка балки у удерживающей конструкции при расположении фундамента на основании под углом α . При этом, опираясь на экспериментальные данные, можно выразить соотношения осадок противоположных опор балок через косинус соответствующего угла наклона основания

$$\delta_s = S_2^\alpha / S_1^\alpha = -6,09 \cos \alpha + 7,62 \quad (3.7)$$

При этом опыты однозначно подтверждают, что осадки фундамента у удерживающей конструкции ниже осадок в верхней точке фундамента.

Коэффициенты жесткости в общем случае зависят от распределительной способности основания, физических свойств грунтов, геометрических характеристик фундаментов, величины и времени действия нагрузки, характера нагружения. Коэффициенты жесткости позволят нам, в конечном счете, найти перераспределение контактных давлений Δp в основании в необходимых расчетных сечениях фундамента [3,11,19].

Определяя сумму $P_1 + P_2$ из выражения (3.3) и учитывая тот факт что $\frac{P_1 + P_2}{2} = P_{cp}^*$ (3.8), получим выражения для определения характеристик эпюры

$$P_1 = 2P_{cp}^* \Delta K \quad (3.9)$$

$$P_2 = 2P_{cp}^* (1 - \Delta K) \quad (3.10)$$

где $\Delta K = \frac{K_1^\alpha}{K_1^\alpha + K_2^\alpha \delta_s}$ (3.11) – коэффициент определяющий соотношение граничных коэффициентов жесткости основания на этапах нагружения конструкции, δ_s - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения осадок по длине склона. Коэффициент δ_s меняется в зависимости от угла наклона основания от 1,47 при $\alpha = 0$ до 3,31 при $\alpha = 45^\circ$.

Тогда делая определенные замены и решая уравнение (3.3) относительно ΔK определим общую формулу для его нахождения

$$\Delta K = \frac{0,66 P_{cp} L^2 b - \sum_{i=1}^n G_i \cos \alpha x_i}{0,33 \times P_{cp} L^2 b} = 2 - \frac{3 \times \sum G_i \cos \alpha x_i}{P_{cp} L^2 b} \quad (3.12)$$

Используя выражение (3.12) в первом приближении по формулам (3.9) и (3.10) определяются краевые контактные давления P_1 и P_2 для трапецевидной эпюры и окончательно получают расчетную трапецевидную эпюру контактных давлений в основании под жесткими наклонными балками фундамента.

Для дальнейшего решения поставленной задачи принимается за базовый вариант перекрестный фундамент на горизонтальном основании, и расчет ведется, используя данные по коэффициенту жесткости основания для крайней опоры продольной фундаментной балки, наиболее удаленной от удерживающей конструкции. В этом случае принимается, что под этой опорой относительный коэффициент жесткости основания, определяемый соотношением $\delta K_n^0 = \frac{K_n^0}{K_n^0}$, равен единице.

В дальнейшем, используя усредненные данные, полученные при проведении экспериментальных исследований с жесткими штампами из перекрестных лент, находятся соотношения между коэффициентом жесткости под крайней опорой на горизонтальном основании и всеми остальными коэффициентами жесткости основания. Таким образом определяется множество δK_i^α , которое однозначно определяет поверхность изменения относительных коэффициентов жесткости в зависимости от относительного угла наклона основания α / φ и относительной длины фундаментной балки L_i / L , а также уровня относительной внешней нагрузки. Так по данным эксперимента получена соответствующая таблица 3.1, связывающая относительные коэффициенты $\delta K = f(\alpha / \varphi; L_i / L)$ и внешнюю нагрузку P .

Таблица 3.1 - Значения коэффициентов δK в зависимости от уровня нагружения, относительного угла наклона основания и относительной длины.

	P=0.04P _p			P=0.25P _p			P=0.5P _p			P=0.75P _p			P=1P _p		
	α/φ			α/φ			α/φ			α/φ			α/φ		
L_i/L	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
0	-1.03	-1.19	-1.77	-1.98	-2.09	-4.35	-1.77	-2.23	-4.62	-1.85	-2.15	-3.38	-1.64	-1.6	-3.1
0.5	-0.98	-1.22	-1.41	-1.35	-1.61	-2.09	-1.3	-1.94	-2.29	-1.32	-2.02	-2.01	-1.26	-1.23	-1.5
1	-1	-1.01	-1.19	-1	-1.35	-1.12	-1	-1.66	-1.24	-1	-1.78	-1.2	-1	-1	-0.8

Рассмотрим в качестве примера стадию нагружения основания, когда нагрузка равна предельной и построим для нее соответствующие графики зависимостей и расчетную поверхность относительных коэффициентов жесткости δK . Для упрощения будем считать, что промежуточные значения δK между реперными точками будут изменяться по линейному закону. Поверхность изменения относительных коэффициентов жесткости δK представим в упрощенном виде, состоящем из нескольких плоскостей. Этот прием упростит расчетную модель поверхности без существенного усложнения расчета.

Представим на начальном этапе линейные графики зависимости $\delta K = f(\alpha / \varphi; L_i / L)$ на наклонном основании в предельной стадии под различными опорами фундамента в следующем виде (рисунок 3.3).

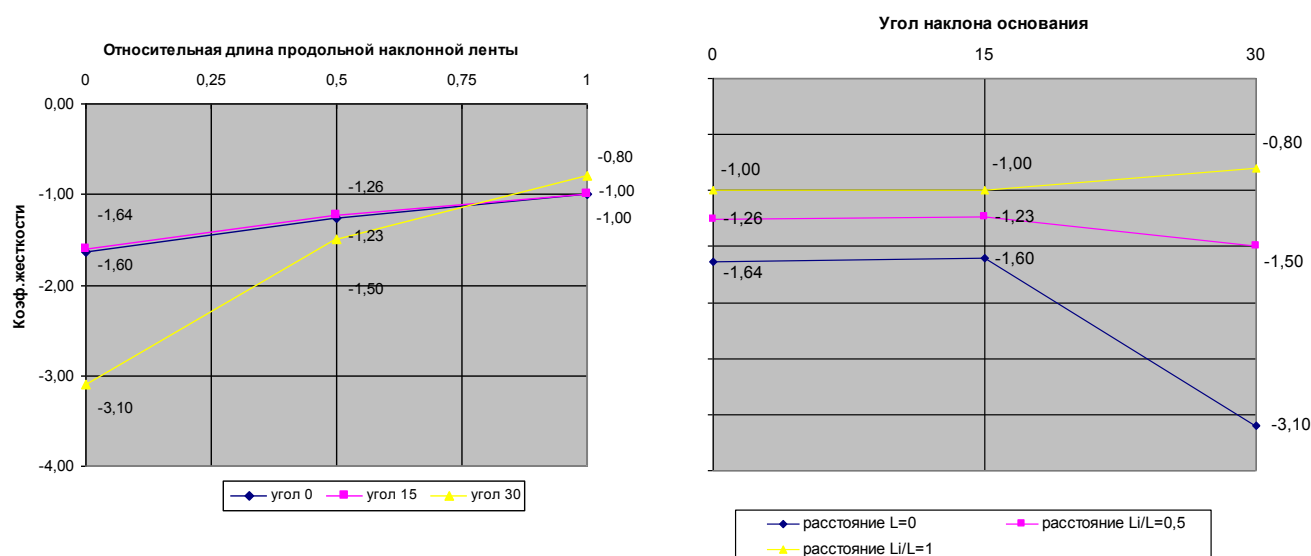


Рисунок 3.3 - График зависимости $\delta K = f(\alpha / \varphi; L_i / L)$ на наклонном основании в предельной стадии под различными опорами фундамента

На основании этих данных, построена объемная эпюра изменения δK_i , поверхность которой аппроксимируется поверхностью AGTC, состоящей из пяти плоскостей, имеющих следующие характеристики (рисунки 3.4 - 3.5):

- плоскость ABEF

$$\left\{ 0,19 \frac{L_i}{L} + 0,015 \frac{\alpha}{\varphi} + 0,25 \delta K - 0,41 = 0; \frac{L_i}{L} = [0; 0,5]; \frac{\alpha}{\varphi} = [0; 0,5]; \delta K = 1,64 - 0,76 L_i / L - 0,06 \alpha / \varphi \right.$$

- плоскость BCDE

$$\left\{ -0,13 \frac{L_i}{L} - 0,015 \frac{\alpha}{\varphi} - 0,25 \delta K + 0,38 = 0; \frac{L_i}{L} = [0,5; 1,0]; \frac{\alpha}{\varphi} = [0; 0,5]; \delta K = 1,52 - 0,52 L_i / L - 0,06 \alpha / \varphi \right.$$

-плоскость EDTH

$$\left\{ -0,115 \frac{L_i}{L} - 0,1 \frac{\alpha}{\varphi} - 0,25 \delta K + 0,415 = 0; \frac{L_i}{L} = [0,5; 1,0]; \frac{\alpha}{\varphi} = [0,5; 1,0]; \delta K = 1,66 - 0,46 L_i / L - 0,4 \alpha / \varphi \right.$$

-плоскость EFKLN

$$\left\{ 0,185 \frac{L_i}{L} - 0,135 \frac{\alpha}{\varphi} + 0,25 \delta K - 0,33 = 0; \frac{L_i}{L} = [0; 0,25]; \frac{\alpha}{\varphi} = \left[0,5; \frac{L_i}{L} + 0,75 \right]; \frac{L_i}{L} = [0,25; 0,5]; \frac{\alpha}{\varphi} = [0,5; 1] \right.$$

$$\delta K = 1,32 - 0,74 L_i / L + 0,54 \alpha / \varphi$$

-плоскость KGL

$$\left\{ -0,356 \frac{L_i}{L} + 0,344 \frac{\alpha}{\varphi} - 0,0625 \delta K - 0,15 = 0; \frac{L_i}{L} = [0; 0,25]; \frac{\alpha}{\varphi} = \left(\frac{L_i}{L} + 0,75; 1 \right); \delta K = -2,4 - 5,696 L_i / L + 5,5 \alpha / \varphi \right.$$

Тогда коэффициент жесткости основания в любой точке данной поверхности будет равен

$$K_i^\alpha = K_2^0 \delta K_i \quad (3.13)$$

$$K_2^0 = \frac{P_2^0}{S_2^0} \quad (3.14)$$

где K_2^0 – коэффициент жесткости основания под крайней точкой продольной фундаментной ленты, наиболее удаленной от удерживающей конструкции на горизонтальном основании; P_2^0 – краевое контактное давление под этой точкой; S_2^0 – осадка данной точки фундамента.

Коэффициент δK_i определяется в соответствии с координатами точки, в которой находится коэффициент жесткости.

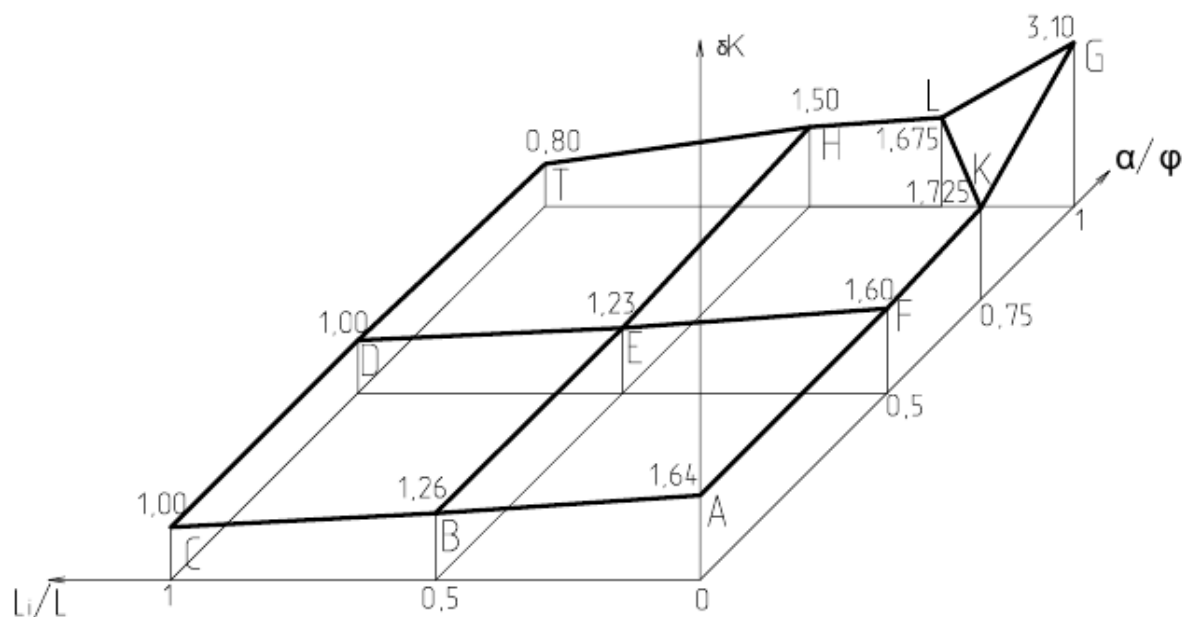


Рисунок 3.4 - Распределение коэффициентов δK в основании под фундаментной балкой в зависимости от относительной длины и относительного угла наклона основания

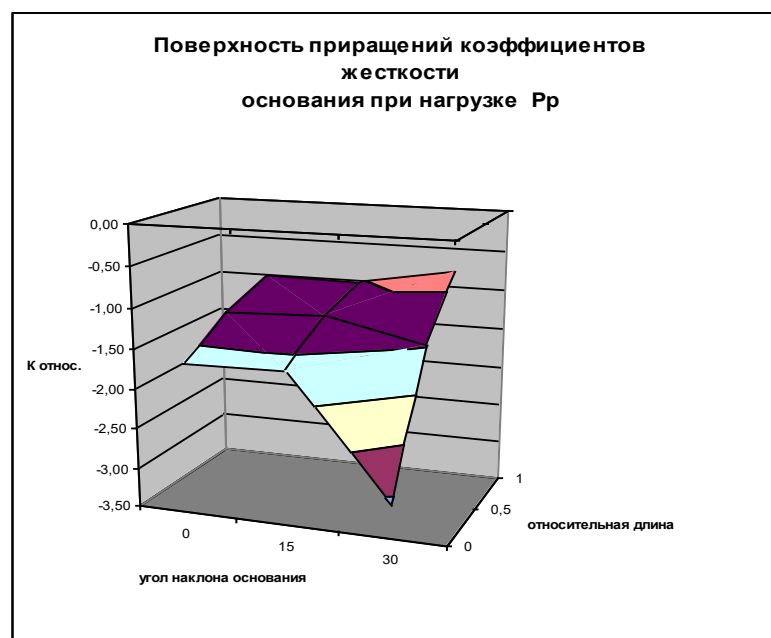


Рисунок 3.5 - Распределение коэффициента δK в основании под фундаментной балкой в зависимости от относительной длины и относительного угла наклона, построена в программе Microsoft Excel.

Кроме аналитического подсчета коэффициентов δK возможно создание расчетных таблиц в виде номограмм, которые связывали бы нагрузку на фундамент, углы наклона основания и угол его естественного откоса, а также конкретный линейный параметр расположения расчетного сечения фундамента.

Для гибких фундаментных балок на наклонном основании перераспределение контактных давлений в упруго - пластической стадии более ярко выражено и связано как с деформациями фундаментных балок, так и с деформациями основания. Предполагая, что коэффициенты перераспределения будут зависеть от коэффициентов жесткости основания и неупругих прогибов балок фундамента, предлагается определять их в опорных и пролетных расчетных сечениях балок по следующим зависимостям

$$\text{- для крайней снизу опоры } \Delta p_{\text{sup}}^1 = K_{\text{sup}}^1 f_1; \quad (3.15)$$

$$\text{- для всех средних опор } \Delta p_{\text{sup}}^i = \omega K_{\text{sup}}^i (f_i + f_{i+1}); \quad (3.16)$$

$$\text{- для всех пролетных сечений } \Delta p_{\text{sp}}^i = K_{\text{sp}}^i f_i; \quad (3.17)$$

$$\text{- для крайнего верхнего опорного сечения } \Delta p_{\text{sup}}^i = \omega K_{\text{sup}}^i (f_i + f_{\text{конс}}); \quad (3.18)$$

$$\text{- для верхней консоли } \Delta p_{\text{конс}}^i = K_{\text{sp}}^i f_{\text{конс}} \quad (3.19)$$

где f_i, f_{i+1} - прогибы ниже и выше расположенных продольных балок ленты; $f_{\text{конс}}$ - прогиб консоли ленты, расположенной в верхней части склона; ω - коэффициент, учитывающий разность прогибов балок продольной ленты фундамента, при регулярной структуре фундамента $\omega = 0,5$.

Прогибы балок в общем случае находятся по формуле [5]

$$f_i = \left\{ \left(\frac{1}{\rho_{\text{sp},i}} \right) S - 0,5 \times \left[\left(\frac{1}{\rho_{\text{sup},j}} \right) + \left(\frac{1}{\rho_{\text{sup},j+1}} \right) \right] \times \left(\frac{1}{8} - S \right) \right\} l_i^2 \quad (3.20)$$

где $\frac{1}{\rho_{\text{sup},j}}, \frac{1}{\rho_{\text{sup},j+1}}, \frac{1}{\rho_{\text{sp},i}}$ - кривизна балок соответственно в опорных и пролетном сечениях; S - коэффициент, определяемый в зависимости от схемы загрузки

балки. В нашем случае $S = \frac{5}{48}$, как для балки на двух опорах загруженной равномерно распределенной нагрузкой; l_i – расчетный пролет балки.

Соответствующие кривизны железобетонных фундаментных балок определяем по предложенной нами методике [18] с использованием полных диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Тогда контактные давления в расчетных сечениях балок фундаментной ленты (рисунок 3.6) с учетом перераспределения в общем виде

при $x \in [x_{sup,1}^i; x_{sp,2}^i]$

$$p(x) = \frac{(x - x_{sup,1}^i)(p_{sp,i}^T - \Delta p_{sp}^i - p_{sup,i}^T - \Delta p_{sup}^i) + 0,5l_{b,i}(p_{sup}^T + \Delta p_{sup}^i)}{0,5l_{b,i}} \quad (3.21)$$

при $x \in [x_{sp,2}^i; x_{sup,3}^{i+1}]$

$$p(x) = \frac{(x - x_{sup,1}^i - 0,5l_{b,i})(p_{sup,i+1}^T + \Delta p_{sup}^{i+1} - p_{sp,i}^T + \Delta p_{sp}^i)}{0,5l_{b,i}} \quad (3.22)$$

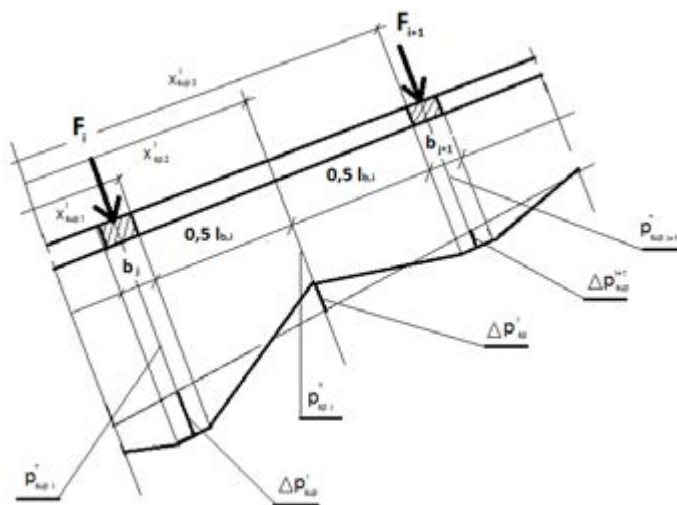


Рисунок 3.6 - Расчетная эпюра контактных давлений:

$P_{sup,i}^m$ - ордината трапецевидной эпюры в i -ом сечении; ΔP_{sup}^i - изменения контактных давлений в результате их перераспределения под i -ой опорой ; $P_{sp,i}^m$ - ордината трапецевидной эпюры в середине пролета i -ой балки; ΔP_{sp}^i - изменения контактных давлений для пролета i -ой балки; $P_{sup,i+1}^m$ - ордината трапецевидной эпюры в $i+1$ -ом сечении; ΔP_{sup}^{i+1} - изменения контактных давлений в результате их перераспределения под $i+1$ -ой опорой

Таким образом, получается в первом приближении перераспределенная эпюра контактных давлений в основании склона (рисунок 3.7).

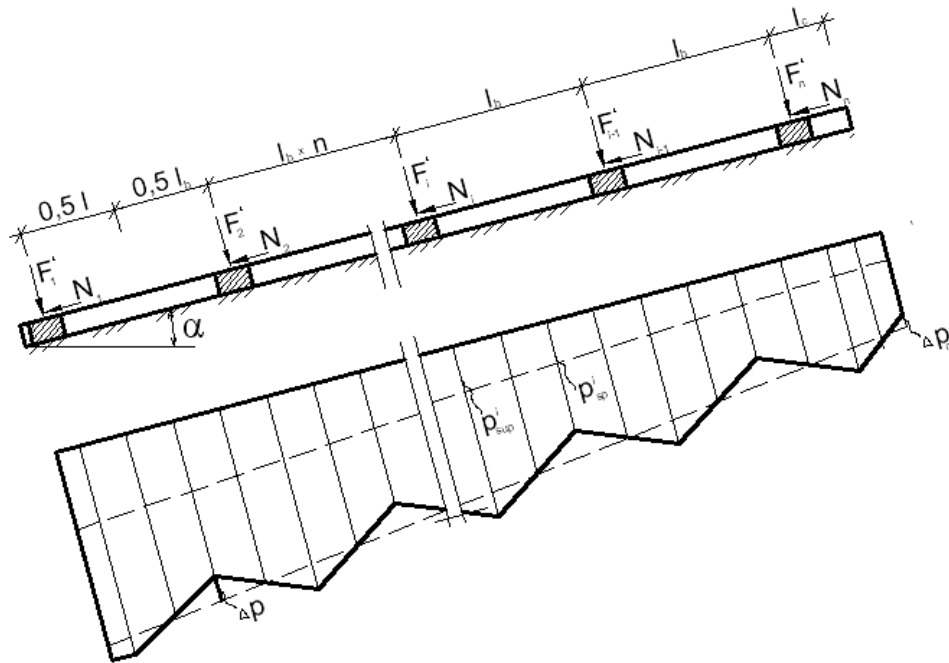


Рисунок 3.7 - Общий вид расчетной перераспределенной эпюры контактных давлений под продольной лентой фундамента

После этого, используя метод последовательных приближений и задаваясь в расчетных сечениях новыми контактными давлениями, проводится аналогичный расчет, т.е. определяются новые уточненные осадки и коэффициенты жесткости основания.

Процедуру подбора и перерасчета повторяют до тех пор, пока не будет соблюдаться условие

$$\varepsilon = \frac{p_{sup,sp}^n - p_{sup,sp}^{n+1}}{p_{sup,sp}^n} \leq 0,05 \quad (3.23)$$

где $p_{sup,sp}^n$ – давление в основании на предыдущем этапе итераций; $p_{sup,sp}^{n+1}$ – тоже на последнем этапе итерации.

Если условие (3.23) соблюдается, то процесс итераций прекращают и полученную перераспределенную эпюру контактных давлений принимают за расчетную.

3.2. Сопоставление и погрешности методики

Для проверки достоверности данного алгоритма был проведен расчет эпюр контактных давлений под фундаментом из перекрестных лент на песчаном склоне по предлагаемой методике и выполнено сравнение полученных результатов с данными натурных экспериментов, приведенных в работе [16], а также численных моделей, рассчитанных с помощью геотехнической программы Plaxis 2D.

Для этого были рассмотрены результаты определения контактных давлений под подошвой пяти перекрестно-балочных крупномасштабных образцов фундаментов размерами в плане 2380 x 1600 мм на наклонном песчаном основании при углах наклона основания $\alpha = 0; 17^{\circ}; 25^{\circ}; 34^{\circ}; 45^{\circ}$. Для каждого угла наклона произведен расчет контактных давлений по предложенной методике, а также создана численная модель продольной ленты фундамента для дальнейшего расчета с помощью ПК. Полученные в результате эпюры нормальных контактных давлений показаны на рисунках 3.8 - 3.12. Дополнительно на графиках приведена полученная первоначальная трапецевидная эпюра контактных давлений, от которой и производилось перераспределение по представленной выше методике.

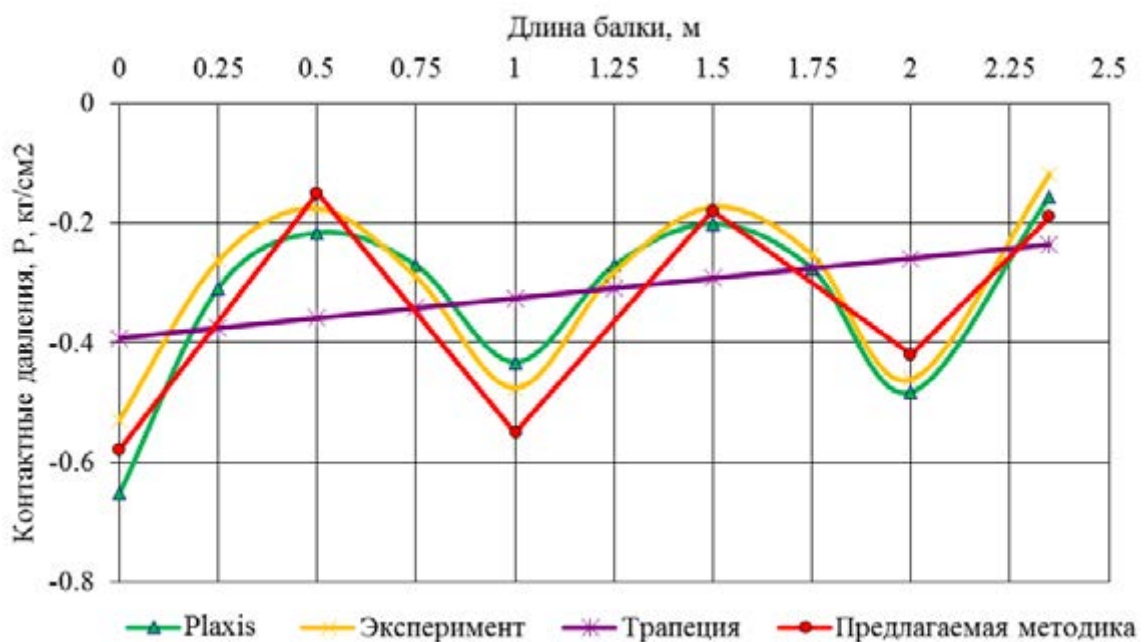


Рисунок 3.8 - Эпюры контактных давлений продольной балки фундамента на горизонтальном основании

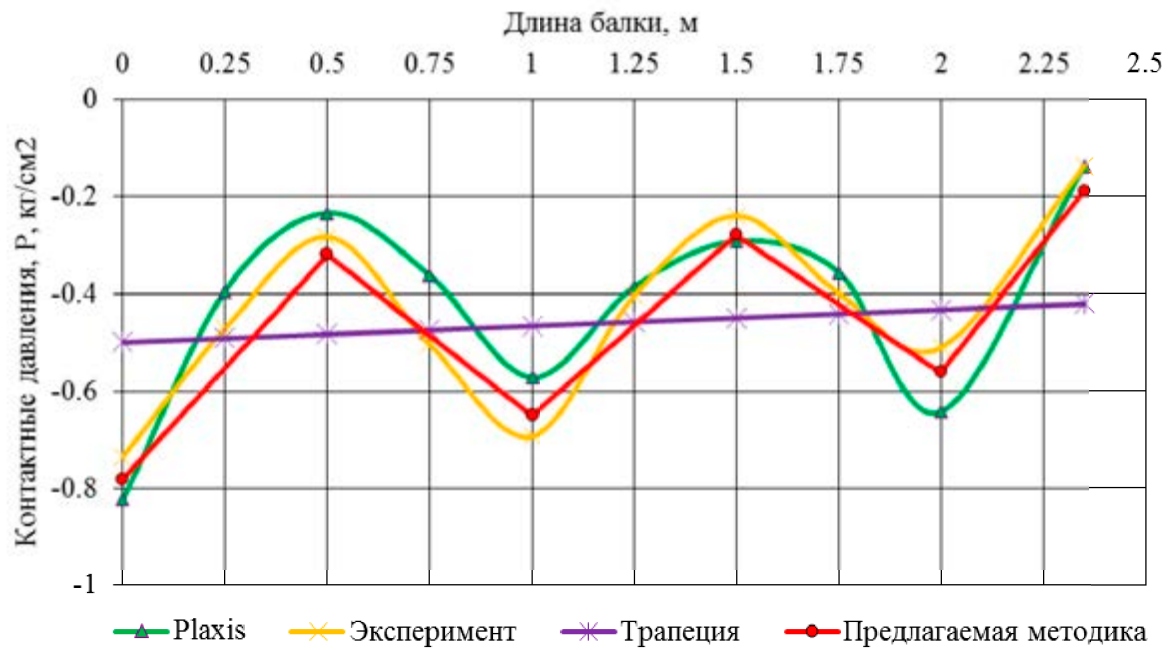


Рисунок 3.9 - Эпюры контактных давлений продольной балки фундамента при угле наклона основания 17°

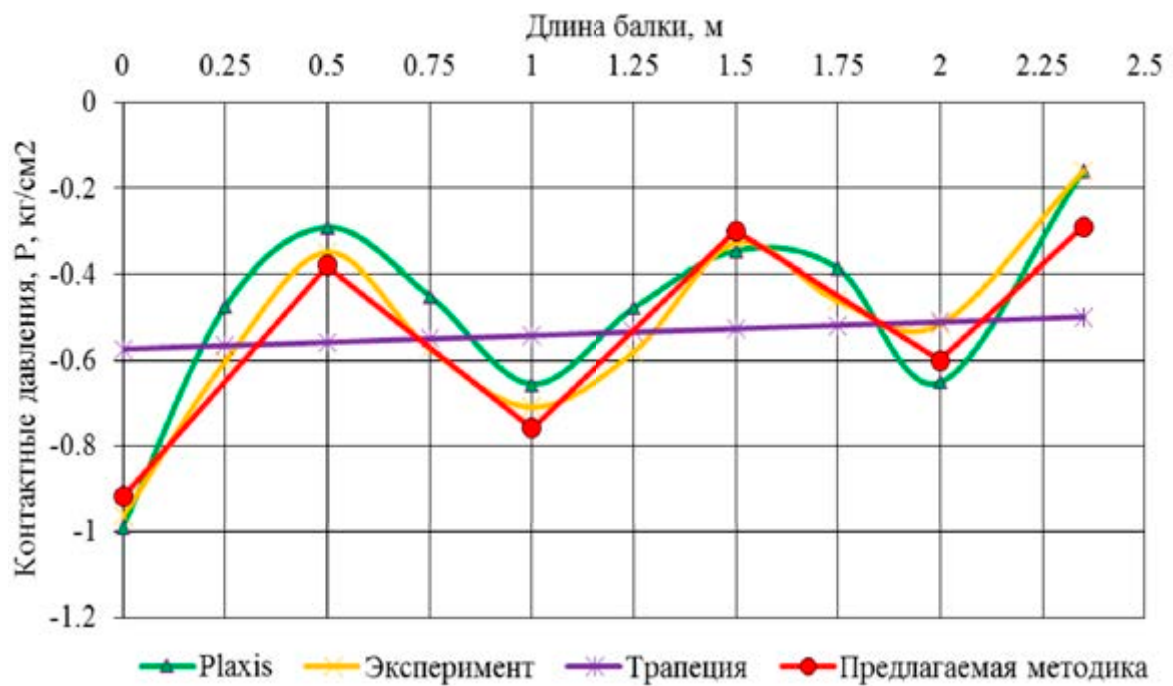


Рисунок 3.10 - Эпюры контактных давлений продольной балки фундамента при угле наклона основания 25°

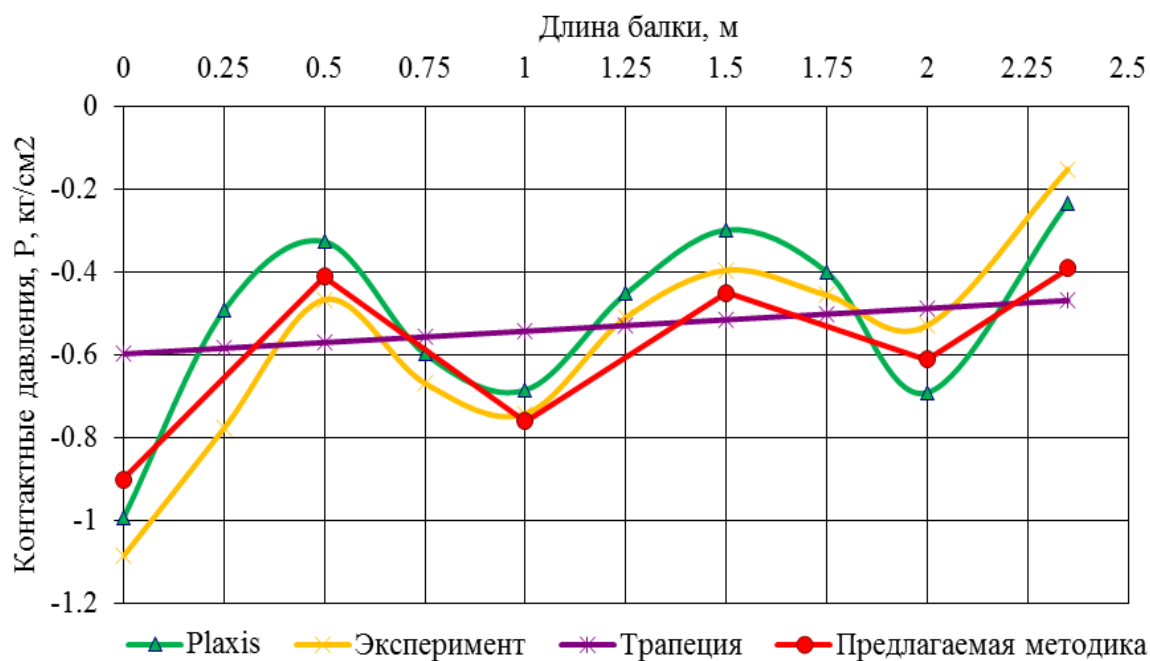


Рисунок 3.11 - Эпюры контактных давлений продольной балки фундамента при угле наклона основания 34°

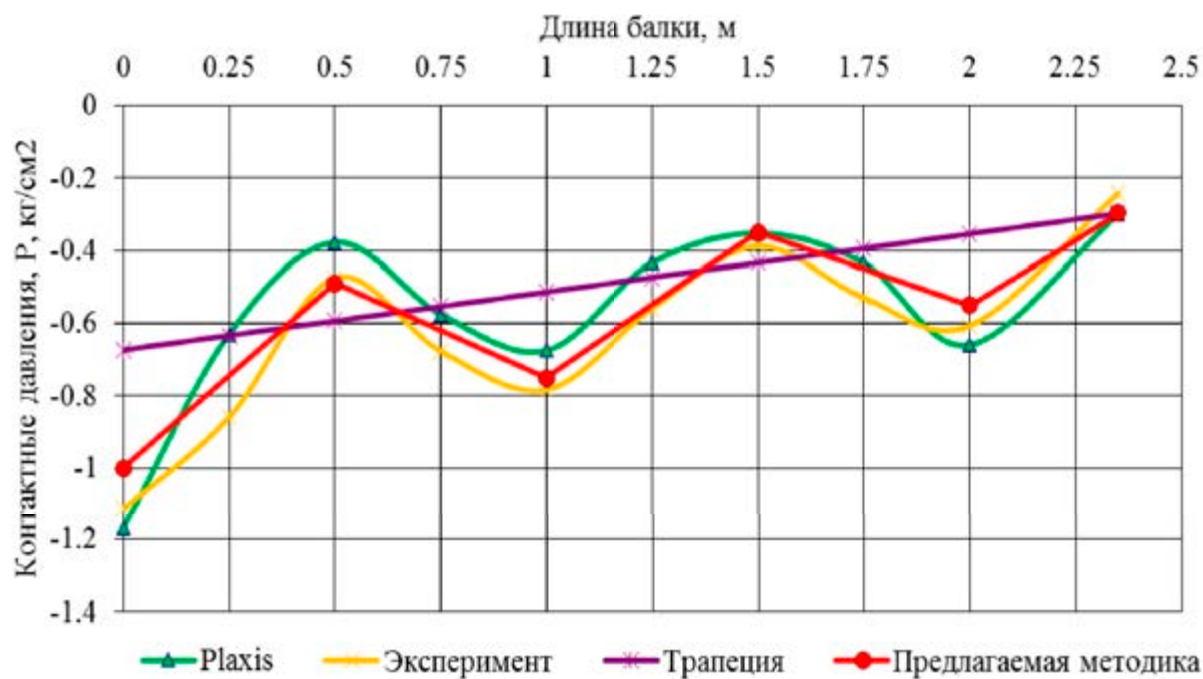


Рисунок 3.12 - Эпюры контактных давлений продольной балки фундамента при угле наклона основания 45°

Анализируя данные графики, можно сделать вывод о том, что контактные давления под подошвой реальной конструкции фундамента при определенной

гибкости будут иметь ярко выраженное перераспределение при любом наклоне грунтового основания. Эпюры контактных давлений, рассчитанных по предлагаемой методике, а также по результатам численного и натурного экспериментов показали достаточно близкую сходимость показателей. Характер перераспределения контактных давлений практически одинаков для всех рассчитанных эпюр по всей длине фундаментной балки.

Сопоставительный анализ показал, что предлагаемая инженерная методика получения эпюры нормальных контактных давлений в основании с учетом действительных деформаций полностью адекватна и учитывает особенности деформирования такого типа фундаментов на наклонных основаниях. Расхождения между экспериментальной эпюрой и теоретической составило в среднем не более 19%.

3.3. Рекомендуемая область применения методики определения расчетной эпюры нормальных контактных давлений

Разработанная методика определения расчетной эпюры нормальных контактных давлений под подошвой перекрестного фундамента на склоне применима для расчетов оснований склонов, сложенных песчаными грунтами средней плотности, а также глинистыми с углом внутреннего трения не превышающем 35^0 . При этом на всех этапах расчета контактные давления под подошвой фундамента не должны превышать предельно допустимых для данных грунтов [148]. Это ограничение вызвано заданными параметрами моделирования основания.

Такой выбор грунта обоснован целым рядом причин:

- песчаный грунт является распространенным для естественных оснований склонов. Это подтверждается наличием большого количества склонов, состоящих из песчаных грунтов, в прибрежных зонах рек, озер, морей и др. В этом случае пески практически однородны и имеют значительную глубину залегания;
- присутствие слабых грунтов на поверхности склона обуславливает

развитие недопустимых неравномерностей в осадках фундаментов, а в некоторых случаях, потерю устойчивости грунтов основания. Поэтому не исключена возможность для улучшения работы грунтов основания, устройства специальных песчаных подушек под лентами фундаментов на склоне. Это позволяет создавать искусственное песчаное основание, которое малосжимаемо и обладает высоким сопротивлением на сдвиг. Такое решение может быть вызвано естественными причинами: наличием неровностей на поверхности склона, планировка которых значительно увеличивает объем земляных работ и др. При создании искусственного песчаного основания необходимо обращать внимание на угол внутреннего трения песка, который будет определять устойчивость создаваемого откоса. Этот угол должен быть не более максимального нормативного, установленного нормами [148]. При производстве работ необходимо учитывать специальные требования по устройству искусственных оснований [148].

- глинистые грунты, наряду с песчаными, одни из наиболее распространенных оснований склонов. В большинстве случаев они могут быть использованы в качестве несущих для естественных оснований зданий и сооружений. Угол внутреннего трения наиболее часто встречающихся глинистых грунтов не превышает предельные для предложенной методики 35° .

Обоснованность применения предлагаемой методики определения расчетной эпюры нормальных контактных давлений должна устанавливаться в первую очередь по результатам геологических изысканий, которые устанавливают характер залегания пластов грунта. Во многих случаях, особенно для искусственных песчаных оснований, сжимаемый слой песка имеет небольшую толщину и подстилается практически несжимаемым основанием. Влияние несжимаемого слоя на распределение контактных давлений внутри песчаного слоя тем больше, чем меньше соотношение H/b , где H - приведенная толщина слоя, b - полуширина фундамента.

Одним из достоинств применяемой модели грунтового основания на основе переменного коэффициента жесткости является возможность учитывать такие особенности инженерно-геологических условий.

Разработанная инженерная методика определения расчетной эпюры нормальных контактных давлений может применяться для наклонных оснований, угол наклона которых составляет не более 45° .

При испытании жестких штампов перераспределение контактных давлений под подошвой было выявлено, однако его величина незначительна и близка к погрешностям измерительного оборудования. При испытании натуральных образцов фундаментов в работе [16] доказано, что перераспределение контактных давлений является неотъемлемой частью расчетной эпюры перекрестно-балочного фундамента.

Все вышесказанное позволяет сделать вывод о том, что форма эпюры контактных давлений зависит как от угла наклона основания, так и от жесткости фундаментной конструкции.

При расчете конструкций, имеющих значительную жесткость, перераспределением контактных давлений под подошвой можно пренебречь, считая расчетной эпюрой трапецевидную. При расчете же гибких фундаментных конструкций учет перераспределения давлений является обязательным. Разработанная методика позволяет вести расчет как жестких, так и гибких конструкций с учетом вышеоговоренных поправок.

Выводы:

1. Взаимодействие перекрестно-балочных фундаментов с наклонным грунтовым основанием в настоящее время является не до конца изученным. В связи с этим, разработка единой расчетной эпюры контактных давлений является приоритетным для более детального проектирования таких конструкций.

2. По результатам экспериментальных исследований установлено, что под подошвой фундаментной продольной ленты формируется неравномерная эпюра контактных давлений, форма которой приближается к трапецевидной с концентрацией максимальных ординат в зоне контакта с удерживающей конструкцией.

3. Для гибких фундаментных балок на наклонном основании перераспределение контактных давлений в упруго - пластической стадии более ярко выражено и связано как с деформациями фундаментных балок, так и с деформациями основания.

4. Разработанная методика определения расчетной эпюры контактных давлений делает возможным учет перераспределения контактных давлений и дает возможность наиболее точно оценить напряженно-деформированное состояние основания в зоне контакта с подошвой фундамента, что позволяет наиболее точно определять несущую способность перекрестно-балочных фундаментов на склоне и достичь экономии материалов на возведение или усиление конструкций за счет снижения затрат на стадиях проектирования, эксплуатации и реконструкции фундаментов.

5. Сопоставление результатов расчета по предложенной методике с результатами натурного крупномасштабного и численных экспериментов показало хорошую сходимость полученных значений.

6. Разработанная методика определения расчетной эпюры нормальных контактных давлений под подошвой перекрестного фундамента на склоне применима для расчетов оснований склонов, сложенных песчаными и глинистыми грунтами с углом внутреннего трения не превышающем 35° . Угол наклона основания при этом может варьироваться вплоть до 45° .

4. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПЕРЕКРЕСТНО-БАЛОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА СКЛОНАХ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

4.1 Особенности НДС продольных фундаментных балок

Одним из приоритетных направлений в развитии и совершенствовании инженерных методов расчета железобетонных конструкций являются исследования, связанные с использованием диаграмм деформирования бетона для расчетов фундаментов [17]. До настоящего время было выдвинуто немало предложений по построению диаграмм деформирования бетона и арматуры, а также способов их учета при расчете конструкций. Весьма интересны в этом плане предложения различных исследователей [17,23,26,67,68,69], которые связывают совершенствование и уточнение расчетных методов с использованием таких диаграмм. Такой подход, позволяет оценивать напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов на всех стадиях их работы и выявлять перераспределение усилий в сечениях. Однако, форма связи между напряжениями и деформациями в сжатом бетоне, т.е. вид диаграммы " $\sigma_b - \varepsilon_b$ ", рекомендованный нормами [147], для перекрестно-балочных фундаментов на склонах имеет существенные расхождения с данными эксперимента.

Поэтому появилась необходимость в разработке инженерной методики по расчету нормальных сечений продольных балок перекрестного фундамента с использованием экспериментально обоснованной диаграммы деформирования бетона сжатой зоны и перераспределенной эпюрой контактных давлений в наклонном основании.

В нормах многих стран за базовую диаграмму состояния бетона сжатой зоны рекомендуется криволинейная диаграмма в виде монотонной функции обратной параболы с ниспадающей ветвью [68].

Однако, напряженно деформированное состояние продольных балок перекрестного фундамента на наклонном основании, имеет определенные особенности. Эти особенности связаны с несколькими причинами:

- действием продольной сжимающей силы N_{tot} , направленной вдоль образующей склона, меняющей свою интенсивность по длине балки по мере приближения к удерживающей конструкции;

- двухосным напряженным состоянием перекрестья фундаментных балок, вызванным влиянием на напряжения в бетоне сжатой зоны продольных балок потоков нормальных напряжений в балках перпендикулярного направления, выражающееся в том, что разрушение по нормальным сечениям балок происходит при напряжениях равных $1,2 R_b$ и существенном увеличении значения предельной деформации вплоть до предельной ε_{bu} ;

- отсутствием в явном виде ниспадающего участка кривой диаграмм " $\sigma_b - \varepsilon_b$ " деформирования бетона.

- разрушение жестких фундаментных балок происходит при линейной трапецевидной эпюре контактных давлений, а гибких – при полностью перераспределенной эпюре контактных давлений. При этом эпюра имеет неравномерный характер с концентрацией максимальных давлений под опорами и минимальных в пролете с постепенным увеличением контактных давлений при приближении к удерживающей конструкции.

Эти данные подтверждаются данными экспериментов в работе [16], а также последующими теоретическими выкладками [8,14,15]. Расчеты с использованием кривых рекомендованных в ЕКБ, показали достаточно большие расхождения с результатами эксперимента.

Таким образом, учитывая особенности НДС для перекрестно-балочного фундамента необходимо уточнить форму связи между напряжениями и деформациями в сжатом бетоне, т.е. установить вид диаграммы " $\sigma_b - \varepsilon_b$ ".

4.2 Определение НДС в расчетных сечениях в предельной стадии с учетом диаграмм деформирования бетона

В работе использованы результаты экспериментальных исследований и проведен анализ диаграмм деформирования бетона для центрально сжатых бетонных призм и 30 перекрестно балочных фундаментов на склоне. На основании анализа были получены усредненные графики зависимости " $\sigma_b - \varepsilon_b$ " (рисунок 4.1).

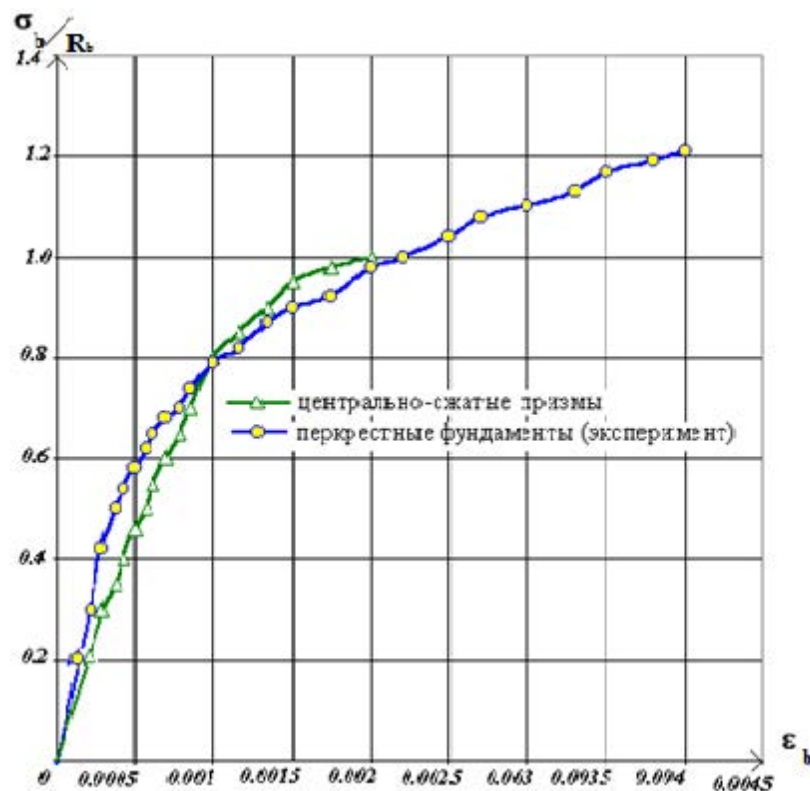


Рисунок 4.1 - Зависимость между уровнем напряжений и деформациями в бетоне сжатой зоны призм и перекрестно-балочных фундаментов

Кроме того, экспериментально исследовалась зависимость изменений модуля деформации бетона от уровня напряжений в сжатой зоне продольных балок перекрестного фундамента.

На основании исследований был предложен билинейный закон изменения модуля деформации бетона в зависимости от уровня напряжений $E_b = f(\sigma_b/R_b)$ в

виде прямолинейного и наклонного участков (рисунок 4.2) при внецентренном сжатии на всем диапазоне нагружения фундамента из перекрестных лент.

Учитывая данный факт, будем иметь что

при
$$\frac{\sigma_b}{R_b} \leq K \quad E_{b,pl} = E_b \quad (4.1)$$

при
$$\frac{\sigma_b}{R_b} > K \quad E_{b,pl} = E_b \left[1 - \frac{(\frac{\sigma_b}{R_b} - 1)(1 - \beta \bar{\nu}_{pl})}{1,2 - K} \right] \quad (4.2)$$

где σ_b – действующие напряжения в бетоне сжатой зоны; K – уровень напряжений, до которого бетон работает упруго, $K = 0.3$; $\bar{\nu}_{pl}$ – коэффициент упругости бетона сжатой зоны при $\sigma_b = R_b$, β – понижающий коэффициент, учитывающий нелинейный характер работы бетона сжатой зоны при внецентренном сжатии. Для бетонов класса В25-В30 принимаем $\bar{\nu}_{pl} = 0.5$, $\beta = 0.4$

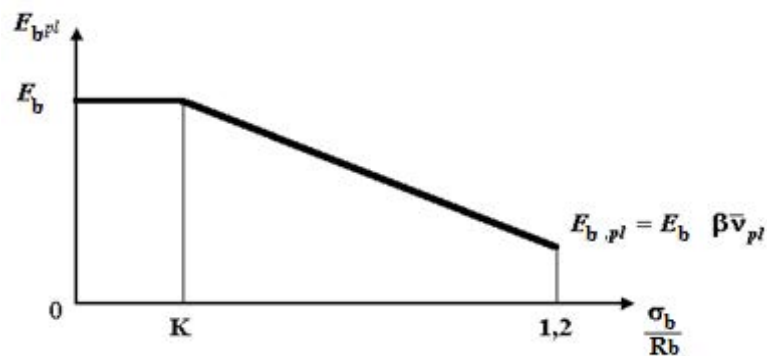


Рисунок 4.2 - График зависимости модуля деформации бетона E_b от уровня напряжений σ_b / R_b .

В этом случае зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне примет следующий вид (рисунок 4.3) и выразиться следующим образом

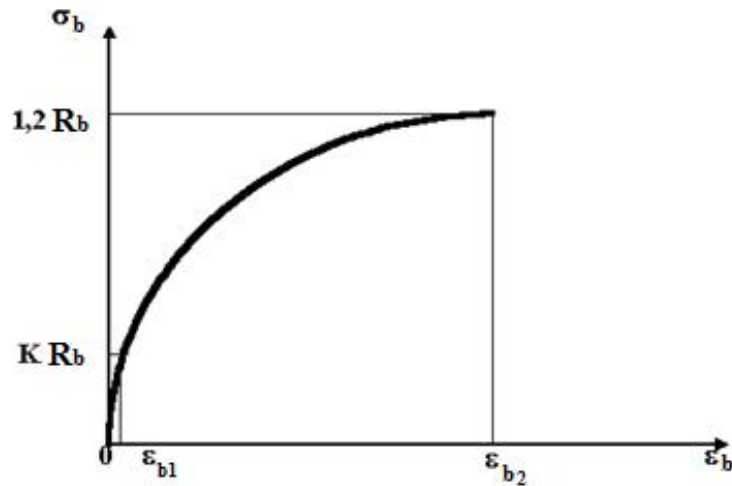


Рисунок 4.3 - Зависимость между напряжениями и деформациями в сжатой зоне бетона.

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,l} \quad \sigma_b = \varepsilon_b E_b,$ (4.3)

при $\varepsilon_{b,l} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,2}; \quad \sigma_b = \frac{\varepsilon_b E_b (1 - K \beta \bar{v}_{pl})}{(1,2 - K) + \varepsilon_b \frac{E_b}{R_b} (1 - \beta \bar{v}_{pl})},$ (4.4)

где $\varepsilon_{b,l} = K R_b / E_b$ – максимальные упругие деформации бетона; $\varepsilon_{b,2}$ – предельные деформации бетона сжатой зоны при внецентренном сжатии.; E_b – характеристическое значение начального модуля упругости бетона. Тогда деформации бетона соответственно выразятся

$$\varepsilon_b = \frac{(1,2 - K) \eta R_b}{E_b [(1,2 - \beta K \bar{v}_{pl}) - \eta (1 - \beta \bar{v}_{pl})]}, \quad (4.5)$$

где $\eta = \frac{\sigma_b}{R_b}$ – уровень напряжений в сжатой зоне бетона продольных балок фундамента.

Формула (4.5) применима при $\varepsilon_b > \varepsilon_{b,l}$.

Тогда расчетный модуль упругости запишется в следующем виде

$$E_{b,pl} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{E_b(1 - K\beta\bar{\nu}_{pl})(1,2 - K)}{\left[(1,2 - K) + \varepsilon_c \frac{E_b}{R_b} (1 - \beta\bar{\nu}_{pl}) \right]^2} \quad (4.6)$$

Таким образом, получены экспериментально обоснованные зависимости, которые можно использовать при расчете перекрестно балочных фундаментов.

Исследования полунатурных фундаментов показали ярко выраженный криволинейный характер эпюры напряжений в сжатой зоне бетона продольных балок перекрестного фундамента во второй и третьей стадиях напряженно-деформированного состояния при относительном уровне напряжений $\sigma_b/R_b > 0.3$.

Кроме этого, было доказано, что бетон сжатой зоны над нормальной трещиной находится в относительно благоприятных условиях за счет сдерживающего влияния расположенных рядом менее напряженных сжатием участков, что позволяет ему выдерживать напряжения больше предельного сопротивления бетона сжатию R_b в среднем на 20% [15].

Поэтому предлагается использовать подход к расчету с использованием билинейной формы эпюры - прямолинейной «упругой» и криволинейной «упругопластической». Рассмотрим данную эпюру, которая получит очертание в соответствии с диаграммой (рисунок 4.4).

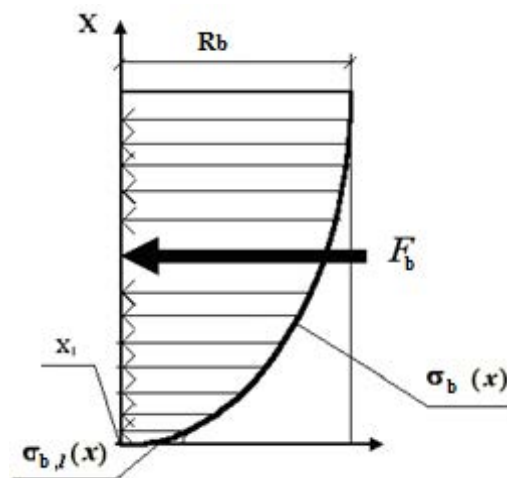


Рисунок 4.4 - Форма эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны.

Проведя замены и подстановки, получим для первой части эпюры

$$\sigma_{b,l}(x) = \frac{1}{\rho} E_b x_l \quad (4.7)$$

а для второй части используем выражение гиперболической функции с соответствующими коэффициентами

$$\sigma_b(x) = \frac{Ax}{Cx + B} \quad (4.8)$$

где:

$$A = (1,2 - K\beta\bar{v}_{pl}) \frac{1}{\rho} E_b = 1,14 \frac{1}{\rho} E_b; \quad (4.9)$$

$$B = 1,2 - K = 0,9; \quad (4.10)$$

$$C = \frac{1}{\rho} \frac{E_b}{R_b} (1 - \beta\bar{v}_{pl}) = 0,80 \frac{1}{\rho} \frac{E_b}{R_b} \quad (4.11)$$

$$x_l = \frac{0,3 R_b}{\frac{1}{\rho} E_b} \quad (4.12)$$

Будем считать, что величина x_l составляет часть от всей высоты сжатой зоны x . Тогда можно записать, что

$$x = \psi x_l \quad (4.13)$$

Тогда величина равнодействующей в бетоне сжатой зоны выразится

$$F_b = \int_0^{x_l} \sigma_{b,l}(x) dx + \int_{x_l}^x \sigma_b(x) dx = \frac{R_b^2 b}{\frac{1}{\rho} E_b} \left(0,44\psi - 0,4 - 2,2 \ln \frac{\psi + 5}{6} \right) \quad (4.14)$$

По общим правилам координата точки центра тяжести данной эпюры, в которой будет приложено равнодействующее усилие F_b в сжатой зоне бетона определится по зависимости

$$\begin{aligned}
 x_F = \frac{D_1}{F_1} &= \frac{\int_0^{x_l} x \sigma_{b,l}(x) dx + \int_{x_l}^x x \sigma_b(x) dx}{\int_0^{x_l} \sigma_{b,l}(x) dx + \int_{x_l}^x \sigma_b(x) dx} = \\
 &= \frac{x}{\psi} \frac{0.22\psi^2 - 2.2\psi + 2 + 11 \ln\left(\frac{\psi+5}{6}\right)}{0.44\psi - 0.4 - 2.2 \ln\left(\frac{\psi+5}{6}\right)} = \frac{[K_x / K_c]}{\psi} x = x \xi_0
 \end{aligned}
 \tag{4.15}$$

Таким образом, задача сводится к определению коэффициента ψ , который показывает во сколько раз полная величина высоты сжатой зоны x больше ее условно упругой высоты x_l , введенной нами в рассмотрение.

Учитывая уравнение (4.13) получим

$$\psi = \frac{x}{x_l} = \frac{\eta}{K \left[1 - \frac{(\eta - K)(1 - \beta \bar{v}_{pl})}{1.2 - K} \right]}
 \tag{4.16}$$

В общем случае полная высота сжатой зоны находится из выражения

$$x = \frac{R_{b,n} \eta}{\frac{1}{\rho} E_b \left[1 - \frac{(\eta - K)(1 - \beta \bar{v}_{pl})}{1.2 - K} \right]}
 \tag{4.17}$$

где $R_{b,n}$ – характеристическое значение прочности бетона в возрасте 28 суток; $\frac{1}{\rho}$ – кривизна железобетонного элемента с трещинами; E_b – начальный модуль деформации бетона сжатой зоны, определяемый по СП 63.13330.2012. Производя подстановку выражения (4.16) в (4.13) и варьируя уровень напряжений σ_b / R_b от 0,3 до 1,2 получим таблицу 4.1, в которой представлено изменение координаты точки приложения равнодействующей напряжений в сжатой зоне бетона от уровня напряжений. Кроме этого могут быть вычислены показатели ν и деформации крайней фибры сжатой зоны ε_b для тяжелого бетона В25, из которого преимущественно изготавливаются фундаменты данного типа.

Таблица 4.1 - Расчетные параметры сечения

$\eta = \sigma_b / R_b$	ψ	K_x	K_c	ξ_0	$LN\left(\frac{\psi + 5}{6}\right)$
1	2	3	4	5	6
0.31	1.04	0.0231	0.0430	0.516	0.0067
0.32	1.08	0.0264	0.0461	0.529	0.0134
0.34	1.16	0.0339	0.0529	0.551	0.0270
0.36	1.25	0.0428	0.0602	0.569	0.0408
0.38	1.34	0.0531	0.0682	0.582	0.0548
0.4	1.43	0.0650	0.0768	0.593	0.0690
0.42	1.52	0.0788	0.0861	0.601	0.0834
0.44	1.62	0.0947	0.0962	0.608	0.0980
0.46	1.72	0.1128	0.1071	0.614	0.1128
0.48	1.82	0.1334	0.1188	0.618	0.1278
0.5	1.92	0.1569	0.1313	0.621	0.1431
0.52	2.03	0.1836	0.1448	0.624	0.1586
0.54	2.14	0.2138	0.1593	0.626	0.1744
0.56	2.26	0.2479	0.1748	0.628	0.1904
0.58	2.38	0.2863	0.1914	0.630	0.2066
0.6	2.50	0.3296	0.2091	0.631	0.2231
0.62	2.63	0.3782	0.2280	0.631	0.2400
0.64	2.76	0.4327	0.2483	0.632	0.2570
0.66	2.89	0.4939	0.2699	0.632	0.2744
0.68	3.04	0.5624	0.2930	0.632	0.2921
0.7	3.18	0.6390	0.3177	0.632	0.3102
0.72	3.33	0.7247	0.3440	0.632	0.3285
0.74	3.49	0.8204	0.3720	0.632	0.3472
0.76	3.65	0.9274	0.4020	0.631	0.3662
0.78	3.82	1.0468	0.4339	0.631	0.3857
0.8	4.00	1.1801	0.4680	0.630	0.4055
0.82	4.18	1.3290	0.5043	0.630	0.4257
0.84	4.37	1.4951	0.5432	0.629	0.4463

Продолжение таблицы 4.1

1	2	3	4	5	6
0.86	4.57	1.6806	0.5846	0.628	0.4673
0.88	4.78	1.8877	0.6289	0.628	0.4888
0.9	5.00	2.1191	0.6762	0.627	0.5108
0.92	5.23	2.3776	0.7267	0.626	0.5333
0.94	5.47	2.6668	0.7808	0.625	0.5563
0.96	5.71	2.9902	0.8387	0.624	0.5798
0.98	5.98	3.3525	0.9007	0.623	0.6039
1	6.25	3.7584	0.9671	0.622	0.6286
1.02	6.54	4.2139	1.0383	0.621	0.6539
1.04	6.84	4.7255	1.1147	0.620	0.6799
1.06	7.16	5.3008	1.1969	0.618	0.7066
1.08	7.50	5.9487	1.2853	0.617	0.7340
1.1	7.86	6.6795	1.3804	0.616	0.7621
1.12	8.24	7.5052	1.4830	0.615	0.7911
1.14	8.64	8.4399	1.5938	0.613	0.8210
1.16	9.06	9.5001	1.7136	0.612	0.8518
1.18	9.52	10.7055	1.8434	0.610	0.8835
1.2	10.00	12.0792	1.9842	0.609	0.9163

Тогда для расчета нормальных сечений при любом уровне внешней нагрузки необходимо получить зависимость между кривизной и действующим моментом $\frac{1}{\rho} - M$ исходя из реальных условий деформирования фундаментных балок. Учитывая данные экспериментальных исследований [5], а также анализируя графики $\frac{1}{\rho} - M$, построенные по формулам норм для таких фундаментов, при $M > M_{cr}$ получаем, что приращение кривизны практически пропорциональны приращению моментов, что подтверждается и исследованиями других авторов [17]. В этом случае приближенно можно принять эту зависимость в виде ломаной линии (рисунок 4.5).

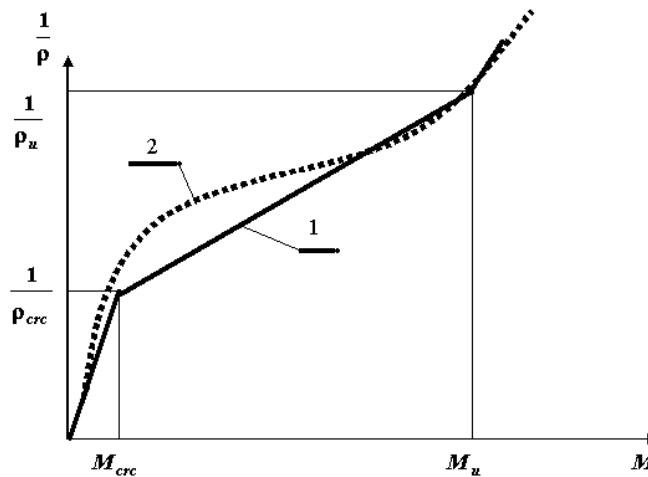


Рисунок 4.5 - Зависимость кривизны от действующего момента: 1 – упрощенная зависимость; 2 – экспериментальная кривая

Тогда, рассматривая кривизну в интервале $M_{crc} \leq M \leq M_u$, получим

$$\frac{1}{\rho} = \left[\left(\frac{1}{\rho_u} - \frac{1}{\rho_{crc}} \right) \frac{M - M_{crc}}{M_u - M_{crc}} \right] + \frac{1}{\rho_{crc}} \quad (4.18)$$

где $M_{crc} = f_{ctk} W_{pl}$ (4.19) момент трещинообразования для данной конструкции;

$M_u = \alpha R_b b d^2$ (4.20) предельный момент, воспринимаемый прямоугольным сечением при граничном армировании, при этом коэффициент α изменяется в пределах от

$$\alpha_{max} = 0.5 \quad \text{до} \quad \alpha_{min} = \frac{R_{bt} W_{pl}}{R_b b d^2} \quad (4.21). \quad \frac{1}{\rho_u} = \frac{R_s}{d E_s} \left(1 + \frac{1.8 \alpha_s \rho_f}{0.1 + 0.5 \rho_f R_b / R_s} \right) - \frac{N_{tot}}{d^2 E_s \rho_{yd} b} \quad (4.22) -$$

предельная кривизна при максимальном моменте; $\frac{1}{\rho_{crc}} = \frac{R_{bt} W_{pl}}{0.85 E_b I_{red}}$ (4.23) кривизна

соответствующая моменту трещинообразования; M – действующий момент в соответствующем сечении; ρ_f – коэффициент армирования для фундаментных балок принимается оптимальным равным 0,02; $W_{pl} = \gamma W_{red}$ – пластический момент сопротивления; γ – коэффициент сечения, принимаемый для прямоугольного сечения 1,75.

Рассмотрим нормальные сечения продольной ленты фундамента и усилия, действующие в ней от соответствующих контактных давлений в грунтовом основании (рисунок 4.6).

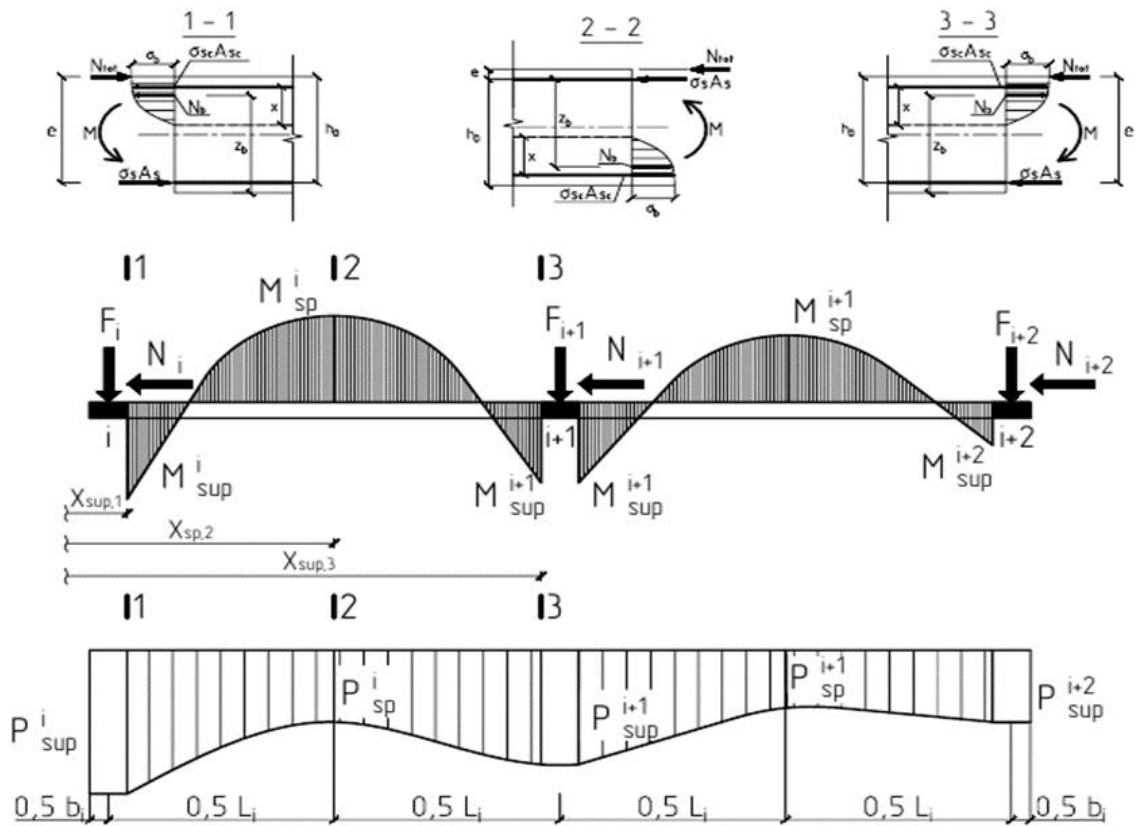


Рисунок 4.6 - Расчетные сечения продольной наклонной ленты фундамента

Будем считать, что все усилия действуют только в вертикальной плоскости. Тогда расчет прочности нормальных сечений продольных балок перекрестных фундаментов при действии изгибающих моментов M от отпора грунта p и продольных сил N от действующей внешней нагрузки в деформационной модели будет производить с использованием следующих допущений:

- уравнения, которые устанавливают соотношения между деформациями бетона сжатой зоны и растянутой арматуры, формируются исходя из линейного закона распределения, т.е. строятся на основе гипотезы плоских сечений. Растянутый бетон из расчета исключается;

- связь между напряжениями σ_b в сжатом бетоне и его деформациями ε_b устанавливается исходя из параметров билинейной диаграммы состояния. Запишем условие равновесия относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$N_c z = M \pm N_{tot} = M_{tot} \quad (4.24)$$

Заменяя равнодействующую в бетоне сжатой зоны по формуле (4.14) и учитывая зависимость (4.17) получим

$$\frac{R_b^2 b}{\rho} K_c \left(d - \xi_0 \frac{K R_b \eta}{\frac{1}{\rho} E_b \left[1 - \frac{(\eta - K)(1 - \beta \bar{v}_{pl})}{1,2 - K} \right]} \right) = M_{tot} \quad (4.25)$$

Задавая величину M_{tot} в долях от M_u и определяя соответствующую ему кривизну по формуле (4.18) найдем из выражения (4.25) тот уровень напряжений в сжатой зоне бетона, который будет соответствовать этому моменту, и представим соответствующий график зависимости относительного момента от уровня напряжений в бетоне сжатой зоны (рисунок 4.7).

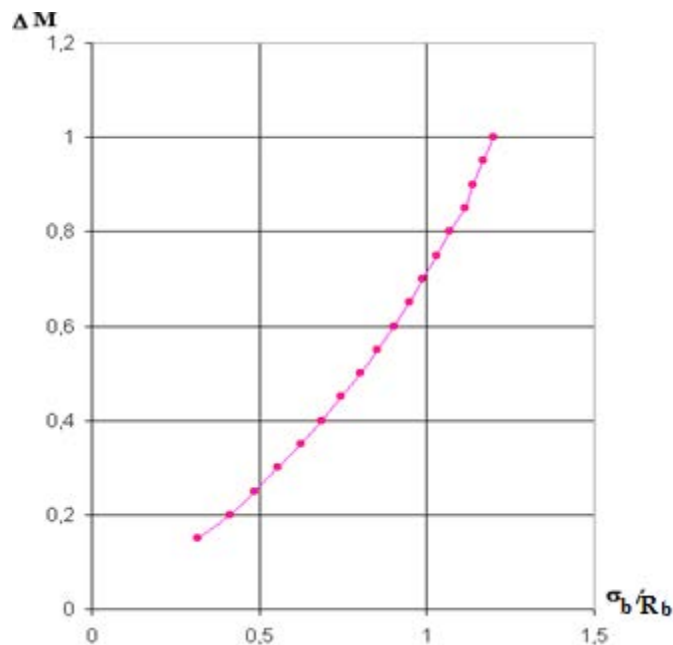


Рисунок 4.7 - Зависимость относительного момента от уровня напряжений в сжатой зоне бетона перекрестных балок фундамента по экспериментальным данным

Аппроксимируя полученную кривую параболой найдем по методу наименьших квадратов, что

$$\Delta M = \frac{M_{tot}}{M_u} = a\eta^2 - b\eta + c \quad (4.26)$$

где $a = 0.69$; $b = 0.13$; $c = 0.15$.

Решая уравнение (4.26) относительно $\eta = \frac{\sigma_b}{R_b}$ получим

$$\eta = \frac{0.13 + \sqrt{2.76\Delta M - 0.397}}{2 * 0.69} \quad (4.27)$$

или

$$\Delta M = \frac{(1.38 \eta - 0.13)^2 + 0.397}{2.76} \quad (4.28)$$

Задавая величину уровня напряжений по (4.28) получим соответствующую расчетную таблицу 4.2, в которой представлена зависимость уровня напряжений в сжатой зоне от уровня предельного момента

Таблица 4.2 - Зависимость уровня напряжений в сжатой зоне от уровня предельного момента

$\eta = \sigma_b / R_b$	0,31	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2
ΔM	0,176	0,208	0,257	0,320	0,397	0,488	0,592	0,710	0,988

Производя варьирование уровня напряжений σ_b / R_b от 0 до 1,2 можно получить таблицу, в которой представлено изменение координаты точки приложения равнодействующей напряжений в сжатой зоне бетона от уровня напряжений. Кроме этого могут быть вычислены показатели ν и деформации крайней фибры сжатой зоны ε_b для тяжелого бетона В25, из которого преимущественно изготавливаются фундаменты данного типа (Приложение Г).

Таким образом, зная характеристики сечения, имея расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, можно рассчитать уровень напряжений в сжатой зоне бетона, определить ее высоту, найти равнодействующую в бетоне сжатой зоны и решить задачу по определению несущей способности сечения.

4.3 Алгоритм расчета прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона

На основании вышеизложенной методики расчета прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона был разработан следующий алгоритм решения данной задачи.

1. Задаются исходные данные: геометрические размеры b, h, h_0 ;
 - данные по армированию A_s, a_s ; расчетные и нормативные характеристики материалов $R_b, R_{bn}, E_b, E_s, R_s$;

2. Компоненты для определения НДС нормального сечения фундамента:
 - задаются значения уровня напряжений в наиболее сжатой фибре зоне бетона сжатой зоны балок $\eta = 0, \dots, 1, 2$ с шагом $\Delta\eta = 0,05$;
 - определяется расчетное соотношение ΔM между суммарным изгибающим моментом M_{tot} и предельным моментом M_u сечения по методике, изложенной в работе [1,15] для бетона класса В25-В30 по зависимости

$$\Delta M = 1.69\eta^2 - 0.13\eta + 0.15;$$

- находятся деформации и напряжения крайней фибры бетона сжатой зоны по (4.4) и (4.5);
 - используя зависимость между напряжениями арматуры и бетона предложенную в работе [16] и считая, что изменения деформаций будут напрямую зависеть от приращения момента, находятся деформации растянутой арматуры по следующей зависимости

$$\varepsilon_s = \frac{(\varepsilon_{s,crc} + \varepsilon_{s,u})}{(\varepsilon_{b,crc} + \varepsilon_{b,u})} \Delta M$$

- определяются напряжения в арматуре

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s, \text{ где } E_s = 200000 \text{ МПа}$$

- рассчитывается высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной по формуле

$$x = \frac{\varepsilon_b h_0}{\varepsilon_b + \varepsilon_s}$$

- определяется кривизна железобетонной фундаментной балки в сечении с трещиной

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_s}{h_0}$$

- находится условно упругая высота сжатой зоны бетона x_l , которая характеризует упругую работу сжатой зоны бетона

$$x_l = \frac{K R_{bn}}{\frac{1}{\rho} E_b}$$

Если $x_l > h$, то принимаем для расчета $x_l = h$

- определяется соотношение полной высоты сжатой зоны бетона и условной

$$\psi = x / x_l$$

- находятся вспомогательные коэффициенты K_c, K_x , характеризующие работу бетона в сжатой зоне [15] и их соотношение

$$K_c = 0,44\psi^2 - 0,4 - 2,2 \ln \frac{\psi + 5}{6}$$

$$K_x = 0,22\psi^2 - 2,2\psi + 2 + 11 \ln \frac{\psi + 5}{6}$$

- определяется равнодействующая в бетоне сжатой зоны по формуле

$$N_c = \frac{R_{bn} b}{\frac{1}{\rho} E_b} K_c$$

- определяется расстояние от наиболее сжатой грани сечения до равнодействующей в бетоне

$$x_N = \xi x$$

где $\xi = \frac{[K_x / K_c]}{\psi}$ - коэффициент, который устанавливает расстояние от сжатой грани элемента до равнодействующей в бетоне сжатой зоны в долях от высоты сжатой зоны x ;

- определяется плечо внутренне пары сил

$$Z_c = h_0 - x_N$$

- вычисляется несущая способность сечения

$$M_{сеч} = N_b Z_b$$

- на основании определенных данных строим зависимости

$$x = f(\varepsilon_b); M = f(\varepsilon_b); \frac{1}{\rho} = f(M); \frac{1}{\rho} = f(\varepsilon_b); B = f(\varepsilon_b); M = f(B), \quad \text{где } B - \text{ жесткость}$$

железобетонной фундаментной балки, которая рассчитывается по формуле

$$B = \frac{1}{\rho} M$$

- определяем изгибающий момент $M_{расч}$ от действующих контактных давлений при любом расчетном уровне внешней нагрузки от отпора грунта. При выполнении условия $M_{расч} \leq M_{сеч}$ расчет прекращается, и сечение считается подобранным. При условии $M_{расч} > M_{сеч}$ производится изменение сечения балки или увеличение количества арматуры, и расчет производится снова.

Выводы:

1. Одним из приоритетных направлений в развитии и совершенствовании инженерных методов расчета железобетонных конструкций являются исследования, связанные с использованием диаграмм деформирования бетона для расчетов фундаментов.

2. Анализ литературы показал актуальность проведенных в работе исследований с целью совершенствования расчета нормальных сечений с учетом диаграммы состояния бетона сжатой зоны для продольных балок фундамента.

3. Наиболее близкой по форме к экспериментальной является теоретическая диаграмма бетона сжатой зоны, полученная и обоснованная автором, которая и принята в качестве расчетной.

3. Предложены уравнения и зависимости для построения криволинейных диаграмм работы бетона сжатой зоны сжато-изгибаемых железобетонных фундаментных балок, основанных на деформационной модели работы, для использования в практических расчетах для зданий на склонах, а также разработан алгоритм расчета прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Конструкция фундамента из перекрестных лент дает возможность возводить здания любого типа на склонах с большой крутизной без подрезки основания, что уменьшает опасность активизации оползневых явлений и существенно снижает объемы земляных работ. Устойчивость склона возрастает также за счет исключения передачи сдвига на основание. Сдвиговые деформации полностью воспринимаются удерживающей конструкцией.

2. Недостаточное количество экспериментально-теоретических исследований напряженно-деформированного состояния основания и фундамента на склоне в процессе нагружения привело к тому, что принятые в настоящее время методики расчетов таких конструкций не учитывают основных особенностей взаимодействия системы "основание-фундамент": увеличение контактных давлений по мере приближения к удерживающей конструкции, неравномерность осадок опорных сечений фундаментных лент по длине и т.д.

3. Экспериментальным путем получены эпюры контактных давлений в песчаном основании в зависимости от изменения жесткости моделей фундамента и угла наклона основания к горизонтальной плоскости имеет неравномерный характер с увеличением ординат по направлению склона. Данный факт обусловлен особым напряженным состоянием грунта в зоне примыкания основания к стене удерживающей конструкции. Также установлены особенности развития осадок конструкции фундамента, что выражается в увеличении осадки по мере удаления от удерживающей конструкции.

4. С учетом опытных данных обоснован выбор модели грунтового основания для определения ординат контактных давлений в основании. В использованной модели применен переменный по длине склона коэффициент жесткости основания. Разработана методика определения расчетной эпюры контактных давлений с учетом их перераспределения. Принята неодинаковая степень перераспределения под опорами и в пролетах. Разработанная методика дает возможность оценить реальное напряженно-деформированное состояние основания в зоне контакта с

подошвой фундамента, что позволяет наиболее точно определять несущую способность перекрестно-балочных фундаментов на склоне и достичь экономии материалов на возведение или усиление конструкций за счет снижения затрат на стадиях проектирования, эксплуатации и реконструкции фундаментов.

5. Значения ординат эпюры контактных давлений, определенные теоретически по выбранной модели с учетом предложенной схемы перераспределения, близки к данным физических и численных экспериментов. Разработанная методика определения расчетной эпюры нормальных контактных давлений под подошвой перекрестного фундамента на склоне применима для расчетов оснований склонов, сложенных песчаными и глинистыми грунтами с углом внутреннего трения не превышающем 35° . Угол наклона основания при этом может варьироваться вплоть до 45° .

6. Одним из приоритетных направлений в развитии и совершенствовании инженерных методов расчета железобетонных конструкций являются исследования, связанные с использованием диаграмм деформирования бетона для расчетов фундаментов.

7. Предложены уравнения и зависимости для построения криволинейных диаграмм работы бетона сжатой зоны сжато-изгибаемых железобетонных фундаментных балок, основанных на деформационной модели работы, для использования в практических расчетах для зданий на склонах, а также разработан алгоритм расчета прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона, который дает возможность производить расчет и конструирование таких фундаментов с достаточной степенью точности, а также автоматизировать расчет конструкции фундамента, учитывая разнообразные факторы.

Перспективы дальнейшей разработки темы «Экспериментально-теоретические основы взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием» следующие:

1. Необходимо провести натурные эксперименты крупномасштабных железобетонных моделей перекрестно-балочных фундаментов на склонах

совместно с моделированием узла сопряжения с удерживающей конструкцией для выявления особенностей совместного деформирования системы.

2. Необходимо провести исследования напряженно-деформированного состояния грунтового основания склона, ограниченного жесткой удерживающей конструкцией для определения ее влияния на физико-механические свойства грунтового основания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев, С. И. Автоматизированный метод расчета фундаментов по двум предельным состояниям / С. И. Алексеев. – Псков : Псковский политехнический институт Санкт-Петербургского государственного университета, 1996. – 206 с.
2. Аринина, Э. В. Проверка правил моделирования осесимметричного состояния песчаного основания / Э. В. Аринина // Исследования напряженно-деформированного состояния основания и фундаментов : сборник НПИ. Новочеркасск, 1971. – С.52 – 57.
3. Аринина, Э. В. Исследование коэффициентов трения между контактной поверхностью фундаментов и песчаным основанием / Э. В. Аринина // Экспериментально-теоретические исследования строительных конструкций, оснований и фундаментов : сб. тр. НПИ. – Новочеркасск, 1972. – С.63–65.
4. Бажант, З. Эндохонная теория неупругости и инкрементальная теория пластичности / З. Бажант // Механика деформируемых твердых тел : сб. – М.: Мир, 1983. – С. 50–180.
5. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В. Н. Байков, Э. В. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1985. – 727 с.
6. Баранов, Д. С. Измерительные приборы, методика и некоторые результаты исследования распределений давлений в песчаном грунте / Д. С. Баранов // Научные сообщения : сб. ЦНИИСКА – М., 1959. – Вып.7. – С. 62.
7. Баранов Д. С. О погрешности при измерении давлений в грунтах / Д. С. Баранов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. – № 2. – С. 5–8.
8. Барыкин, А. Б. К вопросу определения расчетной эпюры нормальных контактных напряжений в основании для проектирования перекрестного ленточного фундамента на склоне / А. Б. Барыкин // Геотехника. – 2017. – №1. – С. 28–38.
9. Барыкин, А. Б. Модельные исследования деформаций оснований перекрестно-балочных фундаментов на склонах / А. Б. Барыкин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2017. – №3. – С. 68–75.

10. Барыкин, А. Б. Расчет прочности нормальных сечений перекрестно-балочных фундаментов на склонах на основе диаграммы деформирования бетона / И. М. Дьяков, А. Б. Барыкин // Научный журнал строительства и архитектуры. — 2017. — № 2(46). — С. 18–27.

11. Барыкин, Б. Ю. Расчет перекрестного ленточного фундамента склоне с учетом распора и продольной сжимающей силы / Б. Ю. Барыкин // Проблемы комплексной застройки южного берега Крыма : материалы конф. — Т. 1. — Симферополь, 1988. — С. 165–166.

12. Барыкин, Б. Ю. Экспериментальные исследования работы новой конструкции здания на склоне при динамических воздействиях типа сейсмических / Б. Ю. Барыкин, И. А. Кочетов // Проблемы комплексной застройки южного берега Крыма : материалы конф. — Т. 1. — Симферополь, 1988. — С. 247–248.

13. Барыкин, Б. Ю. Расчет прочности перекрестного ленточного фундамента на склоне / Б. Ю. Барыкин // Повышение эффективности строительства: сб. науч. тр. — Киев : УМК ВО УССР, 1988. — С.22–24.

14. Барыкин, Б. Ю. Предложения по расчету прочности продольных балок фундамента из перекрестных лент на склоне по наклонным сечениям / Б. Ю. Барыкин // Строительство зданий и сооружений на крутых склонах и неудобьях : сб. тезисов. — Севастополь, 1989. — С.7–10,

15. Барыкин, Б. Ю. Перераспределение контактных давлений под подошвой перекрестного ленточного фундамента на склоне / Б. Ю. Барыкин // Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в строительную практику : сб. тезисов. — Полтава, 1989. — С. 11–12.

16. Барыкин, Б. Ю. Взаимодействие перекрестно-ленточного фундамента на склоне с песчаным основанием : автореф. дис. ... канд. техн. наук. / Б. Ю. Барыкин. — Днепропетровск, 1990. — 20 с.

17. Барыкин, Б. Ю. Применение экспериментальных диаграмм « $\sigma_b - \epsilon_b$ » сжатого бетона при расчете перекрестно-балочных фундаментов для зданий на склонах / Б. Ю.Барыкин, А. В. Андронов, А. Б. Барыкин // Строительство и

техногенная безопасность : сб. науч. тр. / НАПКС. – Симферополь, 2011. – Вып. 39. – С. 9–19.

18. Барыкин, Б. Ю. Предложения по расчету прочности перекрестно-балочных фундаментов для зданий на склонах при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил на основе деформационной модели / А. Б. Барыкин, Б. Ю. Барыкин // Вестник Одесской государственной академии строительства и архитектуры : сб. науч. тр. : Материалам Междунар. науч.-техн. конф. "Проблемы теории и практики строительных конструкций", 15-17 апреля 2013 г. – Одесса : ОГАСА. – 2013. – Вып. 49. – С. 40–47.

19. Бобрицкий, Г. М. Экспериментальное исследование железобетонных прямоугольных плит на песчаном основании переменной жесткости / Г. М. Бобрицкий // Исследования по основаниям, фундаментам и механике грунтов. – Киев, 1969. – С.130–142.

20. Богомолов, А. Н. Расчет устойчивости откосов и склонов на основе анализа их напряженного состояния / А. Н. Богомолов, С. И. Шиян, О. А. Богомолова // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2009. – № 5. С. 115–120.

21. Богомолов, А. Н. Распределение напряжений в основании абсолютно жесткого штампа при конечном значении коэффициента трения по контакту штамп-грунт / А. Н. Богомолов, А. Н. Ушаков, О. А. Богомолова // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия : Строительство и архитектура. – 2009. – № 16. – С. 20-23.

22. Богомолов, А. Н. Несущая способность основания системы параллельных заглубленных ленточных фундаментов конечной жесткости / А. Н. Богомолов, О. А. Богомолова, Р. А. Донсков, А. А. Пристансков // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия : Строительство и архитектура. – 2015. – № 41(60). – С. 4–13.

23. Бондаренко, В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – Москва : Стройиздат, 1982. – 287 с.

24. Бондаренко, В. М. Расчет эффективных многокомпонентных конструкций / В. М. Бондаренко, А. Л. Шагин. – Москва : Стройиздат, 1987. – 147 с.
25. Бондаренко, В. М. Железобетонные и каменные конструкции / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – Москва : Высшая школа, 1987. – 383 с.
26. Боришанский, М. С. Образование косых трещин в стенках предварительно напряженных балок и влияние предварительного напряжения на прочность под действием поперечных сил / М. С. Боришанский, Ю. К. Николаев // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – Москва, 1968. – С.15–43.
27. Быцутенко, О. В. Напряженно-деформированное состояние ленточного фундамента на промежуточной подготовке переменной жесткости : автореф. дис. ... канд. техн. наук / О. В. Быцутенко. – Москва, 1985. – 25 с.
28. Вальц, С. П. Новые типы строительных решений оснований и фундаментов жилых и общественных зданий на крутом рельефе / С. П. Вальц // Проблемы комплексной застройки южного берега Крыма : материалы Респ. науч.-техн. конф. – Т. I. – Симферополь, 1988. – С. 152–155.
29. Весич, А. Балки на упругом основании и гипотеза Винклера / А. Весич // Механика грунтов и фундаментостроение. – Москва : Стройиздат, 1966. – 197 с.
30. Винокуров, Е. Ф. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния гибких фундаментных блоков на песчаном основании / Е. Ф. Винокуров, Ф. И. Фурунжиев, Б. П. Ермашов // Основания и фундаменты : сб. науч. тр. ИСИА Госстроя БССР. – Минск, 1979. – С. 6–10.
31. Власов, В. З. Балки и плиты на упругом основании / В. З. Власов, Н. Н. Леонтьев – М.: Физматгиз, 1960. – 423 с.
32. Вялов, С. С. Реологические основы механики грунтов / С. С. Вялов. – Москва : Высшая школа, 1978. – 447 с.
33. Галашев, Ю. В. Экспериментальное изучение деформаций песчаного основания под круглым жестким штампом / Ю. В. Галашев // Взаимодействие сплошных фундаментных плит с грунтовым массивом : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1982. — С. 116—121.

34. Гениев, Г. А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г. А. Гениев, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева, А. И. Никулин, К. П. Пятикрестовский // Научное издание. – Москва : Издательство Ассоциация строительных вузов. – 2004. – 216 с.
35. Герсеванов, Н. И. Собрание сочинений / Н. И. Герсеванов. – Москва [б. и.], 1948. – Т. I. – 270 с.
36. Голубев, А. И. Выбор модели грунта и её параметров в расчётах геотехнических объектов / А. И. Голубев, А. В. Селецкий // Геотехнические проблемы мегаполисов : тр. Междунар. конф. по геотехнике (GEO O 2010). – Москва : 2010. – С. 27–32.
37. Горбунов-Посадов, М. И. Балки и плиты на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов. – Москва : Стройиздат, 1969. – 238 с.
38. Горбунов-Посадов, М. И. Метод решения смешанных задач теории упругости и теории пластичности грунтов / М. И. Горбунов-Посадов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 2. – С.3-5.
39. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – Москва : Стройиздат, 1984. – 679 с.
40. Давыдов, С. С. Расчет и проектирование подземных конструкций / С. С. Давыдов. – Москва : Стройиздат, 1960. – 376 с.
41. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Москва : Стройиздат, 1981. – 320 с.
42. Динник, А. Н. Круглая пластинка на упругом основании / А. Н. Динник // Известия Киевского политехнического института. – 1910. – С. 13–56.
43. Довнарович, С. В. Деформирование жесткоподстилаемых слоев грунта при разной толщине слоя / С. В. Довнарович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 5. – С. 40–42.
44. Довнарович, С. В. Напряжения в основании под жесткими и гибкими фундаментами при первичном и повторных нагружениях / С. В. Довнарович, А. А. Тепляков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1987. – № 1. – С.29–32.

45. Доронин, С. В. Моделирование прочности и разрушения конструкций технологического оборудования / С. В. Доронин // Химическое и нефтегазовое машиностроение. – 2006. – №8. – С.38–40.

46. Дыба, В. П. Построение характеристик деформируемого состояния упругопластического основания / В. П. Дыба // Исследование напряжённо-деформированного состояния оснований и фундаментов : межвуз. сб. НПИ. – Новочеркасск. – 1977. – С. 16–20.

47. Дыба, В. П. Упругое основание ограниченной распределительной способности / В. П. Дыба, В. В. Шматков // Исследование и расчет оснований и фундаментов при действии статических и динамических нагрузок : межвуз. сб. / Новочеркасский политехнический институт им. С. Орджоникидзе. – Новочеркасск, 1988. – С. 23–32.

48. Дыба, В. П. К вопросу о влиянии шероховатости подошвы фундамента на несущую способность песчаного основания / В. П. Дыба, Т. В. Лазарева // Исследование и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы / Новочеркасский политехнический институт им. С. Орджоникидзе. – Новочеркасск, 1986. – С. 51–57.

49. Дыба, В. П. Оценки несущей способности фундаментов / В. П. Дыба ; М-во образования и науки РФ ; Федеральное агентство по образованию ; Южно-Российский гос. технический ун-т (Новочеркасский политехнический ин-т). – Новочеркасск, 2008. – 201 с.

50. Дыба, В. П. Определение верхних оценок несущей способности фундаментов на откосах / С. А. Павлющик, А. Н. Богомолов, Г. М. Скибин, О. А. Богомоллова // Геопрофиль. – 2010. – № 5. – С. 13.

51. 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. Серия : Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8. – № 2. – С. 87–95.

52. Дыховичный, А. А. Статически неопределимые железобетонные конструкции / А. А. Дыховичный. – Киев : Будивельник, 1978. – 108 с.

53. Дьяков, А. И. Численные экспериментальные исследования силового взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с грунтовым основанием при малоциклических нагрузках / А. И. Дьяков // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Государственный университет – УНПК». – 2014. – №5 (55). – С. 8–14.

54. Дьяков, А. И. Особенности силового взаимодействия отдельно стоящих фундаментов с грунтовым основанием при малоцикловых нагрузках: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А. И. Дьяков. – Москва, 2016. – 24 с.

55. Дьяков, И. М. Трансформация эпюры нормальных контактных напряжений в грунте основания под подошвой отдельно стоящих железобетонных фундаментов при повторных нагружениях / И. М. Дьяков, А. И. Дьяков // Актуальные проблемы архитектуры, строительства и энергосбережения : сб. науч. тр. – Симферополь : НАПКС. – 2011. – Вып. 3, Ч. 1. – С. 178–182.

56. Дьяков, И. М. Особенности силового взаимодействия отдельностоящих прямоугольных в плане фундаментов с песчаным основанием при внецентренном приложении внешней нагрузки [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / И. М. Дьяков – Днепропетровск, 1988. – 235 с.

57. Евдокимов, П. Д. Современное состояние и задачи экспериментальных исследований на контактах жестких сооружений с их основанием / П. Д. Евдокимов // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – Москва ; Ленинград. – 1962. – Вып. 3. – С. 8–21.

58. Евдокимцев, О. В. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния гибких штампов / О. В. Евдокимцев, В. В. Леденев, Н. И. Ляпин // Вестник ТЕТУ. – 1997. – Т. 3. – № 1–2. – С. 123–127.

59. Евтушенко, С. И. Экспериментальные исследования работы основания и моделей фундаментов со сложной формой контактной поверхности / С. И. Евтушенко, Г. М. Скибин, Д. Н. Архипов // Научно-педагогические школы ЮРГТУ (НПИ). История. Достижения. Вклад в отечественную науку : сб. науч. ст. / редкол. : В. Е. Шукшунов (пред.) и др. – Новочеркасск, 2007. – С. 631–634.

60. Евтушенко, С. И. Исследования взаимодействия песчаного основания и ленточного фундамента переменного сечения / С. И. Евтушенко, Г. М. Скибин, Д. Н. Архипов // Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Серия : Технические науки. – 2008. – № 1. – С. 57–58.
61. Егоров, К. Е. К вопросу деформации основания конечной толщи / К. Е. Егоров // Механика грунтов : сб. НИИ оснований . – Москва : Стройиздат, 1958. – С.25–89.
62. Елизаров, С. А. Критерии несущей способности и различные фазы деформирования основания / С. А. Елизаров, М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 4. – С. 2–5.
63. Жемочкин, Б. Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б. Н. Жемочкин, А. П. Сеницын — Москва : Госстройиздат, 1962. – 240 с.
64. Жуков, С. П. Силовое взаимодействие столбчатых фундаментов при фиксированном на подошве положении трещин с песчаным основанием: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Днепропетровск, 1987. – 23 с.
65. Залесов, А. С. Работа элементов на действие поперечных сил при изгибе / А. С. Залесов, О. Ф. Ильин // Сборные железобетонные конструкции из высокопрочного бетона. – Москва : Стройиздат, 1976. – 210 с.
66. Ильюшин, А. А. К теории малых упругопластических деформаций. – Прикладная математика и механика. – 1946. – Вып. 3. – С. 347–356.
67. Казаков, Д. А. Моделирование процессов деформирования и разрушения материалов и конструкций / Д. А. Казаков, С. А. Капустин, Ю. Г. Коротких. – Новгород : Издательство ННГУ, 1999. – 226 с.
68. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – Москва : Стройиздат, 1996. – 416 с.
69. Карпенко, С.Н. Построение критериев прочности железобетонных конструкций по наклонным трещинам разрушения / С. Н. Карпенко // АCADE IA архитектура и строительство. – 2006. – №2. – С.54–59.

70. Кананян, А. С. Экспериментальные исследования устойчивости оснований конечной толщины / А.С. Кананян // Труды НИИ оснований. – 1971. – Вып.61. – С. 39–43.
71. Клепиков, С. Н. Рекомендации по применению нелинейных методов расчета конструкций на деформируемом основании / С. Н. Клепиков // Киев : НИИСП Госстроя СССР. – 1970. – 109 с.
72. Клейн, Г. К. Учет неоднородности, разрывности деформаций и других механических свойств грунта при расчете сооружений на сплошном основании / Г. К. Клейн // Сборник трудов МИСИ. – Москва : Стройиздат, 1956. – 76 с.
73. Касаткин, Б. С. Экспериментальные методы исследования деформаций и напряжений. – Киев : Наукова думка, 1981. – 583 с.
74. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С. Н. Клепиков. – Киев : Издательство НИИСК, 1996. – 202 с.
75. Колчунов, В. И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В. И. Колчунов, Н. Б. Андросова, Н. В. Ключева, А. С. Бухтиярова. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2014. – 208 с.
76. Колчунов, В. И. Компьютерная реализация метода физических моделей сопротивления железобетона / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Ключева // Перспективы развития программных комплексов для расчета несущих систем зданий и сооружений. – 2013. – № 2 – С.37-50.
77. Колчунов, В. И. Прочность по нормальному сечению изгибаемого железобетонного элемента при мгновенно приложенной нагрузке с учетом предыстории нагружения / В. И. Колчунов, Е. Д. Воробьев // Новые энергосберегающие архитектурно-конструктивные решения жилых и гражданских зданий : 2-ые Междунар. академические чтения : материалы. – Орел, 2003. – С. 192–195.
78. Коноплев, А. В. Экспериментальные исследования распределения реактивных давлений под железобетонными балками на песчаном основании / А. В. Коноплев // Известия вузов : Строительство и архитектура. – 1966. – № 2.– С. 144–149.

79. Коноплев, А. В. О совместной работе железобетонных балок и песчаного основания / А. В. Коноплев // Строительная механика. – 1966. – № 6. – С. 17–24.
80. Коренев, Б. Г. Вопросы расчета балок и плит с учетом пластических деформаций / Б. Г. Коренев. – Москва : Госстройиздат, 1954. – 154 с.
81. Коренев, Б. Г. Экспериментальные исследования работы моделей плит на упругом основании / Б. Г. Коренев, М. Н. Ручимский // Вопросы расчета плит на упругом основании. – Москва : Стройиздат, 1958. – С. 5–40.
82. Коренев, Б. Г. Расчет плит на упругом основании / Б. Г. Коренев, Е. Н. Черниговская. – Москва : Стройиздат, 1962. – 355 с.
83. Кречмер, В. В. Расчет и проектирование плоских железобетонных фундаментов / В. В. Кречмер. – Москва : Госстройиздат, 1937. – 206 с.
84. Криворотов, А. П. О методике измерения давлений в грунтах / А. П. Криворотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 1. – С. 6–7.
85. Криворотов, А. П. Экспериментальные исследования распределения нормальных давлений по контакту штампа с песчаным основанием / А. П. Криворотов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1963. – № 2. – С. 17–19.
86. Крылов, А. Н. О расчете балок, лежащих на упругом основании / А. Н. Крылов. – Ленинград : 1931. – 166 с.
87. Крылов, С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, армированных сталью без площадок текучести / С. М. Крылов, Ю. П. Гуца, М. С. Абаканов // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. – Москва : Стройиздат, 1979. – С. 171–186.
88. Крылов, С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / С. М. Крылов – Москва : Стройиздат, 1964. – 168 с.
89. Куликов, К. К. Исследование контактных напряжений под жесткими ленточными фундаментами на песчаном основании / К. К. Куликов, Ю. Н.

Мурзенко // Экспериментальные исследования инженерных сооружений : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1969. – С. 100–110.

90. Куликов, К. К. Об условиях моделирования плоской деформации песчаных грунтов / К. К. Куликов // Исследования оснований фундаментов и гидротехнических сооружений : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1970. – С. 46–49.

91. Куликов, К. К. Напряженно-деформированное состояние песчаного основания под моделями ленточных фундаментов / К. К. Куликов // Исследования напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1971. – С.25–35.

92. Калабин, А. В. Дом на рельефе / А. В. Калабин. – Екатеринбург : Вебстер, 2012. – 160 с.

93. 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.

94. Кустов, В. П. Исследование взаимодействия плоских и жесткого и гибкого штампов с сжимаемым основанием : автореф. дис. ... канд. техн. наук. / В. П. Кустов. – Москва, 1976. – 27 с.

95. Кушнер, С. Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений./ Кушнер С.Г. — Запорожье : ООО «ИПО Запорожье», 2008. — 496 с.

96. Лазебник, Г. Е. Определение напряжений и деформаций под фундаментами в основаниях из различных грунтов / Г. Е. Лазебник, А. А. Смирнов // Исследования по основаниям, фундаментам и механике грунтов : Киев : Будивельныйк, 1969. – С. 100–111.

97. Леденев, В. В. Несущая способность и деформативность оснований и фундаментов при сложных силовых взаимодействиях / В. В. Леденев. – Тамбов : Издательство ФГБОУ «ТГТУ», 2015. – 324 с.

98. Лехно, А. М. К расчету прочности плитно-балочных фундаментов по наклонным сечениям / А. М. Лехно // Проблемы комплексной застройки ЮБК : материалы Республ. науч.-техн. конф. – Т. I. – Симферополь, 1988. – С. 162–164.

99. Лехно, А. М. Экспериментальные исследования фундаментов в форме балочных плит / А. М. Лехно // Плитные фундаменты зданий и сооружений : сб. тезисов. – Симферополь, 1983. – С.93–97.

100. Луценко, А. К. Экспериментальное моделирование работы фундаментов и выбор проектных решений с помощью экспертных систем : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Луценко Александр Кузьмич. – Новочеркасск, 2003. – 19 с.

101. Малышев, М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований и сооружений / М. В. Малышев. – Москва : Стройиздат, 1980. – 136 с.

102. Малышев, М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований / М. В. Малышев. – Изд. 2. – Москва : Стройиздат, 1994. – 228 с.

103. Макарук, П. Н. Исследование контактных напряжений в зависимости от жесткости фундаментов: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Макарук П. Н. – Минск, 1965. – 22 с.

104. Мангушев, А. И. Влияние марки бетона и насыщения арматурой на способность статически неопределимых балок к перераспределению усилий / А. И. Мангушев, С. М. Крылов // Трещиностойкость и деформативность напряженных железобетонных конструкций : сб. НИИЖБ. – Москва : Госстройиздат, 1965. – 22 с.

105. Массальский, Е. К. О расчетной модели грунтового основания / Е. К. Массальский // ЖБТН. - №5. - Фундаментпроект, 1964. – С. 16-34.

106. Милюков, Д. А. Экспериментальное исследование работы фундаментной балки на ступенчатом основании / Д. А. Милюков // Материалы Всесоюзного совещания. – Киев, 1971. – С. 47–50.

107. Мурашев, В. И. Роль пластических деформаций в работе статически неопределимых железобетонных конструкций / В. И. Мурашев, И. М. Котельников // Проект и стандарт. – 1934. – № 2. – С. 24–37.

108. Мурашев, В. И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев // Москва : Машстройиздат, 1950. – 268 с.

109. Мурзенко, Ю. Н. Расчет оснований зданий и сооружений в упруго-пластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю. Н. Мурзенко. – Ленинград : Стройиздат, 1989. – 136 с.

110. Мурзенко, Ю. Н. Расчет прочности железобетонных внецентренно - нагруженных прямоугольных фундаментов кинематическим методом предельного равновесия / Ю. Н. Мурзенко // Исследование и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1986. – С. 70–78.

111. Мурзенко, Ю. Н. Методика обработки и анализ экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния песчаного основания под жестким фундаментом / Ю. Н. Мурзенко // Экспериментальные исследования инженерных сооружений : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1969. – С. 222–231.

112. Мурзенко, Ю. Н. Результаты экспериментальных исследований характера распределения нормальных контактных напряжений по подошве жестких фундаментов на песчаном основании / Ю. Н. Мурзенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1965. – № 2. – С. 1–4.

113. Мурзенко, Ю. Н. Результаты и перспективы развития экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния оснований и сооружений / Ю. Н. Мурзенко, З. Я. Тарикулиев, Э. В. Аринина, В. Ревенко // Экспериментально-теоретическое исследование нелинейных задач в области оснований и фундаментов : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1979. – С. 121–128.

114. Мурзенко, Ю. Н. Расчет сборного плитного фундамента кинематическим методом предельного равновесия / Ю. Н. Мурзенко, А. А. Цесарский, С. И. Евтушенко // Исследования и расчеты фундаментов в нелинейной стадии работы : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1986. – С. 80–89.

115. Мурзенко, Ю. Н. Несущая способность железобетонных фундаментных плит с учетом перераспределения усилий / Ю. Н. Мурзенко, А. А. Цесарский // Бетон и железобетон. – 1972. – № 9. – С. 35–38.

116. Мурзенко, Ю. Н. Применение нелинейных расчетных моделей прогноза изменения напряженно-деформированного состояния оснований / Ю. Н. Мурзенко // Известия СКНЦ ВШ : Технические науки. – 1982. – № 3. – С. 5–7.

117. Мышоловский, Я. С. Экспериментальные исследования грунтового основания на жесткоподстилающем слое / Я. С. Мышоловский, М. Ф. Хлопецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 4. – С. 21–23.

118. Немировский, Я. М. К расчету плит на упругом основании с учетом жесткости конструкции и стадий предельного равновесия / Я. М. Немировский // Сборник МИСИ. – Москва, 1956. – № 14. – С.201–215.

119. Онопа, И. А. Результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния основания со сжимаемым слоем переменной толщины / И. А. Онопа // Труды НИИ оснований. – Москва, 1983. – Вып.80. – С. 26–32

120. Онопа, И. А. Осадки и крены прямоугольного штампа на клиновидном основании / И. А. Онопа, В. Г. Федоровский // Известия вузов : Строительство и архитектура. – 1984. – № 12. – С. 47–50.

121. Онопа, И. А. Напряженно-деформированное состояние песчаного основания со сжимаемым слоем переменной толщины / И. А. Онопа, А. С. Кананян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1987. – № 4. – С. 23–25.

122. Палатников, Е. А. Некоторые вопросы расчета плит на упругом основании : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Е. А. Палатников. – Москва, 1973. – 25 с.

123. Палатников, Е. А. Экспериментальные исследования плит на грунтовом основании / Е. А. Палатников, А. А. Тепляков // Труды ГипроНИИавиапрома. – 1971. – С. 76–102.

124. Пастернак, П. Л. Основы нового расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П. Л. Пастернак – Москва : Госстройиздат, 1954. – 56 с.

125. Пилягин, А. В. Практические методы расчета оснований фундаментов с использованием нелинейных методов / Пилягин А. В. // Проблемы механики грунтов и фундаментостроении в сложных грунтовых условиях: тр. Междунар. науч.-техн. конф. — Уфа, 2006. — Т. 3. – С. 210–216.

126. Полищук, А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий / А. И. Полищук. – Томск : Нортхэмптон, 2004. – 476 с.
127. Погребной, Я. Ф. Расчет балочных систем с горизонтально неподвижными опорами / Я. Ф. Погребной – Львов : Издательство ЛПИ, 1957. – 72 с.
128. Попов, Н. Н. Влияние пора на работу железобетонных балок / Н. Н. Попов, И. К. Белобров, Т. И. Виноградова // Новое о прочности железобетона. – Москва, 1977. – С. 243–267.
129. Проктор, Г. Э. Заметка к вопросу о расчете балок, лежащих на упругом основании / Г. Э. Проктор // Известия Ивано-Вознесенского ПИ. – 1923. – Т. 7. – С. 34–89.
130. Проскуряков, С. М. Обобщенное представление зависимости «осадка-нагрузка» по результатам численных упругопластических расчетов / С. М. Проскуряков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. – № 3. – С. 25–27.
131. Протодяков, М. М. Методика рационального планирования экспериментов / М. М. Протодяков, Р. И. Тедер – Москва : Наука, 1970. – 160 с.
132. Пузыревский, А. И. Фундаменты / А. И. Пузыревский – Москва : Гостройиздат, 1954. – 125с.
133. Ревенко, Б. В. Экспериментальные данные о напряженном состоянии песчаного основания в зонах сдвигов / Б. В. Ревенко // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : сб. НПИ. – Новочеркасск, 1979. – С. 148–152.
134. Репников, Л. И. Расчет конструкций на комбинированном основании / Л. И. Репников – Москва : Стройиздат, 1973. – 128 с.
135. Ржаницын, А. Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов / А. Р. Ржаницын. – Москва : Стройиздат, 1954. – 287 с.
136. Ривкин, С. А. Расчет фундаментов / С. А. Ривкин – Киев : Будивельник, 1967. – 304 с.

137. Родин, С. В. Сопротивление железобетонных фундаментов действию поперечных сил / С. В. Родин // Плитные фундаменты зданий и сооружений: сб. тезисов. – Симферополь, 1983. – С. 25–28.

138. Родин, С. В. Влияние распора на прочность плитных фундаментов / С. В. Родин // Проблемы комплексной застройки ЮБК : материалы Республ. науч.-техн. конф. – Симферополь, 1988. – Т. 1. – С. 160-?

139. Родин, С. В. К расчету прочности плитных фундаментов на грунтовом основании / С. В. Родин // Строительство зданий и сооружений на крутых склонах и неудобьях : сб. тезисов конференции. – Севастополь, 1989. – С. 22–23.

140. Родштейн, А. Г. Лабораторные и натурные исследования реактивных давлений под жестким фундаментом / А. Г. Родштейн // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – Москва ; Ленинград : Госэнергоиздат, 1962. – С. 69–74.

141. Садовский, С. С. Исследование совместной работы системы перекрестных балок с анизотропным и изотропным основанием: автореф. дис. ...канд. техн. наук / С. С. Садовский. – Минск, 1979. – 24с.

142. Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И. А. Симвулиди. – Москва : Высшая школа, 1987. – 576 с.

143. Скибин, Г. М. Экспериментальная оценка теоретического решения смешанной задачи о напряженно-деформированном состоянии основания ленточных фундаментов / Г. М. Скибин, В. П. Дыба, А. М. Кидакоев // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2014. – № 36(55). – С. 37–44.

144. Скибин, Г. М. Расчет элементов сборной плиты ленточного фундамента с геометрически изменяемой формой подошвы / Г. М. Скибин, А. М. Кидакоев, Д. Н. Архипов // Научно-технический вестник Поволжья. – 2014. – № 2. – С. 208–211.

145. Скибин, Г. М. Экспериментальные исследования работы краевой зоны протяженных в плане фундаментов на песчаном основании / Г. М. Скибин, С. И. Евтушенко – Ростов-на-Дону : Известия высших учебных заведений Северо-Кавказского региона, 2008. – С.170–187.

146. Снарский, А. С. К решению задачи о штампе на основании совместного использования теории упругости и теории предельного равновесия / А. С. Снарский // Сборник трудов ВНИИОСП. – Москва, 1972. – № 63. – С. 3–7.

147. СП 63.13330.2012. СНиП 2.03 01.-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – Москва : ЦНТП Госстроя СССР. – 1985. – 79 с.

148. СП 22.13330.2011. СНиП 2.02.01.-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – Москва: ЦНТП Госстроя СССР. – 1995. – 20 с.

149. СП 20.13330.2011. СНиП 2.01.07.-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – Москва: ЦНТП Госстроя СССР. – 1988. – 36 с.

150. Тер-Мартirosян, А. З. Взаимодействие фундаментов с основанием при циклических и вибрационных воздействиях с учетом реологических свойств грунтов : дис. ... канд. техн. наук / Тер-Мартirosян А. З. – М., 2010. – 190 с.

151. Тер-Мартirosян, А. З. Осадки оснований сооружений при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях / А. З. Тер-Мартirosян // Геотехника. – 2010. – № 1 – С. 77–81.

152. Тер-Мартirosян, А. З. Остаточные деформации и напряжения в грунтовой среде при действии циклической нагрузки / А. З. Тер-Мартirosян // Строительство – формирование среды жизнедеятельности : сб. науч. тр. XXIII Междунар. межвуз. науч.-практ. конф. молодых учёных, докторантов и аспирантов. – Москва, 2010. – С. 815–819.

153. Тер-Мартirosян, З. Г. Одномерная задача консолидации многофазных грунтов с учетом переменной нагрузки и напора на границе / А. З. Тер-Мартirosян // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва : Стройиздат, 1973. – С. 214–217.

154. Тер-Мартirosян, З. Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений / З. Г. Тер-Мартirosян. – Москва : Стройиздат, 1990. – 200 с.

155. Тер-Мартirosян, З. Г. Взаимодействие заглубленного фундамента со сжимаемым весом основанием при динамических нагрузках / З. Г. Тер-

Мартиросян, Мохаммед Н. Джаро // Строительство – формирование среды жизнедеятельности. – 2011. – №8. – С. 89-94.

156. Тетиор, А. Н. Расчет фундаментных плит при хрупком разрушении / А. Н. Тетиор // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1979. – № 2. – С. 27–29.

157. Тетиор, А. Н. Основания и фундаменты / Тетиор А. Н. – Москва : Академия, 2012. – 448 с.

158. Уманский, А. А. О расчете балок на упругом основании / А. А. Уманский. – Москва : Госстройиздат, 1933. – 214 с.

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

160. Федоровский, В. Г. Современные методы описания механических свойств грунтов / В. Г. Федоровский. – Москва : ВНИИС, 1985. – 73 с.

161. Филоненко-Бородич, М. М. Простейшая модель упругого основания, способная распределять нагрузку / М. М. Филоненко-Бородич // Сборник трудов МЭИИТ. – Москва : Трансжелдориздат, 1945. – Вып. 53. – С. 86–112.

162. Фрайфельд, Е. Б. Исследование работы крестообразного штампа конечной жесткости на грунтовом основании / Е. Б. Фрайфельд // Расчет строительных конструкций. – Москва : Стройиздат, 1973. – С. 201–208.

163. Хайкельсон, Э. Л. Работа системы перекрестных балок на сжимаемом основании с учетом неупругих свойств железобетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Э. Л. Хайкельсон. – Киев, 1977. – 23с.

164. Цесарский, А. А. Исследование совместной работы фундамент плит и песчаного основания: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А. А. Цесарский. – Новочеркасск, 1970. – 26 с.

165. Шехтер, О. Я. О влиянии мощности слоя на распределение напряжений в фундаментной балке / О. Я. Шехтер // Сборник трудов НИС треста глубинных работ. – 1939. – № 10. – С. 15 – 25

166. Широков, В. Н. Напряженное состояние и перемещения весоного нелинейно-деформируемого грунтового полупространства под круглым жестким штампом / В. Н. Широков, В. И. Соломин, М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 1. – С. 2–5.

167. Щепотьев, А.С. Расчет железобетонных конструкций по разрушающей нагрузке с целью наилучшего использования несущей способности / А. С. Щепотьев, В. С. Булгаков // Отчет ЦНИПС, 1938. – 143 с.

168. Щепотьев, А. С. Проверка теории расчета статически неопределимых конструкций по методу разрушающих усилий / А. С. Щепотьев, В. С. Булгаков // Проект и стандарт. – 1937. – № 10. – С. 15–21.

169. Casagrande, A. Liquefaction and cyclic deformation on sands / A. Casagrande // Harvard Soil Mechanics Series, Cambridge, Massachusetts. –1976. – №88. – P. 1–54.

170. Chan, S. Repeated loading on Single piles in sand / S.Chan, T. H. Hanna // Journal of Geotechnical Engineering. – 1980. – V 1.106. – №2. – P. 171–176.

171. Dieterle, H. Zur Bemessung von Fundamentplatten ohne Schubbetonung / H Dieterle // Beton und Stalbetonbau. – 1978. – №2. – S. 29–37.

172. Fuchssteiner, W. Gedanken uber das Durchstanzen / W. Fuchssteiner, O. W. Olsen // Beton und Stalbetonbau. – 1980. – №7. – S. 163–166.

173. Graham, J. Plane plastic failure in cohesionless soil / J. Graham // Geotechnique. – 1968. – №18. – P. 301–316.

174. Herzog, M. Einfluss der Spannliedanjrdnung auf den Durch Stanzwiderstand vorgespannter Flachdecken nach Versuchen / M. Herzog, . – Beton und Stalbetonbau. – 1979. – № 12. – S. 294–296.

175. Meyerhof, G. G. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations // Geotechnique. – 1951. – Vol. 2. – № 4. – P. 301–332.

176. Meyerhof, G. G. The Ultimate Bearing Capacity of Footings under Eccentric and inclined Loads // Proceedings 3-rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzeland. – 1953. – P. 440–445.

177. Milovic, D. I. Stresses and displacements in elastic layer due to inclined and eccentric load over a rigid strip / D. I. Milovic, G. Touzot, S. P. Tournier // *Geotechnique*. – 1970. – Vol. 20. – №3. – P. 231–252.
178. Muhs, N. Ergebnisse von Probelbelastungen und grossen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast in Sand / N. Muhs, H. Kahl // *Mitteilungen der DE-GEBO*. – 1957. – №12. – P. 55–97.
179. Piels, R. A Finite Element Study on Earth Covered Structures Subjected to Impact Loading // *Soils under Cyclic and transie Loading. Proc. Inter. Symposium. Swensea*. – 1980. – Vol.2. – P. 673–680.
180. Raymand, G. P. Repeated Load Testing of a Model Plane Strain Footing / G. P. Raymand, F. E. Komars // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1978. – Vol.15. – P. 190–210.
181. Sawicki, A. Mechanics of a Sandy Subsoil Subjected to Cyclic Loading / A. Sawicki, W. Swidzinski // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. – 1989. – Vol. 13. – P. 514–529.
182. Timmerman, D. H. Behavior of Dry Sands under Cyclic Loading / D. H. Timmerman, T. H. Wu // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. – 1969. – Vol. 95. – № 4. – P. 1097–1111.
183. Jumikis, A. R. Rupture surfaces in sand under oblique loads /// *Proceedings ASCE*. – 1956. – Vol. 8. – № I. – P. 1-26.
184. Walraven, I. C. The punching shear resistance fibre-reinforced concrete slabs / I. C. Walraven, M. C. M. Pat // *Betonwerk-Festigteil-Technik*. – 1987. – №2. – S. 108-113.
185. Youssef A. A. Determination of Soil Parameters Using Plate Test / A. A. Youssef, A. A. Ali // *Journal of Terramechanics*. – 1982. – Vol. 19. – № 2. – P. 129-147.
186. Zbigniew, I. I. Polskie badania przebiecia płyt selbetowych / I. I. Zbigniew // *Inz. i Bud.* – 1986. – № 9. – S. 346–351.

Приложение А

Результаты экспериментов моделей фундамента на горизонтальном основании

Таблица А.1. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=0$						угол наклона основания $\alpha=0$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
2	5	-0,02	-0,02	-0,03	0,007	0,008	0,011	-0,02	-0,02	-0,02	0,008	0,008	0,007
3	10	-0,02	-0,03	-0,06	0,015	0,016	0,016	-0,03	-0,03	-0,04	0,016	0,016	0,009
4	15	-0,02	-0,05	-0,10	0,022	0,023	0,023	-0,03	-0,05	-0,06	0,023	0,023	0,014
5	20	-0,05	-0,08	-0,17	0,029	0,028	0,029	-0,05	-0,08	-0,10	0,031	0,028	0,017
6	25	-0,09	-0,14	-0,25	0,037	0,036	0,039	-0,09	-0,14	-0,15	0,039	0,036	0,024
7	30	-0,13	-0,18	-0,28	0,051	0,044	0,042	-0,14	-0,25	-0,23	0,054	0,061	0,033
8	35	-0,16	-0,22	-0,36	0,060	0,050	0,047	-0,19	-0,25	-0,28	0,073	0,056	0,036
9	40	-0,24	-0,29	-0,42	0,068	0,057	0,056	-0,21	-0,24	-0,43	0,058	0,047	0,057
10	45	-0,29	-0,35	-0,51	0,077	0,063	0,062	-0,29	-0,44	-0,49	0,076	0,080	0,059
11	50	-0,37	-0,44	-0,62	0,085	0,068	0,068	-0,48	-0,48	-0,60	0,111	0,074	0,065
12	55	-0,41	-0,50	-0,74	0,094	0,077	0,077	-0,38	-0,54	-0,81	0,087	0,083	0,084
13	60	-0,44	-0,72	-0,83	0,096	0,104	0,081	-0,40	-0,58	-1,03	0,088	0,084	0,100
14	65	-0,48	-0,83	-0,98	0,104	0,116	0,089	-0,44	-0,67	-1,22	0,095	0,094	0,111
15	70	-0,54	-0,91	-1,06	0,112	0,123	0,097	-0,50	-0,73	-1,31	0,103	0,099	0,120
16	75	-0,60	-1,04	-1,23	0,120	0,132	0,107	-0,55	-0,84	-1,52	0,110	0,106	0,133
17	80	-0,64	-1,11	-1,30	0,128	0,140	0,116	-0,59	-0,89	-1,61	0,117	0,113	0,143
18	85	-0,70	-1,21	-1,42	0,136	0,151	0,123	-0,64	-0,97	-1,76	0,125	0,122	0,152
19	90	-0,75	-1,28	-1,50	0,144	0,160	0,134	-0,75	-1,28	-1,50	0,144	0,160	0,134
20	95	-1,06	-1,08	-1,24	0,200	0,134	0,112	-0,78	-1,09	-1,18	0,148	0,135	0,107
21	100	-1,12	-1,14	-1,32	0,211	0,142	0,120	-0,82	-1,15	-1,26	0,156	0,144	0,115
22	105	-1,22	-1,20	-1,36	0,221	0,151	0,130	-0,90	-1,21	-1,30	0,164	0,153	0,124
23	110	-1,27	-1,24	-1,39	0,232	0,160	0,139	-0,94	-1,25	-1,33	0,171	0,162	0,133
24	115	-1,32	-1,29	-1,45	0,242	0,169	0,149	-0,98	-1,31	-1,38	0,179	0,171	0,142
25	120	-1,41	-1,36	-1,51	0,253	0,186	0,164	-1,05	-1,37	-1,43	0,187	0,188	0,156

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.2. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		3 серия						4 серия					
		угол наклона основания $\alpha=0$						угол наклона основания $\alpha=0$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
2	5	-0,02	-0,02	-0,02	0,008	0,011	0,008	-0,02	-0,03	-0,02	0,009	0,008	0,009
3	10	-0,03	-0,03	-0,05	0,021	0,015	0,014	-0,03	-0,03	-0,05	0,017	0,016	0,013
4	15	-0,03	-0,05	-0,09	0,024	0,023	0,016	-0,03	-0,05	-0,07	0,026	0,023	0,020
5	20	-0,06	-0,08	-0,14	0,040	0,029	0,022	-0,07	-0,09	-0,13	0,034	0,028	0,024
6	25	-0,10	-0,14	-0,21	0,045	0,040	0,032	-0,11	-0,15	-0,20	0,043	0,036	0,033
7	30	-0,16	-0,18	-0,21	0,048	0,055	0,034	-0,12	-0,22	-0,23	0,063	0,044	0,032
8	35	-0,20	-0,22	-0,27	0,062	0,054	0,039	-0,16	-0,25	-0,30	0,074	0,049	0,036
9	40	-0,30	-0,29	-0,32	0,058	0,055	0,046	-0,21	-0,29	-0,35	0,084	0,056	0,042
10	45	-0,36	-0,35	-0,39	0,094	0,055	0,053	-0,35	-0,30	-0,44	0,095	0,062	0,046
11	50	-0,46	-0,43	-0,47	0,108	0,068	0,061	-0,47	-0,44	-0,56	0,105	0,067	0,051
12	55	-0,51	-0,49	-0,56	0,123	0,093	0,061	-0,54	-0,61	-0,58	0,116	0,076	0,058
13	60	-0,43	-0,58	-0,63	0,097	0,088	0,058	-0,44	-0,61	-0,59	0,094	0,084	0,061
14	65	-0,47	-0,67	-0,74	0,105	0,099	0,083	-0,48	-0,71	-0,92	0,101	0,094	0,067
15	70	-0,53	-0,73	-0,80	0,113	0,105	0,115	-0,55	-0,78	-1,26	0,109	0,099	0,073
16	75	-0,59	-0,84	-0,92	0,121	0,112	0,088	-0,61	-0,88	-1,00	0,117	0,106	0,081
17	80	-0,63	-0,89	-0,98	0,129	0,119	0,111	-0,65	-0,94	-1,25	0,125	0,113	0,087
18	85	-0,68	-0,97	-1,07	0,137	0,128	0,119	-0,70	-1,02	-1,38	0,132	0,122	0,092
19	90	-0,69	-1,03	-1,85	0,145	0,136	0,141	-0,76	-1,08	-1,57	0,132	0,129	0,166
20	95	-0,74	-1,09	-1,94	0,200	0,165	0,122	-1,06	-1,33	-1,35	0,139	0,135	0,176
21	100	-0,78	-1,15	-2,07	0,211	0,176	0,131	-1,12	-1,41	-1,43	0,147	0,144	0,189
22	105	-0,85	-1,21	-2,13	0,221	0,187	0,141	-1,22	-1,48	-1,48	0,154	0,153	0,204
23	110	-0,88	-1,25	-2,18	0,232	0,198	0,151	-1,27	-1,53	-1,51	0,161	0,162	0,218
24	115	-0,92	-1,31	-2,28	0,242	0,209	0,162	-1,32	-1,60	-1,58	0,169	0,171	0,234
25	120	-0,98	-1,37	-2,36	0,253	0,230	0,178	-1,41	-1,68	-1,63	0,176	0,188	0,257

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.3. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 5 и средние значения).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		Угол наклона основания α=0						Угол наклона основания α=0					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см2			Осадки опор, см			Контактные давления в грунте, кг/см2		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0
2	5	-0,02	-0,02	-0,03	0,007	0,008	0,011	-0,02	-0,02	-0,02	0,009	0,009	0,008
3	10	-0,02	-0,03	-0,06	0,015	0,016	0,016	-0,03	-0,03	-0,04	0,018	0,017	0,012
4	15	-0,02	-0,05	-0,10	0,022	0,023	0,023	-0,03	-0,06	-0,08	0,028	0,025	0,018
5	20	-0,05	-0,08	-0,17	0,029	0,028	0,029	-0,06	-0,09	-0,13	0,037	0,031	0,022
6	25	-0,09	-0,14	-0,25	0,037	0,036	0,039	-0,11	-0,15	-0,19	0,046	0,040	0,030
7	30	-0,14	-0,25	-0,23	0,054	0,061	0,033	-0,14	-0,20	-0,26	0,055	0,049	0,038
8	35	-0,19	-0,25	-0,28	0,073	0,056	0,036	-0,17	-0,25	-0,33	0,064	0,055	0,043
9	40	-0,21	-0,24	-0,43	0,058	0,047	0,057	-0,26	-0,32	-0,38	0,073	0,063	0,051
10	45	-0,29	-0,44	-0,49	0,076	0,080	0,059	-0,31	-0,39	-0,46	0,083	0,070	0,056
11	50	-0,48	-0,48	-0,60	0,111	0,074	0,065	-0,40	-0,48	-0,57	0,092	0,075	0,062
12	55	-0,38	-0,54	-0,81	0,087	0,083	0,084	-0,44	-0,56	-0,67	0,101	0,085	0,070
13	60	-0,40	-0,58	-1,03	0,088	0,084	0,100	-0,50	-0,64	-0,79	0,110	0,093	0,077
14	65	-0,44	-0,67	-1,22	0,095	0,094	0,111	-0,55	-0,74	-0,94	0,119	0,104	0,085
15	70	-0,50	-0,73	-1,31	0,103	0,099	0,120	-0,62	-0,82	-1,01	0,128	0,110	0,092
16	75	-0,55	-0,84	-1,52	0,110	0,106	0,133	-0,69	-0,93	-1,17	0,138	0,118	0,102
17	80	-0,59	-0,89	-1,61	0,117	0,113	0,143	-0,74	-0,99	-1,24	0,147	0,125	0,110
18	85	-0,64	-0,97	-1,76	0,125	0,122	0,152	-0,80	-1,08	-1,35	0,156	0,135	0,117
19	90	-0,75	-1,28	-1,50	0,144	0,160	0,134	-0,86	-1,14	-1,42	0,165	0,143	0,128
20	95	-0,86	-1,09	-1,65	0,162	0,135	0,149	-0,92	-1,21	-1,50	0,174	0,150	0,135
21	100	-0,90	-1,15	-1,75	0,171	0,144	0,160	-0,97	-1,28	-1,59	0,183	0,160	0,145
22	105	-0,99	-1,21	-1,80	0,179	0,153	0,173	-1,06	-1,35	-1,64	0,193	0,170	0,157
23	110	-1,02	-1,25	-1,85	0,188	0,162	0,185	-1,10	-1,39	-1,68	0,202	0,180	0,168
24	115	-1,07	-1,31	-1,93	0,196	0,171	0,198	-1,15	-1,45	-1,75	0,211	0,190	0,180
25	120	-1,14	-1,37	-2,00	0,205	0,188	0,218	-1,23	-1,52	-1,82	0,220	0,209	0,198

Примечания

- Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
- Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
- Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.4. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х40 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х40 мм											
		1 серия						2 серия					
		Угол наклона основания $\alpha=0$						Угол наклона основания $\alpha=0$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
2	10	-0,02	-0,03	-0,03	0,015	0,013	0,013	-0,02	-0,03	-0,02	0,016	0,013	0,008
3	20	-0,03	-0,04	-0,07	0,028	0,025	0,026	-0,03	-0,04	-0,04	0,030	0,025	0,016
4	30	-0,03	-0,06	-0,13	0,040	0,036	0,039	-0,03	-0,06	-0,08	0,043	0,036	0,024
5	40	-0,06	-0,10	-0,21	0,052	0,048	0,055	-0,06	-0,10	-0,13	0,055	0,048	0,033
6	50	-0,11	-0,17	-0,31	0,070	0,064	0,072	-0,12	-0,17	-0,19	0,074	0,064	0,043
7	60	-0,17	-0,23	-0,35	0,095	0,077	0,075	-0,18	-0,31	-0,28	0,101	0,106	0,060
8	70	-0,20	-0,28	-0,45	0,112	0,090	0,088	-0,24	-0,32	-0,34	0,136	0,102	0,067
9	80	-0,31	-0,36	-0,53	0,130	0,104	0,099	-0,26	-0,30	-0,53	0,111	0,086	0,100
10	90	-0,36	-0,44	-0,64	0,147	0,120	0,119	-0,36	-0,55	-0,61	0,145	0,152	0,113
11	100	-0,47	-0,54	-0,78	0,160	0,131	0,132	-0,61	-0,60	-0,75	0,208	0,145	0,126
12	110	-0,51	-0,63	-0,92	0,177	0,148	0,153	-0,47	-0,68	-1,01	0,163	0,161	0,167
13	120	-0,54	-0,90	-1,04	0,183	0,203	0,161	-0,50	-0,72	-1,29	0,168	0,163	0,199
14	130	-0,60	-1,04	-1,23	0,197	0,222	0,179	-0,55	-0,84	-1,52	0,181	0,178	0,221
15	140	-0,68	-1,14	-1,32	0,213	0,241	0,194	-0,62	-0,92	-1,64	0,196	0,194	0,241
16	150	-0,75	-1,30	-1,53	0,228	0,259	0,210	-0,69	-1,04	-1,90	0,210	0,208	0,260
17	160	-0,80	-1,38	-1,63	0,247	0,282	0,230	-0,74	-1,11	-2,02	0,227	0,226	0,285
18	170	-0,87	-1,51	-1,77	0,263	0,304	0,252	-0,80	-1,21	-2,20	0,242	0,244	0,312
19	180	-0,93	-1,60	-1,87	0,283	0,328	0,273	-0,93	-1,60	-1,87	0,283	0,328	0,273
20	190	-1,32	-1,34	-1,55	0,391	0,276	0,232	-0,98	-1,36	-1,48	0,289	0,279	0,221
21	200	-1,39	-1,42	-1,65	0,414	0,295	0,251	-1,03	-1,44	-1,57	0,306	0,298	0,239
22	210	-1,52	-1,50	-1,70	0,435	0,311	0,266	-1,12	-1,52	-1,62	0,321	0,314	0,253
23	220	-1,59	-1,55	-1,74	0,454	0,327	0,282	-1,17	-1,57	-1,66	0,336	0,331	0,269
24	230	-1,66	-1,62	-1,82	0,482	0,349	0,303	-1,22	-1,63	-1,73	0,356	0,353	0,288
25	240	-1,77	-1,70	-1,88	0,506	0,372	0,329	-1,31	-1,71	-1,79	0,374	0,376	0,313

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.5. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х40 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х40 мм											
		3 серия						4 серия					
		Угол наклона основания $\alpha=0$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	10	-0,03	-0,03	-0,03	0,016	0,017	0,010	-0,02	-0,03	-0,03	0,02	0,01	0,01
3	20	-0,04	-0,04	-0,06	0,040	0,024	0,023	-0,05	-0,04	-0,06	0,03	0,02	0,02
4	30	-0,04	-0,06	-0,11	0,044	0,036	0,027	-0,04	-0,06	-0,09	0,05	0,04	0,03
5	40	-0,07	-0,10	-0,18	0,072	0,050	0,042	-0,08	-0,11	-0,16	0,06	0,05	0,05
6	50	-0,13	-0,17	-0,26	0,085	0,071	0,058	-0,14	-0,19	-0,25	0,08	0,06	0,06
7	60	-0,21	-0,22	-0,27	0,089	0,095	0,061	-0,16	-0,28	-0,29	0,12	0,08	0,06
8	70	-0,24	-0,28	-0,34	0,116	0,099	0,072	-0,20	-0,31	-0,37	0,14	0,09	0,07
9	80	-0,38	-0,36	-0,40	0,111	0,101	0,082	-0,26	-0,36	-0,44	0,16	0,10	0,07
10	90	-0,45	-0,43	-0,48	0,180	0,104	0,102	-0,44	-0,38	-0,55	0,18	0,12	0,09
11	100	-0,58	-0,54	-0,59	0,203	0,133	0,119	-0,59	-0,55	-0,70	0,20	0,13	0,10
12	110	-0,63	-0,62	-0,70	0,232	0,179	0,121	-0,67	-0,76	-0,73	0,22	0,15	0,12
13	120	-0,53	-0,72	-0,78	0,185	0,172	0,115	-0,55	-0,76	-0,74	0,18	0,16	0,12
14	130	-0,59	-0,84	-0,92	0,199	0,188	0,167	-0,61	-0,88	-1,15	0,19	0,18	0,13
15	140	-0,66	-0,92	-1,00	0,216	0,204	0,231	-0,69	-0,97	-1,58	0,21	0,19	0,15
16	150	-0,73	-1,04	-1,15	0,231	0,219	0,172	-0,76	-1,10	-1,26	0,22	0,21	0,16
17	160	-0,78	-1,11	-1,22	0,250	0,239	0,221	-0,81	-1,17	-1,57	0,24	0,23	0,17
18	170	-0,85	-1,21	-1,34	0,266	0,257	0,245	-0,88	-1,28	-1,72	0,26	0,24	0,19
19	180	-0,86	-1,28	-2,31	0,286	0,278	0,286	-0,94	-1,35	-1,96	0,26	0,26	0,34
20	190	-0,92	-1,36	-2,43	0,391	0,341	0,252	-1,32	-1,66	-1,68	0,27	0,28	0,36
21	200	-0,97	-1,44	-2,59	0,414	0,364	0,272	-1,39	-1,76	-1,79	0,29	0,30	0,39
22	210	-1,06	-1,52	-2,67	0,435	0,384	0,288	-1,52	-1,85	-1,85	0,30	0,31	0,42
23	220	-1,10	-1,57	-2,73	0,454	0,404	0,306	-1,59	-1,91	-1,89	0,32	0,33	0,44
24	230	-1,15	-1,63	-2,85	0,482	0,431	0,329	-1,66	-2,00	-1,97	0,34	0,35	0,47
25	240	-1,23	-1,71	-2,95	0,506	0,460	0,356	-1,77	-2,10	-2,04	0,35	0,38	0,51

Примечания

- Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
- Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
- Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.6. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х40 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х40 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		Угол наклона основания $\alpha=0$						Угол наклона основания $\alpha=0$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²			Осадки опор S, см			Контактные давления в грунте σ , кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
2	10	-0,02	-0,03	-0,03	0,015	0,013	0,013	-0,03	-0,03	-0,03	0,018	0,014	0,010
3	20	-0,03	-0,04	-0,07	0,028	0,025	0,026	-0,04	-0,04	-0,06	0,035	0,028	0,020
4	30	-0,03	-0,06	-0,13	0,040	0,036	0,039	-0,04	-0,07	-0,10	0,050	0,040	0,030
5	40	-0,06	-0,10	-0,21	0,052	0,048	0,055	-0,07	-0,12	-0,16	0,065	0,054	0,042
6	50	-0,11	-0,17	-0,31	0,070	0,064	0,072	-0,14	-0,19	-0,24	0,087	0,071	0,055
7	60	-0,18	-0,31	-0,28	0,101	0,106	0,060	-0,18	-0,25	-0,32	0,102	0,085	0,068
8	70	-0,24	-0,32	-0,34	0,136	0,102	0,067	-0,21	-0,31	-0,41	0,120	0,100	0,080
9	80	-0,26	-0,30	-0,53	0,111	0,086	0,100	-0,33	-0,41	-0,48	0,140	0,115	0,090
10	90	-0,36	-0,55	-0,61	0,145	0,152	0,113	-0,39	-0,49	-0,58	0,158	0,133	0,108
11	100	-0,61	-0,60	-0,75	0,208	0,145	0,126	-0,50	-0,61	-0,71	0,172	0,146	0,120
12	110	-0,47	-0,68	-1,01	0,163	0,161	0,167	-0,55	-0,70	-0,84	0,190	0,165	0,139
13	120	-0,50	-0,72	-1,29	0,168	0,163	0,199	-0,62	-0,81	-0,99	0,210	0,182	0,153
14	130	-0,55	-0,84	-1,52	0,181	0,178	0,221	-0,69	-0,93	-1,17	0,226	0,198	0,170
15	140	-0,62	-0,92	-1,64	0,196	0,194	0,241	-0,78	-1,02	-1,26	0,245	0,215	0,185
16	150	-0,69	-1,04	-1,90	0,210	0,208	0,260	-0,86	-1,16	-1,46	0,262	0,231	0,200
17	160	-0,74	-1,11	-2,02	0,227	0,226	0,285	-0,92	-1,24	-1,55	0,284	0,252	0,219
18	170	-0,80	-1,21	-2,20	0,242	0,244	0,312	-1,00	-1,35	-1,69	0,302	0,271	0,240
19	180	-0,93	-1,60	-1,87	0,283	0,328	0,273	-1,07	-1,43	-1,78	0,325	0,293	0,260
20	190	-1,07	-1,36	-2,06	0,316	0,279	0,308	-1,15	-1,51	-1,87	0,340	0,310	0,280
21	200	-1,13	-1,44	-2,19	0,335	0,298	0,332	-1,21	-1,60	-1,99	0,360	0,331	0,302
22	210	-1,23	-1,52	-2,26	0,352	0,314	0,352	-1,32	-1,69	-2,05	0,378	0,349	0,320
23	220	-1,28	-1,57	-2,31	0,367	0,331	0,374	-1,38	-1,74	-2,10	0,395	0,368	0,340
24	230	-1,34	-1,63	-2,41	0,390	0,353	0,402	-1,44	-1,82	-2,19	0,419	0,392	0,365
25	240	-1,43	-1,71	-2,50	0,409	0,376	0,436	-1,54	-1,91	-2,27	0,440	0,418	0,396

Примечания

- Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
- Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
- Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.7. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		1 серия						2 серия					
		Угол наклона основания $\alpha=0$						Угол наклона основания $\alpha=0$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	15	-0.03	-0.03	-0.04	0.022	0.024	0.032	-0.03	-0.03	-0.03	0.023	0.024	0.020
3	30	-0.04	-0.05	-0.09	0.044	0.047	0.064	-0.04	-0.05	-0.06	0.047	0.047	0.039
4	45	-0.04	-0.08	-0.17	0.066	0.071	0.097	-0.04	-0.08	-0.10	0.070	0.071	0.059
5	60	-0.07	-0.13	-0.27	0.088	0.094	0.129	-0.08	-0.13	-0.16	0.093	0.094	0.078
6	75	-0.15	-0.22	-0.41	0.110	0.118	0.161	-0.15	-0.22	-0.25	0.117	0.118	0.098
7	90	-0.22	-0.29	-0.46	0.153	0.141	0.163	-0.23	-0.41	-0.37	0.163	0.196	0.131
8	105	-0.25	-0.36	-0.59	0.179	0.165	0.191	-0.31	-0.41	-0.45	0.218	0.187	0.146
9	120	-0.40	-0.47	-0.69	0.205	0.188	0.218	-0.34	-0.39	-0.69	0.174	0.157	0.220
10	135	-0.47	-0.57	-0.83	0.230	0.212	0.245	-0.47	-0.72	-0.79	0.228	0.268	0.234
11	150	-0.60	-0.71	-1.02	0.256	0.235	0.272	-0.79	-0.78	-0.97	0.333	0.259	0.260
12	165	-0.66	-0.81	-1.20	0.281	0.259	0.299	-0.61	-0.89	-1.31	0.260	0.282	0.327
13	180	-0.70	-1.17	-1.35	0.287	0.351	0.312	-0.64	-0.94	-1.67	0.264	0.282	0.386
14	195	-0.78	-1.35	-1.60	0.311	0.380	0.338	-0.72	-1.09	-1.98	0.286	0.306	0.418
15	210	-0.88	-1.49	-1.72	0.335	0.410	0.364	-0.81	-1.19	-2.13	0.308	0.329	0.450
16	225	-0.97	-1.69	-1.99	0.359	0.439	0.390	-0.89	-1.36	-2.47	0.330	0.353	0.483
17	240	-1.04	-1.80	-2.12	0.383	0.468	0.416	-0.96	-1.44	-2.62	0.352	0.376	0.515
18	255	-1.13	-1.96	-2.31	0.407	0.497	0.442	-1.04	-1.57	-2.86	0.374	0.400	0.547
19	270	-1.21	-2.07	-2.43	0.431	0.527	0.468	-1.21	-2.07	-2.43	0.431	0.527	0.468
20	285	-1.72	-1.75	-2.02	0.601	0.442	0.390	-1.27	-1.77	-1.92	0.444	0.447	0.371
21	300	-1.81	-1.85	-2.15	0.633	0.465	0.411	-1.34	-1.87	-2.04	0.468	0.470	0.391
22	315	-1.97	-1.95	-2.21	0.664	0.488	0.431	-1.46	-1.97	-2.11	0.491	0.494	0.411
23	330	-2.06	-2.01	-2.27	0.696	0.512	0.452	-1.52	-2.04	-2.16	0.514	0.517	0.430
24	345	-2.15	-2.10	-2.36	0.727	0.535	0.472	-1.59	-2.12	-2.25	0.538	0.541	0.450
25	360	-2.30	-2.20	-2.45	0.759	0.558	0.493	-1.70	-2.23	-2.33	0.561	0.564	0.469

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.8. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		3 серия						4 серия					
		Угол наклона основания $\alpha=0$						Угол наклона основания $\alpha=0$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	15	-0.03	-0.03	-0.04	0.024	0.032	0.025	-0.03	-0.04	-0.03	0.03	0.02	0.03
3	30	-0.05	-0.05	-0.08	0.063	0.046	0.057	-0.06	-0.05	-0.08	0.05	0.05	0.05
4	45	-0.05	-0.08	-0.14	0.073	0.071	0.066	-0.05	-0.08	-0.12	0.08	0.07	0.08
5	60	-0.08	-0.13	-0.23	0.121	0.098	0.099	-0.10	-0.14	-0.21	0.10	0.09	0.11
6	75	-0.17	-0.22	-0.34	0.135	0.131	0.130	-0.18	-0.25	-0.33	0.13	0.12	0.14
7	90	-0.27	-0.29	-0.35	0.144	0.176	0.134	-0.20	-0.36	-0.37	0.19	0.14	0.12
8	105	-0.31	-0.36	-0.44	0.187	0.181	0.156	-0.26	-0.40	-0.48	0.22	0.16	0.14
9	120	-0.49	-0.47	-0.52	0.174	0.184	0.180	-0.34	-0.46	-0.57	0.25	0.19	0.16
10	135	-0.58	-0.56	-0.63	0.282	0.183	0.209	-0.58	-0.49	-0.71	0.28	0.21	0.18
11	150	-0.75	-0.70	-0.77	0.324	0.238	0.245	-0.77	-0.72	-0.91	0.32	0.23	0.21
12	165	-0.82	-0.80	-0.91	0.369	0.313	0.237	-0.87	-0.98	-0.95	0.35	0.26	0.23
13	180	-0.69	-0.94	-1.02	0.290	0.298	0.223	-0.71	-0.99	-0.97	0.28	0.28	0.23
14	195	-0.76	-1.09	-1.20	0.315	0.323	0.315	-0.79	-1.15	-1.49	0.30	0.31	0.25
15	210	-0.86	-1.19	-1.29	0.339	0.347	0.433	-0.89	-1.26	-2.05	0.33	0.33	0.27
16	225	-0.95	-1.36	-1.50	0.363	0.372	0.319	-0.98	-1.43	-1.63	0.35	0.35	0.29
17	240	-1.02	-1.44	-1.59	0.387	0.397	0.400	-1.05	-1.53	-2.04	0.37	0.38	0.31
18	255	-1.11	-1.57	-1.74	0.411	0.422	0.429	-1.14	-1.66	-2.24	0.40	0.40	0.33
19	270	-1.11	-1.67	-3.01	0.436	0.447	0.490	-1.22	-1.76	-2.55	0.40	0.42	0.58
20	285	-1.20	-1.77	-3.16	0.601	0.546	0.423	-1.72	-2.16	-2.19	0.42	0.45	0.61
21	300	-1.26	-1.87	-3.36	0.633	0.575	0.446	-1.81	-2.29	-2.33	0.44	0.47	0.64
22	315	-1.37	-1.97	-3.46	0.664	0.603	0.468	-1.97	-2.41	-2.40	0.46	0.49	0.68
23	330	-1.44	-2.04	-3.55	0.696	0.632	0.490	-2.06	-2.49	-2.46	0.48	0.52	0.71
24	345	-1.50	-2.12	-3.70	0.727	0.661	0.512	-2.15	-2.60	-2.56	0.51	0.54	0.74
25	360	-1.60	-2.23	-3.84	0.759	0.690	0.535	-2.30	-2.72	-2.66	0.53	0.56	0.77

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица А.9. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha = 0^\circ$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		Угол наклона основания $\alpha=0$						Угол наклона основания $\alpha=0$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные давления в грунте, кг/см ²			Осадки опор S, см			Контактные давления в грунте σ , кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	15	-0.03	-0.03	-0.04	0.022	0.024	0.032	-0.04	-0.04	-0.03	0.027	0.026	0.025
3	30	-0.04	-0.05	-0.09	0.044	0.047	0.064	-0.05	-0.05	-0.07	0.055	0.052	0.050
4	45	-0.04	-0.08	-0.17	0.066	0.071	0.097	-0.05	-0.09	-0.13	0.083	0.078	0.074
5	60	-0.07	-0.13	-0.27	0.088	0.094	0.129	-0.09	-0.15	-0.21	0.110	0.105	0.099
6	75	-0.15	-0.22	-0.41	0.110	0.118	0.161	-0.18	-0.25	-0.31	0.138	0.131	0.124
7	90	-0.23	-0.41	-0.37	0.163	0.196	0.131	-0.23	-0.33	-0.42	0.165	0.157	0.149
8	105	-0.31	-0.41	-0.45	0.218	0.187	0.146	-0.27	-0.40	-0.53	0.192	0.183	0.173
9	120	-0.34	-0.39	-0.69	0.174	0.157	0.220	-0.43	-0.53	-0.62	0.220	0.209	0.198
10	135	-0.47	-0.72	-0.79	0.228	0.268	0.234	-0.51	-0.63	-0.75	0.248	0.235	0.223
11	150	-0.79	-0.78	-0.97	0.333	0.259	0.260	-0.65	-0.79	-0.92	0.275	0.261	0.248
12	165	-0.61	-0.89	-1.31	0.260	0.282	0.327	-0.72	-0.90	-1.09	0.303	0.287	0.272
13	180	-0.64	-0.94	-1.67	0.264	0.282	0.386	-0.81	-1.05	-1.29	0.330	0.314	0.297
14	195	-0.72	-1.09	-1.98	0.286	0.306	0.418	-0.90	-1.21	-1.52	0.357	0.340	0.322
15	210	-0.81	-1.19	-2.13	0.308	0.329	0.450	-1.01	-1.33	-1.64	0.385	0.366	0.347
16	225	-0.89	-1.36	-2.47	0.330	0.353	0.483	-1.12	-1.51	-1.90	0.413	0.392	0.371
17	240	-0.96	-1.44	-2.62	0.352	0.376	0.515	-1.20	-1.61	-2.02	0.440	0.418	0.396
18	255	-1.04	-1.57	-2.86	0.374	0.400	0.547	-1.30	-1.75	-2.20	0.468	0.444	0.421
19	270	-1.21	-2.07	-2.43	0.431	0.527	0.468	-1.39	-1.85	-2.31	0.495	0.470	0.446
20	285	-1.39	-1.77	-2.67	0.486	0.447	0.517	-1.50	-1.96	-2.43	0.522	0.496	0.470
21	300	-1.46	-1.87	-2.85	0.512	0.470	0.545	-1.57	-2.08	-2.59	0.550	0.522	0.495
22	315	-1.60	-1.97	-2.93	0.537	0.494	0.572	-1.72	-2.19	-2.67	0.578	0.549	0.520
23	330	-1.67	-2.04	-3.00	0.563	0.517	0.599	-1.79	-2.26	-2.73	0.605	0.575	0.545
24	345	-1.74	-2.12	-3.13	0.588	0.541	0.626	-1.87	-2.36	-2.85	0.633	0.601	0.569
25	360	-1.86	-2.23	-3.25	0.614	0.564	0.653	-2.00	-2.48	-2.95	0.660	0.627	0.594

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Приложение Б

Результаты экспериментов моделей фундамента на основании с углом наклона 15^0

Таблица Б.1. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha=15^0$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	5	-0.01	-0.02	-0.02	0.008	0.007	0.009	-0.02	-0.02	-0.01	0.008	0.007	0.006
3	10	-0.02	-0.03	-0.06	0.015	0.014	0.016	-0.03	-0.03	-0.03	0.016	0.014	0.009
4	15	-0.02	-0.04	-0.08	0.023	0.021	0.022	-0.02	-0.04	-0.05	0.025	0.021	0.013
5	20	-0.04	-0.08	-0.16	0.031	0.029	0.033	-0.04	-0.08	-0.10	0.033	0.029	0.020
6	25	-0.06	-0.11	-0.21	0.036	0.034	0.039	-0.07	-0.11	-0.13	0.038	0.034	0.024
7	30	-0.10	-0.14	-0.23	0.051	0.041	0.039	-0.11	-0.20	-0.18	0.054	0.056	0.031
8	35	-0.13	-0.17	-0.29	0.060	0.049	0.050	-0.16	-0.20	-0.22	0.072	0.056	0.038
9	40	-0.17	-0.22	-0.33	0.067	0.054	0.054	-0.14	-0.18	-0.34	0.057	0.045	0.054
10	45	-0.20	-0.26	-0.40	0.074	0.061	0.061	-0.20	-0.33	-0.39	0.074	0.077	0.058
11	50	-0.25	-0.32	-0.49	0.083	0.067	0.066	-0.32	-0.35	-0.47	0.108	0.074	0.063
12	55	-0.27	-0.37	-0.55	0.089	0.074	0.075	-0.25	-0.40	-0.60	0.083	0.080	0.082
13	60	-0.29	-0.53	-0.59	0.093	0.102	0.080	-0.26	-0.42	-0.73	0.086	0.082	0.099
14	65	-0.32	-0.58	-0.67	0.100	0.109	0.084	-0.29	-0.47	-0.83	0.092	0.088	0.104
15	70	-0.36	-0.65	-0.75	0.107	0.118	0.092	-0.33	-0.52	-0.93	0.098	0.095	0.114
16	75	-0.40	-0.69	-0.82	0.115	0.127	0.100	-0.37	-0.56	-1.01	0.106	0.102	0.124
17	80	-0.44	-0.75	-0.94	0.122	0.134	0.105	-0.41	-0.60	-1.16	0.112	0.108	0.130
18	85	-0.49	-0.80	-1.02	0.131	0.144	0.113	-0.45	-0.64	-1.27	0.120	0.116	0.140
19	90	-0.54	-0.87	-1.12	0.139	0.154	0.121	-0.54	-0.87	-1.12	0.139	0.154	0.121
20	95	-0.78	-0.73	-0.98	0.193	0.128	0.100	-0.57	-0.74	-0.93	0.143	0.130	0.095
21	100	-0.84	-0.79	-1.05	0.205	0.137	0.108	-0.62	-0.80	-1.00	0.151	0.139	0.103
22	105	-0.92	-0.89	-1.13	0.219	0.146	0.114	-0.68	-0.90	-1.07	0.162	0.147	0.108
23	110	-0.98	-0.98	-1.21	0.228	0.153	0.120	-0.73	-0.99	-1.15	0.168	0.154	0.115
24	115	-1.10	-1.08	-1.31	0.242	0.160	0.125	-0.81	-1.09	-1.25	0.179	0.162	0.119
25	120	-1.18	-1.21	-1.47	0.253	0.169	0.133	-0.87	-1.22	-1.40	0.187	0.171	0.126
26	125	-0.86	-1.30	-2.49	0.184	0.179	0.218	-1.00	-1.30	-2.10	0.214	0.179	0.185
27	130	-1.07	-1.42	-2.24	0.224	0.189	0.195	-1.07	-1.42	-2.24	0.224	0.189	0.195

Примечания

- Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
- Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
- Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.2. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha=15^0$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		3 серия						4 серия					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	5	-0.02	-0.02	-0.02	0.008	0.010	0.007	-0.02	-0.02	-0.02	0.01	0.01	0.01
3	10	-0.03	-0.03	-0.05	0.022	0.014	0.014	-0.04	-0.03	-0.05	0.02	0.01	0.01
4	15	-0.03	-0.04	-0.07	0.025	0.021	0.015	-0.02	-0.04	-0.06	0.03	0.02	0.02
5	20	-0.04	-0.08	-0.14	0.042	0.030	0.025	-0.05	-0.08	-0.12	0.04	0.03	0.03
6	25	-0.07	-0.11	-0.18	0.044	0.038	0.032	-0.08	-0.12	-0.17	0.04	0.03	0.03
7	30	-0.12	-0.14	-0.17	0.048	0.050	0.032	-0.09	-0.18	-0.19	0.06	0.04	0.03
8	35	-0.16	-0.17	-0.22	0.062	0.054	0.041	-0.14	-0.19	-0.24	0.07	0.05	0.04
9	40	-0.21	-0.22	-0.25	0.057	0.053	0.045	-0.14	-0.21	-0.28	0.08	0.05	0.04
10	45	-0.24	-0.26	-0.31	0.091	0.053	0.052	-0.24	-0.23	-0.35	0.09	0.06	0.05
11	50	-0.30	-0.32	-0.37	0.105	0.068	0.059	-0.31	-0.32	-0.44	0.10	0.07	0.05
12	55	-0.33	-0.36	-0.42	0.117	0.089	0.059	-0.35	-0.44	-0.44	0.11	0.07	0.06
13	60	-0.28	-0.42	-0.44	0.094	0.087	0.057	-0.29	-0.45	-0.42	0.09	0.08	0.06
14	65	-0.31	-0.47	-0.50	0.101	0.093	0.078	-0.32	-0.49	-0.62	0.10	0.09	0.06
15	70	-0.35	-0.52	-0.56	0.108	0.100	0.110	-0.37	-0.55	-0.89	0.10	0.09	0.07
16	75	-0.39	-0.56	-0.62	0.116	0.108	0.082	-0.41	-0.59	-0.67	0.11	0.10	0.08
17	80	-0.43	-0.60	-0.70	0.123	0.114	0.101	-0.45	-0.63	-0.90	0.12	0.11	0.08
18	85	-0.48	-0.64	-0.77	0.132	0.123	0.110	-0.50	-0.68	-1.00	0.13	0.12	0.09
19	90	-0.50	-0.70	-1.38	0.141	0.131	0.127	-0.55	-0.74	-1.17	0.13	0.12	0.15
20	95	-0.54	-0.74	-1.53	0.193	0.158	0.108	-0.78	-0.90	-1.06	0.13	0.13	0.16
21	100	-0.58	-0.80	-1.64	0.205	0.169	0.117	-0.84	-0.98	-1.14	0.14	0.14	0.17
22	105	-0.64	-0.90	-1.77	0.219	0.180	0.123	-0.92	-1.10	-1.22	0.15	0.15	0.18
23	110	-0.68	-0.99	-1.89	0.228	0.189	0.131	-0.98	-1.21	-1.31	0.16	0.15	0.19
24	115	-0.76	-1.09	-2.06	0.242	0.198	0.135	-1.10	-1.34	-1.43	0.17	0.16	0.20
25	120	-0.82	-1.22	-2.30	0.253	0.209	0.144	-1.18	-1.50	-1.59	0.18	0.17	0.21
26	125	-1.00	-1.30	-2.10	0.200	0.223	0.151	-0.94	-1.62	-1.72	0.21	0.18	0.18
27	130	-0.98	-1.42	-1.61	0.234	0.207	0.160	-1.11	-1.56	-1.84	0.21	0.19	0.14

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.3. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha=15^0$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	5	-0.01	-0.02	-0.02	0.008	0.007	0.009	-0.02	-0.02	-0.02	0.010	0.008	0.007
3	10	-0.02	-0.03	-0.06	0.015	0.014	0.016	-0.03	-0.03	-0.04	0.019	0.016	0.012
4	15	-0.02	-0.04	-0.08	0.023	0.021	0.022	-0.03	-0.05	-0.06	0.029	0.023	0.017
5	20	-0.04	-0.08	-0.16	0.031	0.029	0.033	-0.04	-0.08	-0.12	0.039	0.032	0.025
6	25	-0.06	-0.11	-0.21	0.036	0.034	0.039	-0.08	-0.12	-0.16	0.045	0.038	0.030
7	30	-0.11	-0.20	-0.18	0.054	0.056	0.031	-0.11	-0.16	-0.21	0.055	0.045	0.035
8	35	-0.16	-0.20	-0.22	0.072	0.056	0.038	-0.14	-0.19	-0.26	0.064	0.055	0.045
9	40	-0.14	-0.18	-0.34	0.057	0.045	0.054	-0.18	-0.24	-0.30	0.072	0.061	0.049
10	45	-0.20	-0.33	-0.39	0.074	0.077	0.058	-0.21	-0.29	-0.37	0.080	0.068	0.055
11	50	-0.32	-0.35	-0.47	0.108	0.074	0.063	-0.26	-0.35	-0.44	0.089	0.075	0.060
12	55	-0.25	-0.40	-0.60	0.083	0.080	0.082	-0.29	-0.41	-0.50	0.096	0.082	0.068
13	60	-0.26	-0.42	-0.73	0.086	0.082	0.099	-0.33	-0.47	-0.56	0.107	0.092	0.076
14	65	-0.29	-0.47	-0.83	0.092	0.088	0.104	-0.36	-0.52	-0.64	0.115	0.098	0.080
15	70	-0.33	-0.52	-0.93	0.098	0.095	0.114	-0.42	-0.58	-0.71	0.123	0.106	0.088
16	75	-0.37	-0.56	-1.01	0.106	0.102	0.124	-0.46	-0.62	-0.78	0.132	0.114	0.095
17	80	-0.41	-0.60	-1.16	0.112	0.108	0.130	-0.51	-0.67	-0.89	0.140	0.120	0.100
18	85	-0.45	-0.64	-1.27	0.120	0.116	0.140	-0.56	-0.72	-0.98	0.150	0.129	0.108
19	90	-0.54	-0.87	-1.12	0.139	0.154	0.121	-0.62	-0.78	-1.06	0.160	0.138	0.115
20	95	-0.63	-0.74	-1.30	0.156	0.130	0.132	-0.68	-0.82	-1.18	0.168	0.144	0.120
21	100	-0.68	-0.80	-1.39	0.166	0.139	0.143	-0.73	-0.89	-1.26	0.178	0.154	0.130
22	105	-0.74	-0.90	-1.50	0.177	0.147	0.151	-0.80	-1.00	-1.36	0.190	0.164	0.137
23	110	-0.80	-0.99	-1.60	0.184	0.154	0.160	-0.86	-1.10	-1.46	0.198	0.172	0.145
24	115	-0.89	-1.09	-1.74	0.195	0.162	0.165	-0.96	-1.22	-1.58	0.210	0.180	0.150
25	120	-0.95	-1.22	-1.94	0.205	0.171	0.176	-1.02	-1.36	-1.77	0.220	0.190	0.160
26	125	-1.31	-1.43	-2.01	0.278	0.197	0.176	-1.08	-1.45	-1.91	0.230	0.199	0.168
27	130	-0.99	-1.55	-2.45	0.208	0.205	0.213	-1.15	-1.58	-2.04	0.241	0.210	0.178

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.4. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х40 мм при угле наклона основания $\alpha=15^\circ$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х40 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	10	-0.02	-0.02	-0.03	0.015	0.015	0.019	-0.02	-0.02	-0.02	0.016	0.015	0.011
3	20	-0.03	-0.04	-0.07	0.031	0.030	0.037	-0.03	-0.04	-0.04	0.033	0.030	0.023
4	30	-0.03	-0.05	-0.10	0.046	0.045	0.056	-0.03	-0.05	-0.06	0.049	0.045	0.034
5	40	-0.04	-0.09	-0.20	0.062	0.060	0.074	-0.05	-0.09	-0.12	0.066	0.060	0.045
6	50	-0.08	-0.14	-0.27	0.077	0.076	0.093	-0.09	-0.14	-0.16	0.082	0.076	0.057
7	60	-0.13	-0.18	-0.29	0.108	0.091	0.094	-0.13	-0.25	-0.23	0.114	0.126	0.076
8	70	-0.16	-0.22	-0.36	0.125	0.106	0.110	-0.20	-0.25	-0.28	0.152	0.120	0.084
9	80	-0.21	-0.27	-0.42	0.143	0.121	0.126	-0.18	-0.23	-0.42	0.122	0.101	0.127
10	90	-0.25	-0.33	-0.51	0.161	0.136	0.142	-0.24	-0.41	-0.48	0.160	0.172	0.135
11	100	-0.31	-0.40	-0.61	0.179	0.151	0.157	-0.40	-0.44	-0.58	0.233	0.166	0.150
12	110	-0.33	-0.46	-0.69	0.197	0.166	0.173	-0.31	-0.50	-0.75	0.182	0.181	0.189
13	120	-0.36	-0.66	-0.74	0.201	0.226	0.180	-0.33	-0.53	-0.91	0.185	0.181	0.223
14	130	-0.40	-0.72	-0.83	0.218	0.244	0.195	-0.36	-0.58	-1.03	0.200	0.196	0.242
15	140	-0.45	-0.81	-0.93	0.235	0.263	0.210	-0.42	-0.65	-1.16	0.216	0.212	0.260
16	150	-0.50	-0.87	-1.02	0.251	0.282	0.225	-0.46	-0.70	-1.27	0.231	0.227	0.279
17	160	-0.55	-0.94	-1.17	0.268	0.301	0.240	-0.51	-0.75	-1.45	0.247	0.242	0.298
18	170	-0.61	-1.00	-1.28	0.285	0.320	0.255	-0.56	-0.81	-1.59	0.262	0.257	0.316
19	180	-0.68	-1.09	-1.39	0.302	0.338	0.270	-0.68	-1.09	-1.39	0.302	0.338	0.270
20	190	-0.97	-0.91	-1.22	0.421	0.284	0.226	-0.72	-0.92	-1.17	0.311	0.287	0.215
21	200	-1.05	-0.99	-1.31	0.443	0.299	0.237	-0.77	-1.00	-1.25	0.328	0.302	0.226
22	210	-1.15	-1.11	-1.41	0.465	0.314	0.249	-0.85	-1.13	-1.34	0.344	0.317	0.237
23	220	-1.23	-1.22	-1.51	0.488	0.329	0.261	-0.91	-1.24	-1.44	0.360	0.332	0.249
24	230	-1.37	-1.35	-1.64	0.510	0.344	0.273	-1.02	-1.37	-1.56	0.377	0.347	0.260
25	240	-1.47	-1.51	-1.83	0.532	0.359	0.285	-1.09	-1.53	-1.75	0.393	0.363	0.271
26	250	-1.08	-1.63	-3.11	0.378	0.370	0.454	-1.26	-1.63	-2.63	0.440	0.370	0.384
27	260	-1.33	-1.78	-2.81	0.449	0.377	0.391	-1.33	-1.78	-2.81	0.449	0.377	0.391

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.5. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х40 мм при угле наклона основания $\alpha=15^0$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х40 мм											
		3 серия						4 серия					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	10	-0.02	-0.02	-0.02	0.017	0.020	0.014	-0.02	-0.03	-0.02	0.02	0.02	0.02
3	20	-0.04	-0.04	-0.06	0.044	0.030	0.033	-0.04	-0.04	-0.06	0.04	0.03	0.03
4	30	-0.03	-0.05	-0.09	0.051	0.046	0.038	-0.03	-0.05	-0.07	0.05	0.05	0.05
5	40	-0.05	-0.09	-0.17	0.085	0.063	0.057	-0.06	-0.10	-0.16	0.07	0.06	0.06
6	50	-0.09	-0.14	-0.23	0.094	0.084	0.075	-0.10	-0.15	-0.22	0.09	0.08	0.08
7	60	-0.16	-0.18	-0.22	0.101	0.113	0.077	-0.12	-0.22	-0.23	0.13	0.09	0.07
8	70	-0.20	-0.22	-0.27	0.131	0.116	0.090	-0.17	-0.24	-0.30	0.16	0.10	0.08
9	80	-0.26	-0.27	-0.32	0.122	0.118	0.104	-0.18	-0.27	-0.35	0.18	0.12	0.09
10	90	-0.30	-0.32	-0.38	0.198	0.118	0.121	-0.30	-0.28	-0.43	0.20	0.13	0.11
11	100	-0.38	-0.39	-0.46	0.227	0.153	0.142	-0.39	-0.40	-0.55	0.22	0.15	0.12
12	110	-0.41	-0.45	-0.52	0.259	0.201	0.137	-0.44	-0.55	-0.54	0.24	0.16	0.13
13	120	-0.35	-0.53	-0.55	0.203	0.191	0.129	-0.36	-0.56	-0.53	0.20	0.18	0.14
14	130	-0.39	-0.58	-0.63	0.220	0.207	0.182	-0.40	-0.61	-0.78	0.21	0.20	0.15
15	140	-0.44	-0.65	-0.70	0.237	0.223	0.250	-0.46	-0.69	-1.11	0.23	0.21	0.16
16	150	-0.49	-0.70	-0.77	0.254	0.239	0.185	-0.51	-0.74	-0.84	0.25	0.23	0.17
17	160	-0.54	-0.75	-0.88	0.271	0.255	0.231	-0.56	-0.79	-1.13	0.26	0.24	0.18
18	170	-0.60	-0.81	-0.96	0.288	0.271	0.248	-0.62	-0.85	-1.24	0.28	0.26	0.19
19	180	-0.62	-0.88	-1.73	0.305	0.287	0.283	-0.69	-0.93	-1.46	0.28	0.27	0.33
20	190	-0.68	-0.92	-1.92	0.421	0.351	0.245	-0.97	-1.13	-1.33	0.29	0.29	0.35
21	200	-0.73	-1.00	-2.05	0.443	0.369	0.257	-1.05	-1.22	-1.42	0.31	0.30	0.37
22	210	-0.80	-1.13	-2.21	0.465	0.388	0.270	-1.15	-1.38	-1.53	0.32	0.32	0.39
23	220	-0.86	-1.24	-2.37	0.488	0.406	0.283	-1.23	-1.51	-1.64	0.34	0.33	0.41
24	230	-0.96	-1.37	-2.57	0.510	0.425	0.296	-1.37	-1.67	-1.78	0.35	0.35	0.43
25	240	-1.02	-1.53	-2.87	0.532	0.443	0.309	-1.47	-1.87	-1.99	0.37	0.36	0.45
26	250	-1.26	-1.63	-2.63	0.411	0.460	0.314	-1.17	-2.03	-2.15	0.44	0.37	0.38
27	260	-1.22	-1.78	-2.01	0.468	0.415	0.320	-1.39	-1.95	-2.30	0.41	0.38	0.28

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.6. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х40 мм при угле наклона основания $\alpha=15^0$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х40 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	10	-0.02	-0.02	-0.03	0.015	0.015	0.019	-0.02	-0.02	-0.02	0.019	0.017	0.014
3	20	-0.03	-0.04	-0.07	0.031	0.030	0.037	-0.04	-0.04	-0.05	0.039	0.034	0.029
4	30	-0.03	-0.05	-0.10	0.046	0.045	0.056	-0.04	-0.06	-0.08	0.058	0.050	0.043
5	40	-0.04	-0.09	-0.20	0.062	0.060	0.074	-0.06	-0.11	-0.16	0.077	0.067	0.057
6	50	-0.08	-0.14	-0.27	0.077	0.076	0.093	-0.10	-0.15	-0.21	0.096	0.084	0.072
7	60	-0.13	-0.25	-0.23	0.114	0.126	0.076	-0.14	-0.20	-0.26	0.116	0.101	0.086
8	70	-0.20	-0.25	-0.28	0.152	0.120	0.084	-0.18	-0.24	-0.33	0.135	0.118	0.100
9	80	-0.18	-0.23	-0.42	0.122	0.101	0.127	-0.23	-0.30	-0.38	0.154	0.134	0.114
10	90	-0.24	-0.41	-0.48	0.160	0.172	0.135	-0.27	-0.36	-0.46	0.173	0.151	0.129
11	100	-0.40	-0.44	-0.58	0.233	0.166	0.150	-0.33	-0.44	-0.56	0.193	0.168	0.143
12	110	-0.31	-0.50	-0.75	0.182	0.181	0.189	-0.36	-0.51	-0.63	0.212	0.185	0.157
13	120	-0.33	-0.53	-0.91	0.185	0.181	0.223	-0.41	-0.59	-0.70	0.231	0.201	0.172
14	130	-0.36	-0.58	-1.03	0.200	0.196	0.242	-0.46	-0.65	-0.80	0.251	0.218	0.186
15	140	-0.42	-0.65	-1.16	0.216	0.212	0.260	-0.52	-0.72	-0.89	0.270	0.235	0.200
16	150	-0.46	-0.70	-1.27	0.231	0.227	0.279	-0.58	-0.78	-0.98	0.289	0.252	0.215
17	160	-0.51	-0.75	-1.45	0.247	0.242	0.298	-0.64	-0.84	-1.12	0.308	0.269	0.229
18	170	-0.56	-0.81	-1.59	0.262	0.257	0.316	-0.71	-0.90	-1.22	0.328	0.285	0.243
19	180	-0.68	-1.09	-1.39	0.302	0.338	0.270	-0.78	-0.98	-1.33	0.347	0.302	0.257
20	190	-0.79	-0.92	-1.62	0.341	0.287	0.299	-0.85	-1.03	-1.48	0.366	0.319	0.272
21	200	-0.85	-1.00	-1.74	0.358	0.302	0.315	-0.91	-1.11	-1.58	0.385	0.336	0.286
22	210	-0.93	-1.13	-1.87	0.376	0.317	0.330	-1.00	-1.25	-1.70	0.405	0.353	0.300
23	220	-1.00	-1.24	-2.00	0.394	0.332	0.346	-1.07	-1.38	-1.82	0.424	0.369	0.315
24	230	-1.11	-1.37	-2.18	0.412	0.347	0.362	-1.20	-1.52	-1.98	0.443	0.386	0.329
25	240	-1.19	-1.53	-2.43	0.430	0.363	0.378	-1.28	-1.70	-2.21	0.462	0.403	0.343
26	250	-1.63	-1.79	-2.51	0.572	0.407	0.367	-1.35	-1.81	-2.39	0.473	0.411	0.349
27	260	-1.23	-1.93	-3.06	0.415	0.411	0.427	-1.44	-1.97	-2.55	0.483	0.419	0.355

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.7. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha=15^0$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	15	-0.02	-0.03	-0.04	0.023	0.023	0.028	-0.03	-0.03	-0.02	0.025	0.023	0.017
3	30	-0.04	-0.05	-0.09	0.046	0.045	0.056	-0.04	-0.05	-0.06	0.049	0.045	0.034
4	45	-0.04	-0.07	-0.14	0.069	0.068	0.084	-0.04	-0.07	-0.08	0.074	0.068	0.051
5	60	-0.06	-0.12	-0.26	0.092	0.091	0.112	-0.06	-0.12	-0.16	0.098	0.091	0.068
6	75	-0.10	-0.18	-0.35	0.116	0.113	0.139	-0.11	-0.18	-0.21	0.123	0.113	0.085
7	90	-0.16	-0.23	-0.37	0.161	0.136	0.142	-0.17	-0.32	-0.30	0.172	0.189	0.113
8	105	-0.21	-0.28	-0.47	0.188	0.159	0.165	-0.26	-0.32	-0.36	0.229	0.180	0.126
9	120	-0.27	-0.35	-0.54	0.215	0.181	0.189	-0.23	-0.29	-0.55	0.183	0.151	0.191
10	135	-0.32	-0.42	-0.66	0.242	0.204	0.212	-0.32	-0.54	-0.63	0.239	0.258	0.203
11	150	-0.40	-0.52	-0.79	0.269	0.227	0.236	-0.52	-0.57	-0.76	0.350	0.249	0.225
12	165	-0.44	-0.59	-0.89	0.296	0.249	0.260	-0.40	-0.65	-0.98	0.273	0.271	0.283
13	180	-0.46	-0.86	-0.96	0.302	0.338	0.270	-0.43	-0.69	-1.18	0.277	0.272	0.335
14	195	-0.51	-0.94	-1.09	0.327	0.367	0.293	-0.47	-0.76	-1.34	0.301	0.295	0.363
15	210	-0.59	-1.05	-1.21	0.352	0.395	0.315	-0.54	-0.85	-1.50	0.324	0.317	0.391
16	225	-0.66	-1.13	-1.33	0.377	0.423	0.338	-0.60	-0.91	-1.65	0.347	0.340	0.418
17	240	-0.72	-1.22	-1.52	0.402	0.451	0.360	-0.66	-0.98	-1.88	0.370	0.363	0.446
18	255	-0.80	-1.30	-1.67	0.428	0.479	0.383	-0.73	-1.05	-2.06	0.393	0.385	0.474
19	270	-0.88	-1.42	-1.81	0.453	0.508	0.406	-0.88	-1.42	-1.81	0.453	0.508	0.406
20	285	-1.26	-1.19	-1.59	0.632	0.426	0.338	-0.93	-1.20	-1.51	0.467	0.431	0.322
21	300	-1.36	-1.28	-1.70	0.665	0.448	0.356	-1.01	-1.30	-1.62	0.491	0.453	0.339
22	315	-1.50	-1.45	-1.83	0.698	0.471	0.374	-1.11	-1.46	-1.75	0.516	0.476	0.356
23	330	-1.60	-1.59	-1.96	0.731	0.493	0.392	-1.18	-1.61	-1.87	0.541	0.499	0.373
24	345	-1.79	-1.76	-2.14	0.765	0.515	0.410	-1.32	-1.78	-2.03	0.565	0.521	0.390
25	360	-1.91	-1.97	-2.38	0.798	0.538	0.427	-1.41	-1.99	-2.27	0.590	0.544	0.407
26	375	-1.40	-2.12	-4.04	0.567	0.555	0.681	-1.63	-2.12	-3.42	0.659	0.555	0.576
27	390	-1.73	-2.31	-3.65	0.673	0.566	0.586	-1.73	-2.31	-3.65	0.673	0.566	0.586

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.8. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha=15^\circ$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		3 серия						4 серия					
		угол наклона основания $\alpha=15^\circ$						угол наклона основания $\alpha=15^\circ$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	15	-0.03	-0.03	-0.03	0.025	0.030	0.022	-0.03	-0.04	-0.03	0.027	0.023	0.024
3	30	-0.05	-0.05	-0.08	0.066	0.044	0.049	-0.06	-0.05	-0.08	0.054	0.045	0.047
4	45	-0.04	-0.07	-0.11	0.076	0.069	0.057	-0.04	-0.07	-0.09	0.081	0.068	0.071
5	60	-0.07	-0.12	-0.22	0.127	0.095	0.086	-0.08	-0.13	-0.20	0.108	0.091	0.094
6	75	-0.12	-0.18	-0.29	0.142	0.126	0.113	-0.13	-0.20	-0.28	0.134	0.113	0.118
7	90	-0.20	-0.23	-0.28	0.151	0.169	0.116	-0.15	-0.29	-0.30	0.199	0.134	0.107
8	105	-0.26	-0.28	-0.36	0.196	0.175	0.135	-0.22	-0.31	-0.39	0.233	0.157	0.125
9	120	-0.34	-0.35	-0.41	0.183	0.177	0.156	-0.23	-0.35	-0.45	0.266	0.179	0.142
10	135	-0.40	-0.42	-0.50	0.297	0.177	0.182	-0.39	-0.37	-0.56	0.299	0.202	0.160
11	150	-0.49	-0.51	-0.60	0.341	0.229	0.212	-0.51	-0.52	-0.71	0.332	0.224	0.178
12	165	-0.54	-0.59	-0.67	0.388	0.302	0.205	-0.57	-0.72	-0.71	0.366	0.247	0.196
13	180	-0.45	-0.69	-0.72	0.305	0.287	0.193	-0.47	-0.73	-0.68	0.295	0.272	0.203
14	195	-0.50	-0.76	-0.82	0.331	0.311	0.273	-0.52	-0.80	-1.01	0.319	0.295	0.220
15	210	-0.57	-0.85	-0.91	0.356	0.335	0.375	-0.59	-0.89	-1.45	0.344	0.317	0.237
16	225	-0.64	-0.91	-1.00	0.382	0.359	0.277	-0.66	-0.96	-1.09	0.369	0.340	0.254
17	240	-0.70	-0.98	-1.15	0.407	0.383	0.347	-0.73	-1.03	-1.46	0.393	0.363	0.271
18	255	-0.78	-1.05	-1.25	0.432	0.407	0.372	-0.81	-1.11	-1.62	0.418	0.385	0.288
19	270	-0.81	-1.14	-2.24	0.458	0.431	0.425	-0.89	-1.20	-1.90	0.416	0.408	0.502
20	285	-0.88	-1.20	-2.49	0.632	0.526	0.367	-1.26	-1.47	-1.73	0.439	0.431	0.530
21	300	-0.95	-1.30	-2.67	0.665	0.554	0.386	-1.36	-1.59	-1.85	0.462	0.453	0.558
22	315	-1.04	-1.46	-2.87	0.698	0.582	0.406	-1.50	-1.79	-1.99	0.486	0.476	0.586
23	330	-1.11	-1.61	-3.08	0.731	0.609	0.425	-1.60	-1.97	-2.13	0.509	0.499	0.614
24	345	-1.24	-1.78	-3.35	0.765	0.637	0.444	-1.79	-2.17	-2.32	0.532	0.521	0.642
25	360	-1.33	-1.99	-3.73	0.798	0.665	0.463	-1.91	-2.43	-2.59	0.555	0.544	0.669
26	375	-1.63	-2.12	-3.42	0.617	0.690	0.472	-1.53	-2.64	-2.80	0.659	0.555	0.576
27	390	-1.59	-2.31	-2.62	0.702	0.622	0.480	-1.81	-2.54	-2.98	0.615	0.566	0.421

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица Б.9. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha=15^0$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		угол наклона основания $\alpha=15$						угол наклона основания $\alpha=15$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	15	-0.02	-0.03	-0.04	0.023	0.023	0.028	-0.03	-0.03	-0.03	0.029	0.025	0.021
3	30	-0.04	-0.05	-0.09	0.046	0.045	0.056	-0.05	-0.05	-0.07	0.058	0.050	0.043
4	45	-0.04	-0.07	-0.14	0.069	0.068	0.084	-0.05	-0.07	-0.10	0.087	0.076	0.064
5	60	-0.06	-0.12	-0.26	0.092	0.091	0.112	-0.07	-0.14	-0.20	0.116	0.101	0.086
6	75	-0.10	-0.18	-0.35	0.116	0.113	0.139	-0.13	-0.20	-0.27	0.145	0.126	0.107
7	90	-0.17	-0.32	-0.30	0.172	0.189	0.113	-0.18	-0.26	-0.34	0.173	0.151	0.129
8	105	-0.26	-0.32	-0.36	0.229	0.180	0.126	-0.23	-0.32	-0.43	0.202	0.176	0.150
9	120	-0.23	-0.29	-0.55	0.183	0.151	0.191	-0.29	-0.39	-0.49	0.231	0.201	0.172
10	135	-0.32	-0.54	-0.63	0.239	0.258	0.203	-0.34	-0.47	-0.60	0.260	0.227	0.193
11	150	-0.52	-0.57	-0.76	0.350	0.249	0.225	-0.43	-0.58	-0.72	0.289	0.252	0.215
12	165	-0.40	-0.65	-0.98	0.273	0.271	0.283	-0.47	-0.66	-0.81	0.318	0.277	0.236
13	180	-0.43	-0.69	-1.18	0.277	0.272	0.335	-0.53	-0.77	-0.91	0.347	0.302	0.257
14	195	-0.47	-0.76	-1.34	0.301	0.295	0.363	-0.59	-0.84	-1.03	0.376	0.327	0.279
15	210	-0.54	-0.85	-1.50	0.324	0.317	0.391	-0.68	-0.94	-1.16	0.405	0.353	0.300
16	225	-0.60	-0.91	-1.65	0.347	0.340	0.418	-0.75	-1.01	-1.27	0.434	0.378	0.322
17	240	-0.66	-0.98	-1.88	0.370	0.363	0.446	-0.83	-1.09	-1.45	0.462	0.403	0.343
18	255	-0.73	-1.05	-2.06	0.393	0.385	0.474	-0.92	-1.16	-1.59	0.491	0.428	0.365
19	270	-0.88	-1.42	-1.81	0.453	0.508	0.406	-1.01	-1.27	-1.73	0.520	0.453	0.386
20	285	-1.02	-1.20	-2.11	0.511	0.431	0.448	-1.10	-1.33	-1.92	0.549	0.478	0.408
21	300	-1.10	-1.30	-2.26	0.538	0.453	0.472	-1.18	-1.44	-2.05	0.578	0.504	0.429
22	315	-1.21	-1.46	-2.43	0.565	0.476	0.496	-1.30	-1.63	-2.21	0.607	0.529	0.451
23	330	-1.29	-1.61	-2.60	0.591	0.499	0.519	-1.39	-1.79	-2.37	0.636	0.554	0.472
24	345	-1.44	-1.78	-2.83	0.618	0.521	0.543	-1.55	-1.98	-2.57	0.665	0.579	0.494
25	360	-1.55	-1.99	-3.16	0.645	0.544	0.566	-1.66	-2.21	-2.87	0.694	0.604	0.515
26	375	-2.12	-2.33	-3.26	0.858	0.610	0.550	-1.76	-2.35	-3.11	0.709	0.616	0.524
27	390	-1.60	-2.51	-3.98	0.623	0.616	0.640	-1.87	-2.56	-3.32	0.724	0.629	0.533

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Приложение В

Результаты экспериментов моделей фундамента на основании с углом наклона 30^0

Таблица В.1. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha=30^0$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	5	-0.01	-0.01	-0.02	0.008	0.007	0.008	-0.01	-0.01	-0.01	0.009	0.007	0.005
3	10	-0.02	-0.03	-0.05	0.016	0.015	0.016	-0.03	-0.03	-0.03	0.017	0.015	0.010
4	15	-0.02	-0.03	-0.06	0.024	0.022	0.024	-0.02	-0.03	-0.04	0.026	0.022	0.014
5	20	-0.03	-0.07	-0.16	0.032	0.029	0.031	-0.03	-0.07	-0.09	0.034	0.029	0.019
6	25	-0.04	-0.08	-0.18	0.040	0.036	0.039	-0.04	-0.08	-0.11	0.043	0.036	0.024
7	30	-0.07	-0.10	-0.18	0.056	0.044	0.040	-0.07	-0.15	-0.14	0.060	0.061	0.032
8	35	-0.07	-0.13	-0.22	0.066	0.051	0.047	-0.09	-0.14	-0.17	0.080	0.058	0.036
9	40	-0.09	-0.14	-0.25	0.075	0.058	0.053	-0.08	-0.12	-0.25	0.064	0.048	0.054
10	45	-0.10	-0.17	-0.30	0.085	0.065	0.060	-0.10	-0.22	-0.29	0.084	0.083	0.057
11	50	-0.12	-0.20	-0.35	0.094	0.073	0.067	-0.15	-0.22	-0.34	0.122	0.080	0.064
12	55	-0.13	-0.23	-0.41	0.103	0.080	0.073	-0.12	-0.25	-0.45	0.096	0.087	0.080
13	60	-0.14	-0.34	-0.46	0.105	0.109	0.076	-0.13	-0.27	-0.57	0.097	0.087	0.094
14	65	-0.15	-0.36	-0.50	0.114	0.118	0.083	-0.14	-0.29	-0.61	0.105	0.095	0.102
15	70	-0.18	-0.42	-0.56	0.123	0.127	0.089	-0.17	-0.33	-0.70	0.113	0.102	0.110
16	75	-0.21	-0.45	-0.59	0.132	0.136	0.095	-0.19	-0.36	-0.73	0.121	0.109	0.118
17	80	-0.24	-0.51	-0.66	0.141	0.145	0.102	-0.22	-0.41	-0.81	0.129	0.116	0.126
18	85	-0.29	-0.56	-0.71	0.149	0.154	0.108	-0.26	-0.45	-0.88	0.137	0.124	0.134
19	90	-0.34	-0.62	-0.75	0.158	0.163	0.114	-0.34	-0.62	-0.75	0.158	0.163	0.114
20	95	-0.50	-0.54	-0.66	0.221	0.137	0.095	-0.37	-0.55	-0.63	0.163	0.138	0.091
21	100	-0.56	-0.59	-0.70	0.232	0.144	0.101	-0.41	-0.60	-0.66	0.172	0.145	0.096
22	105	-0.63	-0.63	-0.73	0.244	0.151	0.106	-0.46	-0.64	-0.70	0.180	0.153	0.100
23	110	-0.70	-0.69	-0.78	0.256	0.158	0.111	-0.52	-0.70	-0.75	0.189	0.160	0.105
24	115	-0.75	-0.76	-0.88	0.267	0.165	0.116	-0.55	-0.77	-0.83	0.198	0.167	0.110
25	120	-0.79	-0.82	-0.96	0.279	0.173	0.121	-0.58	-0.83	-0.92	0.206	0.175	0.115
26	125	-0.59	-0.92	-1.71	0.202	0.182	0.197	-0.68	-0.92	-1.44	0.235	0.182	0.166
27	130	-0.72	-0.99	-1.56	0.244	0.189	0.173	-0.72	-0.99	-1.56	0.244	0.189	0.173
28	135	-0.64	-1.05	-2.01	0.218	0.196	0.213	-0.68	-1.05	-1.22	0.232	0.196	0.129
29	140	-0.70	-1.15	-2.19	0.226	0.204	0.220	-0.74	-1.15	-1.33	0.240	0.204	0.134
30	145	-0.72	-1.24	-2.40	0.234	0.211	0.228	-0.77	-1.24	-1.46	0.249	0.211	0.139
31	150	-0.74	-1.29	-2.53	0.242	0.218	0.236	-0.79	-1.29	-1.54	0.258	0.218	0.144
32	155	-0.76	-1.38	-2.76	0.251	0.225	0.244	-0.80	-1.38	-1.67	0.266	0.225	0.148
33	160	-0.77	-1.44	-2.90	0.259	0.233	0.252	-0.82	-1.44	-1.76	0.275	0.233	0.153

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.

2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.2. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha=30^0$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	5	-0.01	-0.01	-0.01	0.009	0.010	0.006	-0.01	-0.02	-0.01	0.009	0.007	0.007
3	10	-0.03	-0.03	-0.05	0.023	0.014	0.014	-0.03	-0.03	-0.05	0.019	0.015	0.013
4	15	-0.02	-0.03	-0.05	0.027	0.022	0.016	-0.02	-0.03	-0.04	0.028	0.022	0.020
5	20	-0.03	-0.07	-0.13	0.044	0.030	0.024	-0.04	-0.07	-0.12	0.038	0.029	0.027
6	25	-0.04	-0.08	-0.15	0.049	0.040	0.032	-0.05	-0.09	-0.14	0.047	0.036	0.033
7	30	-0.08	-0.10	-0.13	0.053	0.054	0.033	-0.06	-0.13	-0.14	0.070	0.043	0.030
8	35	-0.09	-0.12	-0.17	0.069	0.056	0.038	-0.08	-0.14	-0.18	0.081	0.050	0.035
9	40	-0.11	-0.14	-0.19	0.064	0.057	0.044	-0.08	-0.14	-0.20	0.093	0.058	0.040
10	45	-0.13	-0.17	-0.23	0.104	0.057	0.051	-0.13	-0.15	-0.26	0.105	0.065	0.045
11	50	-0.15	-0.20	-0.27	0.119	0.074	0.060	-0.15	-0.20	-0.32	0.116	0.072	0.050
12	55	-0.16	-0.23	-0.31	0.136	0.097	0.058	-0.17	-0.28	-0.33	0.128	0.079	0.055
13	60	-0.14	-0.27	-0.35	0.107	0.092	0.054	-0.14	-0.29	-0.33	0.103	0.087	0.057
14	65	-0.15	-0.29	-0.37	0.116	0.100	0.077	-0.15	-0.31	-0.46	0.112	0.095	0.062
15	70	-0.18	-0.33	-0.42	0.124	0.107	0.106	-0.18	-0.35	-0.67	0.120	0.102	0.067
16	75	-0.20	-0.36	-0.44	0.133	0.115	0.078	-0.21	-0.38	-0.48	0.129	0.109	0.072
17	80	-0.24	-0.41	-0.49	0.142	0.123	0.098	-0.25	-0.43	-0.63	0.137	0.116	0.077
18	85	-0.28	-0.45	-0.54	0.151	0.130	0.105	-0.29	-0.48	-0.69	0.146	0.124	0.081
19	90	-0.31	-0.50	-0.93	0.160	0.138	0.120	-0.34	-0.52	-0.78	0.145	0.131	0.142
20	95	-0.35	-0.55	-1.03	0.221	0.169	0.104	-0.50	-0.67	-0.71	0.154	0.138	0.150
21	100	-0.39	-0.60	-1.09	0.232	0.178	0.109	-0.56	-0.73	-0.76	0.162	0.145	0.157
22	105	-0.44	-0.64	-1.14	0.244	0.187	0.114	-0.63	-0.78	-0.79	0.170	0.153	0.165
23	110	-0.49	-0.70	-1.23	0.256	0.196	0.120	-0.70	-0.85	-0.85	0.178	0.160	0.173
24	115	-0.52	-0.77	-1.37	0.267	0.204	0.125	-0.75	-0.94	-0.95	0.186	0.167	0.181
25	120	-0.55	-0.83	-1.51	0.279	0.213	0.131	-0.79	-1.02	-1.04	0.194	0.175	0.189
26	125	-0.68	-0.92	-1.44	0.220	0.226	0.136	-0.64	-1.15	-1.18	0.235	0.182	0.166
27	130	-0.66	-0.99	-1.12	0.255	0.208	0.142	-0.75	-1.09	-1.27	0.223	0.189	0.124
28	135	-0.74	-1.05	-1.70	0.237	0.244	0.147	-0.70	-1.31	-1.39	0.254	0.196	0.180
29	140	-0.81	-1.15	-1.86	0.274	0.224	0.153	-0.85	-1.27	-1.52	0.263	0.204	0.187
30	145	-0.84	-1.24	-2.03	0.231	0.206	0.160	-0.71	-1.21	-1.68	0.272	0.211	0.193
31	150	-0.86	-1.29	-2.14	0.346	0.189	0.171	-1.06	-1.12	-1.83	0.282	0.218	0.200
32	155	-0.88	-1.38	-2.33	0.370	0.228	0.186	-1.11	-1.39	-2.10	0.291	0.225	0.206
33	160	-0.89	-1.44	-2.46	0.394	0.282	0.169	-1.17	-1.74	-1.94	0.301	0.233	0.213

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.3. Результаты испытаний металлического штампа сечением 25х25 мм при угле наклона основания $\alpha=30^0$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 25х25 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	5	-0.01	-0.01	-0.02	0.008	0.007	0.008	-0.01	-0.01	-0.01	0.010	0.008	0.006
3	10	-0.02	-0.03	-0.05	0.016	0.015	0.016	-0.03	-0.03	-0.04	0.020	0.016	0.012
4	15	-0.02	-0.03	-0.06	0.024	0.022	0.024	-0.02	-0.04	-0.05	0.030	0.024	0.018
5	20	-0.03	-0.07	-0.16	0.032	0.029	0.031	-0.03	-0.08	-0.12	0.040	0.032	0.024
6	25	-0.04	-0.08	-0.18	0.040	0.036	0.039	-0.05	-0.09	-0.14	0.051	0.040	0.030
7	30	-0.07	-0.15	-0.14	0.060	0.061	0.032	-0.07	-0.12	-0.16	0.061	0.048	0.036
8	35	-0.09	-0.14	-0.17	0.080	0.058	0.036	-0.08	-0.14	-0.20	0.071	0.057	0.042
9	40	-0.08	-0.12	-0.25	0.064	0.048	0.054	-0.10	-0.16	-0.22	0.081	0.065	0.048
10	45	-0.10	-0.22	-0.29	0.084	0.083	0.057	-0.11	-0.19	-0.27	0.091	0.073	0.055
11	50	-0.15	-0.22	-0.34	0.122	0.080	0.064	-0.13	-0.22	-0.32	0.101	0.081	0.061
12	55	-0.12	-0.25	-0.45	0.096	0.087	0.080	-0.14	-0.26	-0.38	0.111	0.089	0.067
13	60	-0.13	-0.27	-0.57	0.097	0.087	0.094	-0.16	-0.30	-0.44	0.121	0.097	0.073
14	65	-0.14	-0.29	-0.61	0.105	0.095	0.102	-0.18	-0.32	-0.47	0.131	0.105	0.079
15	70	-0.17	-0.33	-0.70	0.113	0.102	0.110	-0.21	-0.37	-0.54	0.141	0.113	0.085
16	75	-0.19	-0.36	-0.73	0.121	0.109	0.118	-0.24	-0.40	-0.56	0.152	0.121	0.091
17	80	-0.22	-0.41	-0.81	0.129	0.116	0.126	-0.28	-0.45	-0.62	0.162	0.129	0.097
18	85	-0.26	-0.45	-0.88	0.137	0.124	0.134	-0.33	-0.50	-0.68	0.172	0.137	0.103
19	90	-0.34	-0.62	-0.75	0.158	0.163	0.114	-0.39	-0.55	-0.71	0.182	0.145	0.109
20	95	-0.40	-0.55	-0.87	0.179	0.138	0.127	-0.43	-0.61	-0.79	0.192	0.154	0.115
21	100	-0.45	-0.60	-0.92	0.188	0.145	0.133	-0.49	-0.66	-0.84	0.202	0.162	0.121
22	105	-0.51	-0.64	-0.97	0.197	0.153	0.140	-0.54	-0.71	-0.88	0.212	0.170	0.127
23	110	-0.57	-0.70	-1.04	0.207	0.160	0.147	-0.61	-0.78	-0.94	0.222	0.178	0.133
24	115	-0.60	-0.77	-1.16	0.216	0.167	0.153	-0.65	-0.85	-1.06	0.232	0.186	0.139
25	120	-0.64	-0.83	-1.28	0.226	0.175	0.160	-0.69	-0.92	-1.16	0.243	0.194	0.145
26	125	-0.89	-1.01	-1.38	0.306	0.200	0.159	-0.74	-1.02	-1.31	0.253	0.202	0.151
27	130	-0.67	-1.07	-1.70	0.226	0.206	0.189	-0.78	-1.10	-1.42	0.263	0.210	0.157
28	135	-0.79	-1.47	-1.36	0.270	0.273	0.144	-0.80	-1.17	-1.54	0.273	0.218	0.164
29	140	-0.99	-1.31	-1.42	0.320	0.231	0.142	-0.87	-1.28	-1.69	0.283	0.226	0.170
30	145	-0.71	-1.03	-2.05	0.231	0.176	0.195	-0.90	-1.38	-1.85	0.293	0.234	0.176
31	150	-0.85	-1.64	-2.04	0.279	0.276	0.191	-0.93	-1.44	-1.94	0.303	0.242	0.182
32	155	-1.14	-1.52	-2.23	0.379	0.248	0.197	-0.94	-1.53	-2.12	0.313	0.250	0.188
33	160	-0.83	-1.56	-2.68	0.278	0.253	0.233	-0.96	-1.60	-2.23	0.323	0.259	0.194

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.4. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х40 мм при угле наклона основания $\alpha=30^0$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х40 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	10	-0.01	-0.02	-0.02	0.016	0.015	0.016	-0.02	-0.02	-0.01	0.017	0.015	0.010
3	20	-0.03	-0.04	-0.07	0.032	0.029	0.031	-0.03	-0.04	-0.04	0.034	0.029	0.019
4	30	-0.02	-0.04	-0.08	0.048	0.044	0.047	-0.03	-0.04	-0.05	0.052	0.044	0.029
5	40	-0.03	-0.09	-0.20	0.065	0.058	0.063	-0.03	-0.09	-0.12	0.069	0.058	0.038
6	50	-0.05	-0.10	-0.22	0.081	0.073	0.079	-0.05	-0.10	-0.13	0.086	0.073	0.048
7	60	-0.08	-0.13	-0.22	0.113	0.087	0.080	-0.09	-0.18	-0.18	0.120	0.121	0.064
8	70	-0.09	-0.16	-0.28	0.132	0.102	0.093	-0.11	-0.18	-0.21	0.160	0.115	0.071
9	80	-0.11	-0.18	-0.31	0.150	0.116	0.107	-0.10	-0.15	-0.31	0.128	0.097	0.108
10	90	-0.13	-0.22	-0.37	0.169	0.131	0.120	-0.13	-0.27	-0.36	0.167	0.166	0.114
11	100	-0.15	-0.25	-0.44	0.188	0.145	0.133	-0.19	-0.28	-0.42	0.245	0.160	0.127
12	110	-0.16	-0.29	-0.52	0.207	0.160	0.147	-0.15	-0.31	-0.56	0.191	0.174	0.160
13	120	-0.17	-0.42	-0.58	0.211	0.217	0.153	-0.16	-0.34	-0.72	0.194	0.175	0.189
14	130	-0.19	-0.45	-0.62	0.229	0.235	0.165	-0.18	-0.36	-0.77	0.210	0.189	0.205
15	140	-0.23	-0.52	-0.70	0.246	0.253	0.178	-0.21	-0.42	-0.87	0.226	0.204	0.220
16	150	-0.26	-0.56	-0.74	0.264	0.271	0.191	-0.24	-0.45	-0.91	0.242	0.218	0.236
17	160	-0.30	-0.63	-0.82	0.281	0.290	0.203	-0.28	-0.51	-1.01	0.259	0.233	0.252
18	170	-0.36	-0.71	-0.89	0.299	0.308	0.216	-0.33	-0.57	-1.11	0.275	0.247	0.268
19	180	-0.43	-0.77	-0.93	0.316	0.326	0.229	-0.43	-0.77	-0.93	0.316	0.326	0.229
20	190	-0.62	-0.68	-0.82	0.441	0.273	0.191	-0.46	-0.69	-0.78	0.326	0.276	0.182
21	200	-0.70	-0.74	-0.87	0.465	0.288	0.201	-0.52	-0.75	-0.83	0.343	0.291	0.191
22	210	-0.78	-0.79	-0.91	0.488	0.302	0.211	-0.58	-0.80	-0.87	0.361	0.305	0.201
23	220	-0.87	-0.86	-0.98	0.511	0.316	0.221	-0.65	-0.87	-0.93	0.378	0.320	0.210
24	230	-0.93	-0.95	-1.10	0.535	0.331	0.231	-0.69	-0.96	-1.04	0.395	0.334	0.220
25	240	-0.99	-1.03	-1.20	0.558	0.345	0.241	-0.73	-1.04	-1.15	0.412	0.349	0.230
26	250	-0.74	-1.15	-2.13	0.404	0.364	0.394	-0.86	-1.15	-1.80	0.470	0.364	0.333
27	260	-0.90	-1.23	-1.95	0.489	0.378	0.346	-0.90	-1.23	-1.95	0.489	0.378	0.346
28	270	-0.80	-1.32	-2.51	0.436	0.393	0.425	-0.85	-1.32	-1.52	0.464	0.393	0.258
29	280	-0.87	-1.44	-2.74	0.453	0.407	0.441	-0.93	-1.44	-1.67	0.481	0.407	0.268
30	290	-0.90	-1.55	-3.00	0.469	0.422	0.457	-0.96	-1.55	-1.82	0.498	0.422	0.277
31	300	-0.93	-1.62	-3.16	0.485	0.436	0.472	-0.99	-1.62	-1.92	0.515	0.436	0.287
32	310	-0.94	-1.72	-3.45	0.501	0.451	0.488	-1.00	-1.72	-2.09	0.532	0.451	0.297
33	320	-0.96	-1.80	-3.63	0.517	0.465	0.504	-1.02	-1.80	-2.20	0.550	0.465	0.306

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.5. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30x40 мм при угле наклона основания $\alpha=30^\circ$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30x40 мм											
		3 серия						4 серия					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	10	-0.02	-0.02	-0.02	0.018	0.020	0.012	-0.02	-0.02	-0.02	0.020	0.010	0.010
3	20	-0.03	-0.04	-0.06	0.046	0.028	0.028	-0.04	-0.04	-0.06	0.040	0.030	0.030
4	30	-0.03	-0.04	-0.07	0.053	0.044	0.032	-0.03	-0.04	-0.05	0.060	0.040	0.040
5	40	-0.04	-0.09	-0.17	0.089	0.061	0.048	-0.04	-0.09	-0.15	0.080	0.060	0.050
6	50	-0.06	-0.10	-0.19	0.099	0.081	0.064	-0.06	-0.12	-0.18	0.090	0.070	0.070
7	60	-0.10	-0.13	-0.17	0.105	0.109	0.065	-0.08	-0.16	-0.18	0.140	0.090	0.060
8	70	-0.12	-0.16	-0.21	0.137	0.112	0.076	-0.10	-0.17	-0.23	0.160	0.100	0.070
9	80	-0.14	-0.18	-0.23	0.128	0.114	0.088	-0.09	-0.18	-0.25	0.190	0.120	0.080
10	90	-0.16	-0.21	-0.28	0.207	0.113	0.102	-0.16	-0.19	-0.32	0.210	0.130	0.090
11	100	-0.18	-0.25	-0.33	0.238	0.147	0.120	-0.19	-0.25	-0.40	0.230	0.140	0.100
12	110	-0.20	-0.28	-0.39	0.271	0.194	0.116	-0.21	-0.35	-0.41	0.260	0.160	0.110
13	120	-0.17	-0.34	-0.43	0.213	0.184	0.109	-0.18	-0.36	-0.41	0.210	0.170	0.110
14	130	-0.19	-0.36	-0.47	0.231	0.200	0.154	-0.19	-0.38	-0.58	0.220	0.190	0.120
15	140	-0.22	-0.42	-0.53	0.249	0.215	0.212	-0.23	-0.44	-0.84	0.240	0.200	0.130
16	150	-0.26	-0.45	-0.55	0.267	0.230	0.156	-0.26	-0.48	-0.60	0.260	0.220	0.140
17	160	-0.30	-0.51	-0.62	0.285	0.246	0.196	-0.31	-0.54	-0.79	0.270	0.230	0.150
18	170	-0.35	-0.57	-0.67	0.302	0.261	0.210	-0.36	-0.60	-0.87	0.290	0.250	0.160
19	180	-0.39	-0.62	-1.16	0.320	0.276	0.240	-0.43	-0.66	-0.98	0.290	0.260	0.280
20	190	-0.43	-0.69	-1.29	0.441	0.338	0.207	-0.62	-0.84	-0.89	0.310	0.280	0.300
21	200	-0.49	-0.75	-1.37	0.465	0.356	0.218	-0.70	-0.91	-0.95	0.320	0.290	0.310
22	210	-0.54	-0.80	-1.43	0.488	0.373	0.229	-0.78	-0.98	-0.99	0.340	0.310	0.330
23	220	-0.61	-0.87	-1.53	0.511	0.391	0.240	-0.87	-1.07	-1.06	0.360	0.320	0.350
24	230	-0.65	-0.96	-1.72	0.535	0.409	0.251	-0.93	-1.17	-1.19	0.370	0.330	0.360
25	240	-0.69	-1.04	-1.89	0.558	0.427	0.262	-0.99	-1.27	-1.31	0.390	0.350	0.380
26	250	-0.86	-1.15	-1.80	0.440	0.452	0.272	-0.80	-1.43	-1.48	0.470	0.360	0.330
27	260	-0.82	-1.23	-1.40	0.510	0.416	0.283	-0.94	-1.36	-1.59	0.450	0.380	0.250
28	270	-0.93	-1.32	-2.12	0.475	0.489	0.294	-0.87	-1.64	-1.74	0.510	0.390	0.360
29	280	-1.01	-1.44	-2.32	0.549	0.448	0.305	-1.06	-1.58	-1.90	0.530	0.410	0.370
30	290	-1.05	-1.55	-2.54	0.463	0.412	0.320	-0.89	-1.51	-2.10	0.540	0.420	0.390
31	300	-1.08	-1.62	-2.67	0.691	0.378	0.342	-1.32	-1.40	-2.28	0.560	0.440	0.400
32	310	-1.10	-1.72	-2.92	0.739	0.456	0.372	-1.39	-1.74	-2.62	0.580	0.450	0.410
33	320	-1.12	-1.80	-3.07	0.789	0.564	0.337	-1.46	-2.17	-2.43	0.600	0.470	0.430

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.6. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30x40 мм при угле наклона основания $\alpha=30^0$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30x40 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	10	-0.01	-0.02	-0.02	0.016	0.015	0.016	-0.02	-0.02	-0.02	0.020	0.016	0.012
3	20	-0.03	-0.04	-0.07	0.032	0.029	0.031	-0.04	-0.04	-0.05	0.040	0.032	0.024
4	30	-0.02	-0.04	-0.08	0.048	0.044	0.047	-0.03	-0.05	-0.06	0.061	0.049	0.036
5	40	-0.03	-0.09	-0.20	0.065	0.058	0.063	-0.04	-0.10	-0.15	0.081	0.065	0.048
6	50	-0.05	-0.10	-0.22	0.081	0.073	0.079	-0.06	-0.12	-0.17	0.101	0.081	0.061
7	60	-0.09	-0.18	-0.18	0.120	0.121	0.064	-0.09	-0.15	-0.20	0.121	0.097	0.073
8	70	-0.11	-0.18	-0.21	0.160	0.115	0.071	-0.10	-0.18	-0.25	0.141	0.113	0.085
9	80	-0.09	-0.15	-0.31	0.128	0.097	0.108	-0.12	-0.20	-0.28	0.162	0.129	0.097
10	90	-0.13	-0.27	-0.36	0.167	0.166	0.114	-0.14	-0.24	-0.34	0.182	0.145	0.109
11	100	-0.19	-0.28	-0.42	0.245	0.160	0.127	-0.16	-0.28	-0.40	0.202	0.162	0.121
12	110	-0.15	-0.31	-0.56	0.191	0.174	0.160	-0.17	-0.32	-0.47	0.222	0.178	0.133
13	120	-0.16	-0.34	-0.72	0.194	0.175	0.189	-0.20	-0.38	-0.55	0.243	0.194	0.145
14	130	-0.18	-0.36	-0.77	0.210	0.189	0.205	-0.22	-0.41	-0.59	0.263	0.210	0.157
15	140	-0.21	-0.42	-0.87	0.226	0.204	0.220	-0.26	-0.47	-0.67	0.283	0.226	0.170
16	150	-0.24	-0.45	-0.91	0.242	0.218	0.236	-0.30	-0.50	-0.70	0.303	0.242	0.182
17	160	-0.28	-0.51	-1.01	0.259	0.233	0.252	-0.35	-0.57	-0.78	0.323	0.259	0.194
18	170	-0.33	-0.57	-1.11	0.275	0.247	0.268	-0.41	-0.63	-0.85	0.344	0.275	0.206
19	180	-0.43	-0.77	-0.93	0.316	0.326	0.229	-0.49	-0.69	-0.89	0.364	0.291	0.218
20	190	-0.50	-0.69	-1.09	0.357	0.276	0.253	-0.54	-0.77	-0.99	0.384	0.307	0.230
21	200	-0.57	-0.75	-1.16	0.376	0.291	0.266	-0.61	-0.83	-1.05	0.404	0.323	0.242
22	210	-0.63	-0.80	-1.21	0.395	0.305	0.280	-0.68	-0.89	-1.10	0.424	0.339	0.254
23	220	-0.71	-0.87	-1.30	0.413	0.320	0.293	-0.76	-0.97	-1.18	0.445	0.356	0.266
24	230	-0.75	-0.96	-1.45	0.432	0.334	0.306	-0.81	-1.07	-1.32	0.465	0.372	0.279
25	240	-0.80	-1.04	-1.60	0.451	0.349	0.320	-0.86	-1.16	-1.45	0.485	0.388	0.291
26	250	-1.11	-1.27	-1.72	0.611	0.400	0.318	-0.92	-1.28	-1.64	0.505	0.404	0.303
27	260	-0.83	-1.34	-2.12	0.452	0.412	0.378	-0.97	-1.37	-1.77	0.525	0.420	0.315
28	270	-0.99	-1.83	-1.70	0.540	0.545	0.288	-1.00	-1.47	-1.93	0.546	0.436	0.327
29	280	-1.23	-1.63	-1.77	0.639	0.461	0.285	-1.09	-1.60	-2.11	0.566	0.452	0.339
30	290	-0.89	-1.29	-2.56	0.463	0.351	0.390	-1.13	-1.72	-2.31	0.586	0.469	0.351
31	300	-1.07	-2.05	-2.55	0.558	0.553	0.381	-1.16	-1.80	-2.43	0.606	0.485	0.363
32	310	-1.43	-1.90	-2.78	0.758	0.496	0.394	-1.18	-1.92	-2.65	0.626	0.501	0.375
33	320	-1.03	-1.96	-3.35	0.556	0.507	0.465	-1.20	-2.00	-2.79	0.647	0.517	0.388

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.7. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha=30^\circ$ (серия опытов 1 и 2).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		1 серия						2 серия					
		угол наклона основания $\alpha=30^\circ$						угол наклона основания $\alpha=30^\circ$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	15	-0.02	-0.02	-0.03	0.024	0.022	0.024	-0.02	-0.02	-0.02	0.026	0.022	0.014
3	30	-0.04	-0.05	-0.09	0.048	0.044	0.047	-0.04	-0.05	-0.05	0.052	0.044	0.029
4	45	-0.03	-0.05	-0.10	0.073	0.065	0.071	-0.03	-0.05	-0.06	0.077	0.065	0.043
5	60	-0.04	-0.11	-0.25	0.097	0.087	0.094	-0.04	-0.11	-0.15	0.103	0.087	0.057
6	75	-0.06	-0.13	-0.29	0.121	0.109	0.118	-0.07	-0.13	-0.17	0.129	0.109	0.072
7	90	-0.11	-0.17	-0.29	0.169	0.131	0.120	-0.12	-0.24	-0.23	0.180	0.182	0.096
8	105	-0.12	-0.20	-0.36	0.197	0.153	0.140	-0.15	-0.23	-0.27	0.240	0.173	0.107
9	120	-0.15	-0.23	-0.40	0.226	0.175	0.160	-0.12	-0.20	-0.40	0.192	0.145	0.161
10	135	-0.17	-0.28	-0.49	0.254	0.196	0.180	-0.17	-0.36	-0.46	0.251	0.249	0.172
11	150	-0.19	-0.33	-0.57	0.282	0.218	0.200	-0.25	-0.36	-0.55	0.367	0.240	0.191
12	165	-0.21	-0.37	-0.67	0.310	0.240	0.220	-0.19	-0.41	-0.73	0.287	0.261	0.240
13	180	-0.23	-0.55	-0.75	0.316	0.326	0.229	-0.21	-0.44	-0.93	0.291	0.262	0.283
14	195	-0.25	-0.59	-0.81	0.343	0.353	0.248	-0.23	-0.47	-1.00	0.315	0.284	0.307
15	210	-0.29	-0.68	-0.91	0.369	0.380	0.267	-0.27	-0.54	-1.13	0.339	0.305	0.331
16	225	-0.34	-0.73	-0.96	0.396	0.407	0.286	-0.31	-0.59	-1.18	0.364	0.327	0.354
17	240	-0.40	-0.82	-1.06	0.422	0.434	0.305	-0.36	-0.66	-1.32	0.388	0.349	0.378
18	255	-0.46	-0.92	-1.16	0.448	0.461	0.324	-0.43	-0.74	-1.44	0.412	0.371	0.402
19	270	-0.55	-1.00	-1.21	0.475	0.489	0.343	-0.55	-1.00	-1.21	0.475	0.489	0.343
20	285	-0.81	-0.89	-1.07	0.662	0.410	0.286	-0.60	-0.90	-1.02	0.489	0.414	0.273
21	300	-0.91	-0.96	-1.13	0.697	0.431	0.302	-0.67	-0.97	-1.08	0.515	0.436	0.287
22	315	-1.02	-1.03	-1.19	0.732	0.453	0.317	-0.75	-1.04	-1.13	0.541	0.458	0.301
23	330	-1.14	-1.12	-1.27	0.767	0.475	0.332	-0.84	-1.13	-1.21	0.567	0.480	0.316
24	345	-1.21	-1.23	-1.42	0.802	0.496	0.347	-0.90	-1.25	-1.36	0.593	0.502	0.330
25	360	-1.29	-1.34	-1.56	0.837	0.518	0.362	-0.95	-1.35	-1.49	0.618	0.524	0.344
26	375	-0.96	-1.50	-2.77	0.606	0.545	0.590	-1.11	-1.50	-2.35	0.705	0.545	0.499
27	390	-1.17	-1.60	-2.53	0.733	0.567	0.519	-1.17	-1.60	-2.53	0.733	0.567	0.519
28	405	-1.04	-1.71	-3.26	0.655	0.589	0.638	-1.11	-1.71	-1.98	0.696	0.589	0.387
29	420	-1.13	-1.87	-3.57	0.679	0.611	0.661	-1.20	-1.87	-2.17	0.721	0.611	0.402
30	435	-1.18	-2.01	-3.90	0.703	0.633	0.685	-1.25	-2.01	-2.37	0.747	0.633	0.416
31	450	-1.21	-2.10	-4.11	0.727	0.654	0.708	-1.28	-2.10	-2.50	0.773	0.654	0.431
32	465	-1.23	-2.24	-4.48	0.752	0.676	0.732	-1.30	-2.24	-2.72	0.799	0.676	0.445
33	480	-1.25	-2.33	-4.72	0.776	0.698	0.756	-1.33	-2.33	-2.87	0.824	0.698	0.459

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.8. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha=30^0$ (серия опытов 3 и 4).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		3 серия						4 серия					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
2	15	-0.02	-0.02	-0.02	0.027	0.029	0.018	-0.02	-0.03	-0.02	0.030	0.020	0.020
3	30	-0.04	-0.05	-0.07	0.070	0.043	0.042	-0.06	-0.05	-0.08	0.060	0.040	0.040
4	45	-0.04	-0.05	-0.09	0.080	0.066	0.048	-0.03	-0.05	-0.07	0.080	0.070	0.060
5	60	-0.05	-0.11	-0.21	0.133	0.091	0.073	-0.06	-0.12	-0.20	0.110	0.090	0.080
6	75	-0.07	-0.13	-0.24	0.148	0.121	0.095	-0.08	-0.15	-0.23	0.140	0.110	0.100
7	90	-0.13	-0.17	-0.22	0.158	0.163	0.098	-0.10	-0.21	-0.23	0.210	0.130	0.090
8	105	-0.15	-0.20	-0.27	0.206	0.168	0.114	-0.13	-0.23	-0.29	0.240	0.150	0.110
9	120	-0.18	-0.23	-0.30	0.192	0.171	0.132	-0.12	-0.23	-0.33	0.280	0.170	0.120
10	135	-0.21	-0.28	-0.37	0.311	0.170	0.154	-0.21	-0.24	-0.42	0.310	0.190	0.140
11	150	-0.24	-0.32	-0.43	0.358	0.221	0.180	-0.25	-0.33	-0.51	0.350	0.220	0.150
12	165	-0.25	-0.37	-0.51	0.407	0.291	0.174	-0.27	-0.45	-0.53	0.380	0.240	0.170
13	180	-0.22	-0.44	-0.56	0.320	0.276	0.163	-0.23	-0.46	-0.54	0.310	0.260	0.170
14	195	-0.24	-0.47	-0.61	0.347	0.299	0.231	-0.25	-0.50	-0.75	0.330	0.280	0.190
15	210	-0.29	-0.54	-0.69	0.373	0.322	0.318	-0.30	-0.57	-1.09	0.360	0.310	0.200
16	225	-0.33	-0.59	-0.72	0.400	0.345	0.234	-0.34	-0.62	-0.78	0.390	0.330	0.220
17	240	-0.39	-0.66	-0.80	0.427	0.368	0.293	-0.40	-0.70	-1.02	0.410	0.350	0.230
18	255	-0.45	-0.74	-0.87	0.453	0.391	0.315	-0.47	-0.78	-1.13	0.440	0.370	0.240
19	270	-0.51	-0.81	-1.50	0.480	0.414	0.360	-0.56	-0.85	-1.27	0.440	0.390	0.430
20	285	-0.56	-0.90	-1.67	0.662	0.507	0.311	-0.81	-1.09	-1.16	0.460	0.410	0.450
21	300	-0.63	-0.97	-1.77	0.697	0.533	0.327	-0.91	-1.19	-1.23	0.480	0.440	0.470
22	315	-0.71	-1.04	-1.86	0.732	0.560	0.343	-1.02	-1.27	-1.29	0.510	0.460	0.500
23	330	-0.79	-1.13	-1.99	0.767	0.587	0.360	-1.14	-1.39	-1.38	0.530	0.480	0.520
24	345	-0.84	-1.25	-2.23	0.802	0.613	0.376	-1.21	-1.52	-1.54	0.560	0.500	0.540
25	360	-0.89	-1.35	-2.45	0.837	0.640	0.392	-1.29	-1.65	-1.70	0.580	0.520	0.570
26	375	-1.11	-1.50	-2.35	0.659	0.679	0.409	-1.04	-1.86	-1.92	0.700	0.550	0.500
27	390	-1.07	-1.60	-1.82	0.764	0.624	0.425	-1.22	-1.76	-2.07	0.670	0.570	0.370
28	405	-1.21	-1.71	-2.76	0.712	0.733	0.441	-1.13	-2.13	-2.26	0.760	0.590	0.540
29	420	-1.32	-1.87	-3.02	0.823	0.672	0.458	-1.37	-2.06	-2.47	0.790	0.610	0.560
30	435	-1.37	-2.01	-3.30	0.694	0.619	0.479	-1.16	-1.97	-2.73	0.820	0.630	0.580
31	450	-1.40	-2.10	-3.47	1.037	0.567	0.512	-1.72	-1.82	-2.97	0.850	0.650	0.600
32	465	-1.43	-2.24	-3.79	1.109	0.684	0.557	-1.81	-2.27	-3.41	0.870	0.680	0.620
33	480	-1.45	-2.33	-3.99	1.183	0.845	0.506	-1.90	-2.83	-3.16	0.900	0.700	0.640

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Таблица В.9. Результаты испытаний металлического штампа сечением 30х60 мм при угле наклона основания $\alpha=30^0$ (серия опытов 5 и средние значения измеряемых величин).

№ п/п	Нагрузка, кг	Штамп из перекрестных металлических балок сечением 30х60 мм											
		5 серия						Средние значения измеряемых величин					
		угол наклона основания $\alpha=30$						угол наклона основания $\alpha=30$					
		Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²			Усредненные осадки опор, см			Усредненные контактные давления в грунте, кг/см ²		
		1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)	1(4)	2(5)	3(6)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	15	-0.02	-0.02	-0.03	0.024	0.022	0.024	-0.02	-0.02	-0.02	0.030	0.024	0.018
3	30	-0.04	-0.05	-0.09	0.048	0.044	0.047	-0.05	-0.05	-0.07	0.061	0.048	0.036
4	45	-0.03	-0.05	-0.10	0.073	0.065	0.071	-0.04	-0.06	-0.08	0.091	0.073	0.054
5	60	-0.04	-0.11	-0.25	0.097	0.087	0.094	-0.05	-0.12	-0.20	0.121	0.097	0.073
6	75	-0.06	-0.13	-0.29	0.121	0.109	0.118	-0.08	-0.15	-0.22	0.152	0.121	0.091
7	90	-0.12	-0.24	-0.23	0.180	0.182	0.096	-0.12	-0.19	-0.26	0.182	0.145	0.109
8	105	-0.15	-0.23	-0.27	0.240	0.173	0.107	-0.13	-0.23	-0.33	0.212	0.170	0.127
9	120	-0.12	-0.20	-0.40	0.192	0.145	0.161	-0.16	-0.26	-0.36	0.243	0.194	0.145
10	135	-0.17	-0.36	-0.46	0.251	0.249	0.172	-0.18	-0.31	-0.44	0.273	0.218	0.164
11	150	-0.25	-0.36	-0.55	0.367	0.240	0.191	-0.21	-0.36	-0.52	0.303	0.242	0.182
12	165	-0.19	-0.41	-0.73	0.287	0.261	0.240	-0.22	-0.42	-0.61	0.333	0.267	0.200
13	180	-0.21	-0.44	-0.93	0.291	0.262	0.283	-0.26	-0.49	-0.72	0.364	0.291	0.218
14	195	-0.23	-0.47	-1.00	0.315	0.284	0.307	-0.29	-0.53	-0.77	0.394	0.315	0.236
15	210	-0.27	-0.54	-1.13	0.339	0.305	0.331	-0.34	-0.60	-0.87	0.424	0.339	0.254
16	225	-0.31	-0.59	-1.18	0.364	0.327	0.354	-0.39	-0.65	-0.91	0.455	0.364	0.272
17	240	-0.36	-0.66	-1.32	0.388	0.349	0.378	-0.46	-0.73	-1.01	0.485	0.388	0.291
18	255	-0.43	-0.74	-1.44	0.412	0.371	0.402	-0.53	-0.82	-1.11	0.515	0.412	0.309
19	270	-0.55	-1.00	-1.21	0.475	0.489	0.343	-0.64	-0.90	-1.16	0.546	0.436	0.327
20	285	-0.65	-0.90	-1.42	0.536	0.414	0.380	-0.70	-0.99	-1.29	0.576	0.461	0.345
21	300	-0.74	-0.97	-1.50	0.564	0.436	0.400	-0.79	-1.08	-1.37	0.606	0.485	0.363
22	315	-0.82	-1.04	-1.57	0.592	0.458	0.420	-0.88	-1.16	-1.43	0.636	0.509	0.381
23	330	-0.92	-1.13	-1.69	0.620	0.480	0.440	-0.99	-1.26	-1.53	0.667	0.533	0.400
24	345	-0.98	-1.25	-1.89	0.648	0.502	0.460	-1.05	-1.38	-1.72	0.697	0.557	0.418
25	360	-1.04	-1.35	-2.07	0.677	0.524	0.479	-1.12	-1.50	-1.89	0.728	0.582	0.436
26	375	-1.45	-1.65	-2.24	0.917	0.600	0.477	-1.20	-1.66	-2.13	0.758	0.606	0.454
27	390	-1.08	-1.75	-2.76	0.678	0.618	0.567	-1.26	-1.78	-2.30	0.788	0.630	0.472
28	405	-1.29	-2.38	-2.21	0.810	0.818	0.432	-1.30	-1.90	-2.51	0.818	0.654	0.491
29	420	-1.60	-2.12	-2.30	0.959	0.692	0.427	-1.42	-2.08	-2.74	0.849	0.679	0.509
30	435	-1.16	-1.68	-3.33	0.694	0.527	0.585	-1.47	-2.24	-3.00	0.879	0.703	0.527
31	450	-1.39	-2.66	-3.32	0.837	0.829	0.572	-1.51	-2.33	-3.16	0.909	0.727	0.545
32	465	-1.86	-2.46	-3.62	1.137	0.744	0.591	-1.53	-2.49	-3.45	0.940	0.751	0.563
33	480	-1.34	-2.54	-4.35	0.834	0.760	0.698	-1.56	-2.59	-3.63	0.970	0.776	0.581

Примечания

1. Опоры штампа 1 и 4 являются нижними и находятся непосредственно у удерживающей конструкции.
2. Опоры штампа 3 и 6 являются верхними и находятся непосредственно в верхней части наклонного основания.
3. Опоры штампа 2 и 5 являются средними и находятся посередине между верхней и нижней опорами.

Приложение Г

Таблица расчета фундаментной балки с учетом диаграммы деформирования бетона

η	ε_b	σ_b	ΔM	ε_s	σ_s	$1/\rho$	X	X _L	ψ	K _c	K _x	K _x /K _c	ξ_0	F _b	X _n	Z _c	M _{сеч}	B
0,00	0,000000	0,00	0	0,000000	0,00	0	45	45	1,00	0,04	0,000	0	0,3	0,0	0	0	0	123
0,10	0,000062	1,85	0,14	0,000069	13,8	2,78E-06	22,2	22,2	1,00	0,04	0,020	0,5	0,3	10	6,65	40,35	4,13	121
0,20	0,000123	3,70	0,15	0,000138	27,6	5,56E-06	22,2	22,2	1,00	0,04	0,020	0,5	0,3	20	6,65	40,35	8,28	118
0,30	0,000185	5,55	0,17	0,000207	41,5	8,35E-06	22,2	22,2	1,00	0,04	0,020	0,5	0,5	273	11,1	35,92	98,17	118
0,40	0,000271	7,40	0,21	0,000365	73,1	1,35E-05	20,1	13,7	1,46	0,08	0,070	0,873	0,596	338	11,9	35,07	118,5	88
0,50	0,000375	9,25	0,26	0,000625	125,0	2,13E-05	17,6	8,7	2,03	0,14	0,183	1,265	0,624	386	11	36	139,2	65
0,60	0,000505	11,1	0,32	0,001047	209,3	3,3E-05	15,3	5,6	2,73	0,24	0,419	1,723	0,632	420	9,66	37,34	157,1	48
0,70	0,000670	12,9	0,40	0,001722	344,4	5,09E-05	13,2	3,6	3,62	0,39	0,905	2,286	0,632	443	8,31	38,69	171,6	34
0,80	0,000888	14,8	0,50	0,002803	500	7,85E-05	11,3	2,4	4,80	0,63	1,906	3,012	0,628	459	7,09	39,9	183,3	23
0,90	0,001189	16,6	0,59	0,004557	500	0,000122	9,7	1,5	6,43	1,01	4,037	3,993	0,621	471	6,04	40,96	193,1	16
1,00	0,001632	18,5	0,71	0,007503	500	0,000194	8,4	1,0	8,82	1,65	8,897	5,405	0,613	483	5,14	41,86	202,2	10
1,10	0,002348	20,3	0,84	0,012799	500	0,000322	7,3	0,6	12,7	2,81	21,41	7,632	0,601	496	4,38	42,62	211,6	7
1,20	0,003700	22,2	1,00	0,023955	500	0,000588	6,3	0,3	20,0	5,26	61,70	11,73	0,586	510	3,69	43,31	220,8	4

Приложение Д

Внедрение

**ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«КРЫМПРОЕКТИНЖИНИРИНГ»**

Юридический адрес: 295017, г. Симферополь
ул. Воровского, д.63, квартира 3
Тел.: 8(978) 743-69-10
e-mail: kogay_email@mail.ru

ОГРН 1149102069874
ИНН 9102037493 / КПП 910201001
р/с 40702810204030000025
в Филиале АО «ГЕНБАНК», г. Симферополь
к/с 30101810835100000123,
БИК043510123 ОКПО 00720705

№ 116 от 10.10.2017г.

г. Симферополь

АКТ**о внедрении результатов диссертационной работы**

Результаты диссертационного исследования Барыкина А.Б. на тему: «Экспериментально-теоретические основы взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием» были внедрены ООО «Крымпроектинжиниринг» при разработке проекта фундаментов рекреационного комплекса в пгт. Мисхор. Основываясь на разработанной Барыкиным А.Б. методике, определения эпюры нормальных контактных давлений и расчета прочности фундаментов, была выполнена прогнозная оценка изменения несущей способности перекрестных ленточных фундаментов здания в процессе эксплуатации. Полученные результаты позволили оценить возможные изменения в работе фундамента здания на склоне и адаптировать проект к сложным инженерно-геологическим условиям.

Директор
ООО «КРЫМПРОЕКТИНЖИНИРИНГ»



/М.А. Лукьянченко/

**ПРОЕКТНАЯ КОМПАНИЯ****Общество с ограниченной ответственностью****«ГРАНД КОНСТРУКТИВ»**

295018, г. Симферополь, ул. Ларионова, 34-9 тел. +7(978)7414386

Исх. № 53
от «16» 10 2017 г.

г. Симферополь

АКТ**о внедрении результатов диссертационной работы**

Настоящим актом подтверждаем, что при оценке несущей способности фундаментов существующего склада в г. Джанкой Республики Крым были внедрены результаты диссертационного исследования Барыкина А.Б. на тему: «Экспериментально-теоретические основы взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием». На основе методики, разработанной в диссертационной работе Барыкина А.Б., была выполнена расчетная оценка несущей способности перекрестных ленточных фундаментов. Оценка проведена с целью обоснования возможности использования сооружения для хранения материалов с более высоким объемным весом. Внедрение методики позволило снизить затраты на усиление фундаментов сооружения.

ГИП



Косоруков А.А.

Исх. № 30 « 16 » 10 2017 г.
Вх. № _____ « _____ » _____ 2017 г.

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы

Настоящим актом подтверждаем, что результаты диссертационного исследования Барыкина А.Б. на тему: «Экспериментально-теоретические основы взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием» обладают актуальностью и представляют практический интерес. Результаты диссертационной работы, а именно методика определения нормальных контактных напряжений под подошвой фундамента и методика расчета несущей способности фундаментов были применены при разработке проекта реконструкции здания поликлиники в г. Симферополь. С использованием данных методик была выполнена оценка возможности увеличения нагрузок на фундаменты здания, что позволило снизить затраты на реконструкцию.

Генеральный директор

ООО «Стальпроект»




В.А. Митрофанов

о внедрении результатов диссертационной работы

Материалы и результаты диссертации использовались при написании трех магистерских работ по направлению 08.04.01 «Строительство» в Академии строительства и архитектуры КФУ им. В.И. Вернадского и одной в Воронежском государственном техническом университете.

Секретарь

Б.Ю.Барыкин