

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Тамбовский государственный технический университет»

**В. В. Леденёв**

**ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ  
ПРИ СЛОЖНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ  
(ОПЫТЫ)**

В трех томах

**Т о м 3**

*Рекомендовано Научно-техническим советом федерального  
государственного бюджетного образовательного учреждения высшего  
образования «Тамбовский государственный технический университет»  
в качестве монографии для научных работников,  
аспирантов и магистрантов строительного профиля*



---

Тамбов  
Издательство ФГБОУ ВО «ТГТУ»  
2017

УДК 624.151  
ББК Н58-02  
ЛЗ9

Рецензенты :

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой  
«Конструкции зданий и сооружений» ФГБОУ ВО «ТГТУ»  
*В. П. Ярцев*

Кандидат технических наук, профессор кафедры  
«Проектирование конструкций и оснований»  
ФГБОУ ВПО «ВГТУ»  
*С. В. Иконин*

**Леденёв, В. В.**

ЛЗ9 Основания и фундаменты при сложных силовых воздействиях (опыты) : монография для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля : в 3 т. / В. В. Леденёв. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВО «ТГТУ», 2017.

ISBN 978-5-8265-1440-5.

Т. 3. – 2017. – 400 с. – 400 экз. – ISBN 978-5-8265-1687-4.

Приведены результаты экспериментальных исследований, касающиеся вопросов прочности и деформативности грунтовых оснований, взаимодействия фундаментов с основаниями, установления функциональных зависимостей между влияющими параметрами.

Рассмотрены буронабивные фундаменты, штампы круглой, квадратной и прямоугольной формы при действии осевой и внецентренной, горизонтальной, наклонной центральной и внецентренной сил.

Предназначено для научных работников, аспирантов и магистрантов строительного профиля.

УДК 692(075.8)  
ББК Н539.5я73

ISBN 978-5-8265-1687-4 (т. 3) © Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Тамбовский государственный технический университет» (ФГБОУ ВО «ТГТУ»), 2017

ISBN 978-5-8265-1440-5

© Леденёв В. В.

## ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

- $\rho_s$  – плотность твердых частиц грунта, г/см<sup>3</sup>  
 $\rho$  – плотность влажного грунта, г/см<sup>3</sup>  
 $\rho_d$  – плотность сухого грунта, г/см<sup>3</sup>  
 $\gamma_s$  – удельный вес твердых частиц грунта, кН/м<sup>3</sup>  
 $\gamma$  – удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>  
 $\gamma_d$  – удельный вес сухого грунта, кН/м<sup>3</sup>  
 $W$  – влажность грунта  
 $W_L$  – влажность на границе текучести  
 $W_p$  – влажность на границе пластичности  
 $I_p$  – число пластичности  
 $I_L$  – показатель текучести  
 $I_D$  – степень плотности  
 $e$  – коэффициент пористости грунта  
 $S_r$  – коэффициент водонасыщенности  
 $\rho_w$  – плотность воды, г/см<sup>3</sup>  
 $\tau$  – удельное сопротивление грунта сдвигу, МПа  
 $c$  – удельное сцепление грунта, МПа  
 $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта, град.  
 $n$  – пористость, %  
 $E$  – модуль общей деформации грунта, МПа  
 $\mu_0$  – коэффициент бокового расширения грунта (Пуассона)  
 $m_0$  – коэффициент сжимаемости  
 $\xi$  – коэффициент бокового давления грунта  
 $r$  – радиус фундамента, см  
 $d$  – диаметр фундамента, см  
 $h$  – глубина заложения фундамента, см  
 $\lambda = h/d$  – относительное заглубление фундамента  
 $P$  – вертикальная (наклонная) нагрузка на фундамент, кН  
 $Q$  – горизонтальная нагрузка на фундамент, кН  
 $M$  – момент нагрузки, кНм  
 $e$  – эксцентриситет приложения нагрузки, см  
 $e_0 = e/r$  – относительный эксцентриситет приложения нагрузки  
 $S_0$  – осадка центра поперечного сечения фундамента, расположенного на уровне поверхности основания, в начале опыта, см  
 $U_0$  – горизонтальное перемещение центра поперечного сечения фундамента, расположенного на уровне фундамента, в начале опыта, см  
 $i$  – крен фундамента  
 $P_{stz}$  – структурная прочность

$\bar{z}_c, \bar{x}_c$  – координаты мгновенных осей вращения по осям  $z$  и  $x$ , см  
 $\bar{z}_c, \bar{x}_c$  – относительные координаты мгновенных осей вращения по осям  $z$  и  $x$   
 $G$  – модуль сдвига  
 $K$  – модуль объемной деформации  
 $t$  – время, ч  
 $\Phi_0$  – несущая способность основания фундамента из опыта (предельная нагрузка), кН  
 $\Phi$  – расчетная несущая способность основания, кН  
 $\beta$  – угол наклона нагрузки к горизонтали, град.  
 $\alpha$  – угол наклона фундамента к вертикали, град.  
 $\delta$  – угол наклона нагрузки к вертикали, град.  
 $\sigma_{пр}, \sigma_u, \sigma_{ult}$  – предельное давление  
 $w_{sl}$  – начальная просадочная влажность  
 $\xi, l$  – относительная просадочность  
 $s_{sl}$  – просадки  
 $p_{sl}$  – начальное просадочное давление  
 $b, b_t$  – классы бетона на осевое сжатие и растяжение  
 $R_b, R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие и растяжение  
 $R_S, R_{Sc}$  – расчетное сопротивление арматуры на осевое растяжение и сжатие  
 $E_b, E_S$  – модуль упругости бетона и арматуры  
 $\nu_b, \nu_S$  – коэффициенты Пуассона для бетона и стали

## ВВЕДЕНИЕ

---

Автор с 1967 г. проводил комплексные экспериментальные полевые и лабораторные исследования напряженно-деформированного состояния основания буронабивных цилиндрических фундаментов, самих фундаментов и системы «основания – фундаменты – надземная часть здания».

Монолитные бетонные и железобетонные фундаменты устраивали диаметром до 80 см и глубиной до 320 см путем бурения скважин в песчаных и глинистых грунтах ненарушенной структуры, зачистки подошвы скважин от разрыхленного грунта и заливки их литым бетоном методом вертикально перемещаемой трубы. Многочисленные опыты поставлены в лаборатории в просторанственных стальных лотках. Основанием стальных шероховатых, гладких, бетонных моделей диаметром до 46,5 см являлся послойно уплотненный маловлажный мелкозернистый песок.

В задачи исследований входило:

- получение функциональных зависимостей несущей способности и перемещений фундаментов от их формы и размеров, параметров плоского нагружения, вида и характеристик грунтов;
- изучение характера деформирования и разрушения основания, фундаментов и элементов системы;
- исследование характера распределения нормальных и касательных контактных напряжений в фундаментах с использованием разработанных автором крупномасштабных тензомodelей диаметром 40 см, глубиной 120 см и 150 см, диаметром 46,5 см и высотой 60 см;
- изучение в полевых условиях усилий, воспринимаемых элементами контактной поверхности;
- исследование развития перемещений фундаментов во времени.

Анализ механики грунтов в нашей стране и за рубежом показывает, что в настоящее время осуществляется углубленное экспериментальное изучение свойств грунтов и напряженно-деформированного состояния оснований. Особое внимание уделяется исследованию устойчивости оснований различных сооружений. Это нашло отражение и в СНиП 2.02.01–83. Теоретическое решение задачи об устойчивости песчаного основания под центрально-вертикально-нагруженной незаглубленной жесткой полосой с помощью экспериментально полученных коэффициентов распространено на более сложные случаи внецентренного и наклонного нагружения с учетом сцепления грунта и заглубления фундамента (II).

В работах [9 – 11, 41, 15 и др.] подчеркивается, что расчетные значения несущей способности основания по СНиП 2.02.03–85 дают значительное занижение несущей способности по сравнению с действительной. Эмпирические коэффициенты несущей способности требуют проверки и уточнения, особенно для заглубленных фундаментов, нагруженных внецентренной вертикальной и наклонной силами. Дальнейшая разработка деформативности и устойчивости

оснований заглубленных фундаментов нуждается в дополнительных экспериментальных данных. Требуется изучение пространственного перемещения фундаментов под действием произвольной системы сил, влияния различных факторов на несущую способность основания, характера разрушения оснований и фундаментов и др.

В данной работе рассматривается экспериментальная задача исследования взаимодействия с основанием заглубленного цилиндрического фундамента при действии плоской системы сил. В общем случае – это внецентренная наклонная нагрузка. Переменными являются  $\lambda$ ,  $e_0$ ,  $\delta$  и  $P$ . Рассмотрены частные случаи, когда на модель или фундамент передавалась осевая вертикальная и внецентренная горизонтальная, наклонная центральная нагрузки.

Исследования [1, 5, 8, 14, 20, 32, 42, 52 – 59 и др.] касаются отдельных частных случаев нагружения, испытаний оснований фундаментов разных размеров, формы в неодинаковых условиях и по отличающимся методикам.

Автор сделал попытку выполнить данную экспериментальную работу по единой методике с цилиндрическими моделями фундаментов диаметром от 5 до 46 см и натурными фундаментами диаметром до 80 см в однородных по плотности основаниях. Интервалы изменения  $\lambda$  и  $e_0$  приняты шире, чем в исследованиях других авторов, что позволяет более уверенно выявить исследуемые зависимости. Так  $\lambda$  принималось от 0 до 4,  $e_0$  – от 0 до 2. Опыты проводили в полевых условиях на девяти экспериментальных площадках в глинистом и песчаном основаниях ненарушенной структуры. Большой комплекс исследований осуществлен в лабораторных условиях на искусственно приготовленном песчаном и глинистом основаниях.

В книге рассматриваются незаглубленные и заглубленные штампы и заглубленные фундаменты. Для незаглубленных штампов  $\lambda = 0$ , для заглубленных  $\lambda > 0$ . Применялись плоские и цилиндрические штампы. Плоские штампы устанавливали на дне котлована, площадь поперечного сечения которого была равна площади штампа или незначительно ее превышала. Цилиндрический заглубленный штамп отличался от заглубленного фундамента тем, что вокруг боковой поверхности имелся зазор такой ширины, который не вызывал уменьшения несущей способности основания под подошвой. При заглубленных цилиндрических фундаментах обеспечивался непрерывный контакт боковой поверхности и подошвы с основанием.

Частные случаи нагружения проводили в одинаковых условиях, что дает возможность сравнивать результаты и делать обобщения. В опытах последовательно изменялись величины диаметров, относительных заглублений, эксцентриситетов и угла наклона нагрузки. Измеряли составляющие плоского перемещения фундамента, перемещения основания, контактные напряжения, исследовали особенности разрушения основания.

Принята декартова система координат: ось  $x$  направлена вправо, ось  $z$  – вниз, горизонтальная нагрузка, горизонтальная проекция наклонной нагрузки, эксцентриситет – в положительном направлении оси  $x$ . Вертикальную грань фундамента в положительном квадрате плоскости  $xoz$  в дальнейшем будем называть передней гранью. При действии горизонтальной и моментной нагруз-

зок передняя грань оказывает давление на грунт. Противоположную грань будем называть задней гранью.

Стендовые опыты проводили с шероховатыми моделями фундаментов. В отдельных сериях сравнительных опытов применялись гладкие модели.

Интересными конструкциями с точки зрения исследователя оснований заглубленных фундаментов являются буронабивные фундаменты, устраиваемые в естественном основании путем бурения скважин и заполнения их бетоном. При такой технологии устройства фундаментов окружающий грунт нарушается в меньшей степени, чем при других. На кафедре инженерной геологии, механики грунтов, оснований и фундаментов Воронежского инженерно-строительного института с 1963 г. внедряются буронабивные фундаменты при строительстве объектов разного назначения в Курской и Воронежской областях. При этом достигался значительный экономический эффект.

# Часть 1

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ (ОПЫТЫ АВТОРА)

### Глава 1. МЕТОДИКА ПОДГОТОВКИ И ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

#### 1.1. Цели и задачи работы

Ставилась задача исследовать влияние диаметра и относительного заглубления моделей, вида и величины нагрузки, способа ее приложения, свойств грунтового основания на несущую способность и перемещение основания и фундамента. Проведено несколько серий полевых и лабораторных опытов. В полевых экспериментах особое внимание уделялось сохранению естественной структуры грунта при изготовлении фундаментов, в лабораторных – приготовлению однородного по плотности и влажности искусственного грунтового основания. При подготовке и проведении опытов автор стремился сохранить единый подход с тем, чтобы по результатам разных серий опытов получить общее представление о взаимодействии заглубленного цилиндрического фундамента с грунтовым основанием при разных силовых воздействиях, а также некоторые экспериментальные зависимости.

#### 1.2. Инженерно-геологическое строение опытных площадок

Полевые экспериментальные исследования в основании ненарушенной структуры проводились на девяти опытных площадках в Курской и Воронежской областях. Из шурфов отбирались монолиты грунта для определения в лабораторных условиях физических и механических характеристик грунта (табл. 1.1).

*Площадка 1.* (Калачеевский район Воронежской области, сахарный завод).

1. Чернозем, мощность слоя равна – 0,4...0,5 м.
2. Суглинок твердой консистенции – 0,7...0,8 м.
3. Суглинок тугопластичной консистенции – 5 м.

*Площадка 2.* (Калачеевский район Воронежской области, совхоз им. 1 Мая).

1. Чернозем – 0,45 м.
2. Глина гумусированная твердой консистенции – 0,5 м.
3. Глина твердой консистенции с включением карбонатов – 4 м.

*Площадка 3.* (г. Курск, гормолзавод).

1. Растительный слой и насыпной грунт, представленный щебнем и кирпичным боем – 0,85 м.
2. Суглинок гумусированный тугопластичной консистенции – 0,65 м.
3. Супесь пластичная – 3 м.



Таблица 1.1

№ площадки	$h$ , м	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$W$	$W_L$	$W_p$	$l_p$	$e$	$\Phi_1$ , град	$E_s$ , МПа	$c$ , МПа
1	1,0	2,68	1,79	0,065	0,198	0,109	0,089	0,594	21	18,7	0,020
	2,0	2,70	1,76	0,243	0,318	0,164	0,154	0,811	17	23,5	0,035
2	1,0	2,72	1,83	0,243	0,456	0,228	0,228	0,848	17	12,4	0,045
	2,0	2,74	1,97	0,230	0,438	0,199	0,239	0,710	12	13,8	0,075
3	1,1	2,66	1,93	1,145	0,189	0,111	0,078	0,578	12	12,4	0,023
	2,0	2,69	1,98	0,105	0,145	0,085	0,060	0,501	26	12,2	0,018
4	0,7	2,65	1,55	0,122	0,421	0,217	0,204	0,911	21	12,7	0,020
	1,1	2,70	1,84	0,113	0,361	0,154	0,207	0,671	20	17,0	0,050
	2,0	2,71	1,89	0,183	0,402	0,173	0,229	0,730	17	14,5	0,037
5	1,0	2,65	1,66	0,134	0,345	0,195	0,250	0,813	18	13,5	0,022
	2,0	2,68	1,57	0,211	0,370	0,250	0,120	1,087	16	11,0	0,025
	4,0	2,71	1,90	0,220	0,394	0,234	0,160	0,740	17	16,0	0,041
6	2,5	2,68	1,81	0,139	0,260	0,185	0,075	0,682	21	14,0	0,022
	3,5	2,68	1,80	0,137	0,267	0,183	0,084	0,701	20	13,6	0,021
	6,0	2,68	1,86	0,227	0,251	0,191	0,060	0,773	16	11,0	0,016
7	0... 1,50	2,66	1,62	0,035	–	–	–	0,700	34	–	–
	2,00	2,66	1,71	0,045	–	–	–	0,626	34	–	–
8	1,50	2,64	1,82	0,220	0,490	0,240	0,190	0,741	18	10	0,034
	3,00	2,66	1,94	0,270	0,420	0,240	0,180	0,782			0,032
9	0,35	2,51	1,65	0,237	0,590	0,204	0,155	0,904	11	–	0,031
	0,50	2,55	1,56	0,226	0,353	0,212	0,141	0,917	9	–	0,022
	0,85	2,61	1,72	0,208	0,326	0,181	0,145	0,865	12	–	0,034

Площадка 4. (г. Курск, промышленная база СПМК).

1. Растительный слой – 0,6 м.
2. Глина твердой консистенции – 1,1 м.
3. Глина полутвердой консистенции – 3,3 м.
4. Суглинок пластичный с прослойками супеси.

Площадка 5. (Гуторовский совхоз Гуторовского района Курской области, теплицы).

1. Растительный слой – 0,55 м.
2. Глина твердой консистенции – 1,1 м.

Таблица 1.2

Глубина отбора проб, м	Фракции, мм				
	Крупнее 0,5	0,5...0,25	0,25...01	0,1...0,05	$u = d_{60}/d_{10}$
1	19,12	44,41	34,52	1,95	2,13
2	7,52	42,56	48,44	1,48	2,07

3. Суглинок твердой консистенции – 3,3 м.

4. Мергель.

*Площадка 6.* (г. Курск, северо-западный район). На площадке предварительно был отрыт котлован глубиной 1,5 м, размерами в плане 15×35 м, со дна которого бурились скважины для фундаментов и отрывались шурфы.

1. Суглинок твердой консистенции – 3,5 м.

2. Супесь пластичная.

*Площадка 7.* (г. Воронеж, Левобережный район, п. Песчановка).

1. Гумусированный песок – 0,35 м.

2. Среднезернистый песок средней плотности маловлажный с прослоями ожелезненного песка – 30 м. Его зерновой состав приведен в табл. 1.2.

*Площадка 8.* (г. Анна, Воронежской области, склад минерального сырья на 5 тыс. т).

1. Растительный слой – 0,7 м.

2. Глина гумусированная твердой консистенции – 0,6 м.

3. Глина полутвердой консистенции – 2,7 м.

4. Суглинок тугопластичной консистенции.

Грунтовые воды встречены на глубине 2,6 м от поверхности.

*Площадка 9.* (г. Воронеж, полигон ВИСИ).

1. Растительный слой

– горизонт А зернистой структуры – 0,4 м,

– горизонт В темносерый внизу крупнозернистой структуры – 0,65 м.

2. Суглинок желто-бурый лессовидный.

### 1.3. Подготовка искусственного песчаного основания.

#### Исследование физико-механических характеристик основания

В стендовых опытах использован кварцевый песок средней крупности из Малышевского карьера г. Воронежа. Зерновой состав песка приведен ниже:

Размер частиц, мм .....	5...2	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...1	< 0,1
Содержание, % .....	0,12	2,44	13,49	55,73	27,59	0,63

Коэффициент неоднородности по Хазену  $K = d_{60}/d_{10} = 1,94$ , т.е. песок хорошо отсортирован. Зерна хорошо окатанны, слегка ожелезнены. Средняя влажность составила  $0,05 \pm 0,01$ . Песок уплотнялся ручными трамбовками ( $\rho = 1,5 \dots 1,75 \text{ г/см}^3$ ). Этот тяжелый способ подготовки основания был принят потому, что опыты проводили в лотках разных размеров с неодинаковой толщиной уплотняемых слоев и во всех случаях невозможно было применить электротрамбовки. Между тем способ подготовки основания, как отмечено в [12], а также подтверждено нашими исследованиями, оказывает значительное влияние на напряженно-деформированное состояние основания. Плотность твердых частиц ( $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$ ). Минимальная плотность песчаного основания  $\rho_{\min} = 1,43 \text{ г/см}^3$  ( $e_{\text{msx}} = 0,948$ ), максимально достигнутая плотность  $\rho_{\max} = 1,76 \text{ г/см}^3$  ( $e_{\text{msx}} = 0,551$ ). Опыты в основном выполняли при  $\rho = 1,6$  ( $e = 0,743$ ) и  $\rho = 1,7$  ( $e = 0,636$ )  $\text{г/см}^3$ . Плотность слежения (табл. 5, СНиП П-15–74) рыхлая и средняя, по К. Терцаги – средняя и плотная; пески мало-влажные. Полная влагоемкость  $W_{\eta} = 0,239$ .

По классификации И. В. Дудлера – песок малопрочный, сжимаемый.

Уплотняемость песка исследовали на приборе Гипродорнии при влажности от 2 до 12%. Получены следующие усредненные значения максимальной плотности твердых частиц:  $W = 0,02 - \rho_{\text{ск, max}} = 1,76 \text{ г/см}^3$ ;  $W = 0,04 - \rho_{\text{ск, max}} = 1,77 \text{ г/см}^3$ ;  $W = 0,06 - \rho_{\text{ск, max}} = 1,78 \text{ г/см}^3$ ;  $W = 0,08 - 0,1 - \rho_{\text{ск, max}} = 1,8 \text{ г/см}^3$ . Величина оптимальной влажности в данных опытах не зафиксирована.

Проведена серия пенетрационных испытаний песка при  $W = 0,05$  конусом с углом при вершине  $30^\circ$ . При погружении конуса на 1,5 см найдены следующие значения удельной пенетрации [36]:  $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $R = 1,01 \text{ МПа}$ ;  $\rho = 1,67 \text{ г/см}^3$ ,  $R = 0,015 \text{ МПа}$ ;  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ,  $R = 0,021 \text{ МПа}$ ;  $\rho = 1,8 \text{ г/см}^3$ ,  $R = 0,037 \text{ МПа}$ .

Угол естественного откоса песка в воздушно-сухом состоянии составил  $25^\circ$ , под водой –  $23^\circ 30'$ . По эмпирической формуле Ханзена–Ландборна угол внутреннего трения  $\varphi = 30^\circ - 3^\circ = 27^\circ$  (обычная окатанность зерен, однородный песок средней плотности).

Несколько серий опытов было проведено на приборе плоского среза конструкции Гидропроект. Известную массу песка укладывали в обойму слоями по 1,5 см и уплотняли трамбовками. Вертикальную нагрузку принимали равной 0,1; 0,2; 0,3; 0,5; 0,7 и 1 МПа. По результатам испытаний были получены значения углов внутреннего трения (табл. 1.3).

**Таблица 1.3**

$W$	$\varphi$ при $\rho$ ( $\text{г/см}^3$ )			
	1,6	1,65	1,7	1,75
0,005	$28^\circ$	$33^\circ$	$34^\circ 30'$	$35^\circ 30'$
0,05	$27^\circ$	$28^\circ$	$29^\circ$	$30^\circ$
0,10	$25^\circ 30'$	$26^\circ$	$27^\circ$	$28^\circ$

Удельное сцепление песка  $c \approx 0,003$  МПа. Под действием постоянной вертикальной нагрузки наблюдалось повышение сопротивления песка сдвигу ( $W = 0,005$ ), т.е. проявлялся эффект холодной сварки. Так, при действии вертикальной нагрузки в течение 1 мин; 1 суток; 3 суток; 5 суток; 6 суток; 7 суток получены следующие значения предельных касательных напряжений: 0,27; 0,28; 0,29; 0,30; 0,31 МПа ( $P = 0,5$  МПа,  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>). В некоторых опытах горизонтальная нагрузка при значениях 0,85; 0,9 и 0,95 от предельной в течение 12 суток оставалась постоянной. Дополнительных перемещений за этот период не наблюдалось, и сдвиг происходил при больших нагрузках, чем в опытах, осуществляемых по обычной методике. При увеличении горизонтальных перемещений возрастали вертикальные перемещения подъема и увеличивался объем песка при сдвиге.

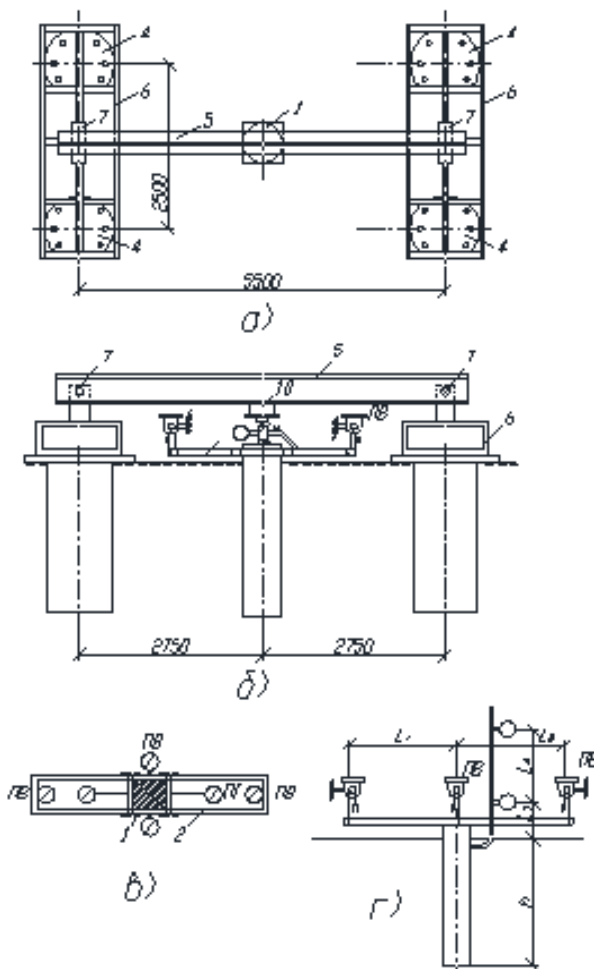
#### 1.4. Испытание моделей

Размеры моделей принимались геометрически подобными натурным фундаментам. Для анализа масштабного эффекта испытывали жесткие модели в широком диапазоне изменения размеров диаметров от 5 до 80 см. Модели фундаментов были бетонными, железобетонными или из стальных труб. Металлические модели фундаментов изготавливали с гладкой или шероховатой контактной поверхностью. В последнем случае среднезернистый песок приклеивали к поверхности модели эпоксидным клеем БФ-2. Для усиления моделей из стальных труб внутри их приваривали крестовины из полосовой стали. Модели фундаментов и натурные фундаменты армировались 6–8 стержнями диаметром от 6 до 18 мм в зависимости от способа загрузки и размеров фундамента.

Скважины для моделей фундаментов диаметром до 40 см (в отдельных случаях и до 50 см) изготавливали вручную по шаблону. Для фундаментов больших размеров скважины бурили шнековым буром. Со дна скважин вычищали разрыхленный грунт, и дно выравнивали по уровню. Скважины заполняли бетоном, как правило, в тот же день, когда отрывали. Применяли бетон литой консистенции классов В12,5 и В17,5. В лабораторных опытах скважины в маловлажном песке и суглинке высверливали тонкостенной трубкой, а дно зачищали с помощью специального ножа. Скважины заполняли бетоном на мелком щебне с установкой каркаса. Выше спланированной поверхности земли устраивали монолитный квадратный оголовок высотой 15...35 см для крепления реперной рамы и удобства передачи нагрузки.

При изготовлении фундаментов для испытания на действие осевой вертикальной или внецентренной нагрузки сверху оголовка в бетон втапливали стальную плиту размером 250×250×20 мм с приваренными анкерами.

Упором для домкрата при испытании в полевых условиях на действие вертикальной нагрузки служила металлическая платформа длиной 6 м, рассчитанная на максимальное усилие в 200 кН, или балка (рис. 1.1). Платформа крепилась к выпускам арматуры из анкерных фундаментов и в необходимых случаях нагружалась бетонными блоками. Под концы платформы подкладывали бетонные блоки. Их высота от поверхности регулировалась песчаной подушкой. Некоторые опыты проводили без анкерных свай. В этом случае платформу нагружали железобетонными блоками.



**Рис. 1.1. Схема нагружения (а – в плане, б – в разрезе) и измерения перемещений (в – в плане, г – в разрезе)**

**буронабивных фундаментов в полевых опытах с помощью упорной балки:**

- 1 – опытный фундамент; 2 – рама; 3 – металлическая труба; 4 – анкерные фундаменты; 5 – упорная балка; 6 – платформы для крепления к анкерным фундаментам и пригрузки блоками; 7 – шарнир для крепления упорной балки; 8 – гидравлический домкрат; 9 – цилиндрический шарнир; 10 – катки

При испытании фундаментов на площадках 1 – 4 между верхом домкрата и упорной балкой помещали цилиндрические катки диаметром 30 мм, заключенные между двумя металлическими плитами, обеспечивающими меньшее

отклонение силы от вертикали. Под домкратом устанавливали металлический шарнир диаметром 70 мм. В случае испытания крупномасштабных моделей и натуральных фундаментов расстояние от верха фундамента до упора балок принималось не менее 55 см. Этим также достигалось значительное уменьшение горизонтальной составляющей силы, возникающей при отклонении домкрата от вертикали.

Статическую ступенчато-возрастающую нагрузку чаще всего доводили до предельного значения, при котором давление в гидросистеме падало, фундамент опрокидывался или непрерывно перемещался. При недостаточной надежности крепления анкерной системы или при ограничении нагрузки этого не наблюдалось.

Программу полевых испытаний предварительно отработывали в лабораторных условиях на моделях, геометрически подобных натурным фундаментам. При этом устанавливали режим нагружения, выясняли сложности технического исполнения.

Нагрузка на опытные фундаменты передавалась с помощью гидравлических домкратов ДГ-5, ДГ-10, ДГ-50, ДГ-100, ДГ-200, рычагами с максимальными усилиями 1,5; 10; 20; 50кН, бетонными плитами, металлическими гирями, уложенными на специальные платформы. Величину передаваемой на фундамент силы устанавливали по показаниям образцовых манометров и динамометров. Каждую ступень нагрузки, как правило, выдерживали до условной стабилизации перемещений (0,01мм за 1 ч наблюдений), за исключением отдельных маломасштабных моделей. Для получения данных об общих, упругих и остаточных перемещениях поставлен ряд опытов по схеме нагрузка–разгрузка каждой ступени. Величину ступеней нагружения выбирали на основе предварительных испытаний, изучения материалов ранее проведенных опытов, личного опыта автора и в большинстве опытов принимали одинаковой в течение испытания. В отдельных случаях при нагрузках, близких к предельным, величину ступеней нагружения уменьшали с целью установления более точного значения несущей способности основания.

В опытах измеряли осадку  $S$ , крен фундамента  $\text{tg}\theta$  и горизонтальное смещение  $U$  фиксированной точки фундамента. Крен определяли по разности вертикальных перемещений концов горизонтальной рамы, прикрепленной к выступающей над поверхностью части фундамента или по разности горизонтальных перемещений двух фиксированных точек стойки жестко прикрепленной к фундаменту (см. рис. 2.1, *а*, *б*). При испытаниях крупномасштабных моделей и натуральных фундаментов, как правило, устанавливали по шесть прогибомеров конструкции Максимова или Аистова.

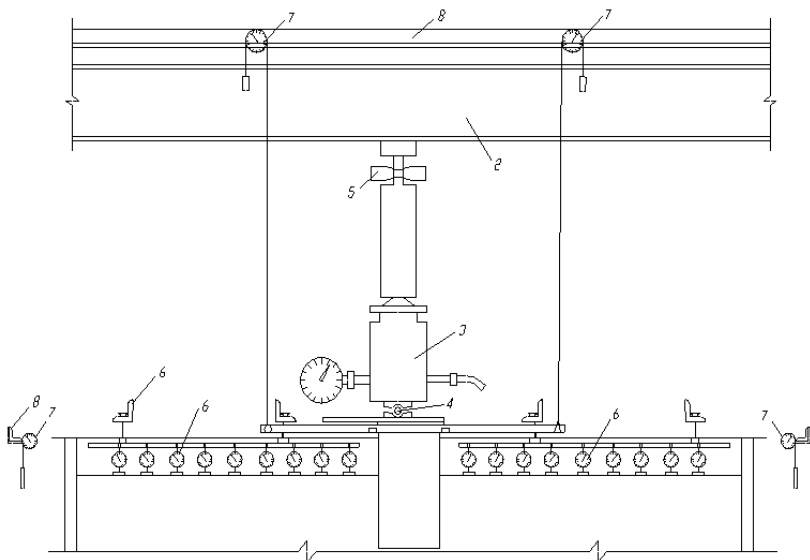
Четыре из них предназначались для определения крена и осадки фундамента и два – для замера горизонтальных перемещений. Длину струны прогибометра от измеряемой точки до оси прибора принимали не менее 50 см.

Расстояние от реперных свай до опытного фундамента составляло не менее четырех-пяти диаметров опытного фундамента. Особое внимание уделялось обеспечению жесткости и неподвижности реперной системы при случайных толчках, а также ее неизменности при температурно-влажностных колебаниях.

Перемещения отдельных точек среды измеряли с помощью индикаторов часового типа по перемещениям поверхностных (рис. 1.2) и глубинных марок. Применяли глубинные марки двух типов; винтообразная марка и бетонированный в грунте цилиндрический столбик диаметром 50 мм и высотой 70 мм. К маркам крепили металлические стержни, заключенные внутри обсадных труб большего диаметра; перемещения стержней замеряли индикаторами.

Перед испытанием проверяли надежность всей измерительной системы. Отсчеты с приборов снимали сразу после приложения нагрузки и затем через 10, 15, 30 мин или через 1 ч в зависимости от размера фундамента и задач эксперимента. По завершении опыта фундамент отрывали и осматривали состояние контактной поверхности.

Большое внимание при исследованиях уделяли изучению характера контактных напряжений по подошве и по боковой поверхности, перераспределению усилий между ними. С этой целью применяли ряд взаимодополняющих способов: параллельное испытание фундаментов с полостью под подошвой и заглубленных штампов, испытание фундаментов, оснащенных тензометрическими приборами, испытание составных фундаментов с одновременным и раздельным нагружением элементов контактной поверхности.



**Рис. 1.2. Схема установки для проведения опытов с моделями фундаментов в лабораторной лотке:**

- 1 – модель фундамента; 2 – упорная балка; 3 – гидравлический домкрат;
- 4 – цилиндрический шарнир; 5 – динамометр; 6 – индикаторы для измерения вертикальных перемещений поверхности основания; 7 – прогибомеры;
- 8 – уголки реперной системы для крепления индикаторов и прогибомеров

В некоторых опытах фиксировали полную нагрузку на фундамент и нагрузку, воспринимаемую подошвой. С этой целью испытывали фундаменты с замером контактных давлений по подошве грунтовыми динамометрами типа ДКМ-5-1 или другой конструкции. Испытан ряд составных фундаментов следующей конструкции. Изготавливали бетонный полый цилиндр – ствол фундамента и железобетонное днище в виде круглой плиты.

Между подошвой и стволом оставляли зазор 3...5 см. Внутри цилиндра свободно проходила труба, жестко соединенная с днищем.

С целью обоснования расчетной схемы заглубленного цилиндрического фундамента, нагруженного вертикальной силой, испытывали составные фундаменты из установленных друг над другом колец с зазором 1,5 см и плоского диска – подошвы фундамента.

При загрузении элементов велись наблюдения за их перемещениями с помощью индикаторов. Осадку каждого элемента составного фундамента определяли как среднее перемещение двух точек, расположенных в диаметральной плоскости. Стержни от элементов проходили через каналы в вышерасположенных кольцах.

Опыты с моделями диаметром от 5 до 46,5 см проводили в лаборатории института и на испытательном стенде в шести пространственных лотках объемом от 1 до 30 м<sup>3</sup>.

После каждого опыта песок в лотке меняли до глубины  $(2,5 \dots 3,5)d$  ниже подошвы. Влажность песка в опыте поддерживали примерно постоянной (4...6%). С этой целью поверхность грунта покрывали полиэтиленовой пленкой или слегка увлажняли. После каждого опыта песок из лотка выбрасывали, перемешивали с добавлением требуемого количества воды.

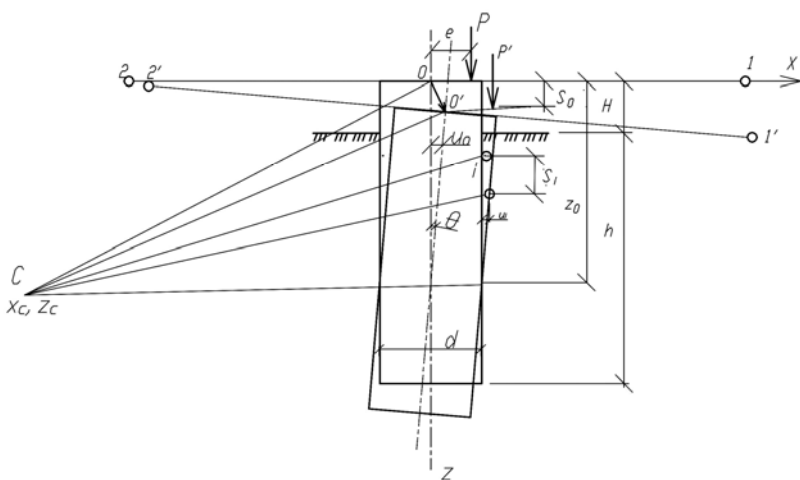


Рис. 1.3. Схема к определению плоского перемещения фундамента



Точность постановки опытов оценивали сравнением результатов повторных опытов, в которых изменялся только один параметр. Основной причиной «неудачных» опытов явилась неодинаковая плотность грунтов основания. В специально поставленных опытах показано значительное влияние начальной плотности основания на перемещения моделей.

Для изучения влияния свободной поверхности на взаимодействие заглубленных штампов с основанием был поставлен ряд опытов с вертикальными плоскими и полуцилиндрическими штампами. Исследовалось влияние относительного заглубления штампов на величину разрушающей нагрузки и характер деформирования основания.

Координаты мгновенной оси введения и относительные координаты (рис. 1.3) вычисляли соответственно по формулам [31]

$$z_c = u_0 / i; \quad x_c = S_0 / i; \quad \bar{z}_c = z_c / h; \quad \bar{x}_c = x_c / r.$$

Перемещение любой точки поверхности фундамента [31]

$$S_i = x_i i; \quad U_i = z_i i.$$

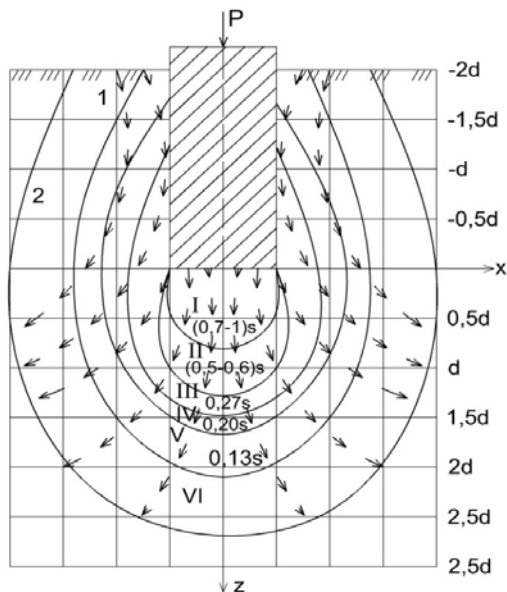
## Глава 2. ДЕЙСТВИЕ ОСЕВОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

### 2.1. Исследование характера деформаций основания на маломасштабных моделях

Траектории движения частиц имели плавное криволинейное очертание (рис. 2.1). По мере увеличения осадки размеры зон деформаций под подошвой (высота  $h$ , ширина  $b$ ) росли, приближаясь к некоторому пределу. В опытах на рыхлом песчаном основании при  $\lambda = 1$  и  $2$   $S_0 / d \rightarrow 0,2$ ,  $h / d \rightarrow 2,8$   $b / d \rightarrow 3$ . В области 1 на рис. 2.1 перемещения частиц составляли от 70 до 100% от осадки модели, а в области 2 – от 50 до 70%.

В послойно уплотненном основании при  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$  по результатам опытов в пространственной лотке с моделями  $d = 10$  и  $22$  см перемещения на глубине  $0,5; 1; 1,5; 2d$  ниже подошвы модели при  $\lambda = 0$  соответственно равнялись (процент от ее осадки) 38, 16, 8, 3 при  $\lambda = 1$  соответственно 42, 19, 9, 5.

По замерам перемещений марок в случае осесимметричной деформации и отдельных частиц при плоской деформации определяли вертикальные и горизонтальные составляющие векторов перемещений и строили эпюры перемещений по отдельным сечениям, максимальные горизонтальные перемещения наблюдались по вертикальным сечениям, проведенным от краев модели на глубине  $(0,5 \dots 0,7) d$   $\lambda = 0$  и  $(0,65 \dots 0,8) d$   $\lambda = 1$ . По мере роста нагрузки соотношение между горизонтальными и вертикальными перемещениями изменялось. Оно такие зависело от плотности основания. При нагрузках до 0,8 от предельной горизонтальные перемещения в песках средней плотности по указанным выше сечениям составляли 15...25% вертикальных перемещений. Увеличение нагрузок до предельных значений приводило к значительному росту горизонтальных перемещений, составляющих до 50% и более от вертикальных перемещений. Центр тяжести эпюр горизонтальных перемещений



**Рис. 2.1. Характер деформации грунта в основании заглубленного фундамента:**  
 1 – траектории движения частиц;  
 2 – границы зон (I – VI) равных перемещений по траектории движения частиц

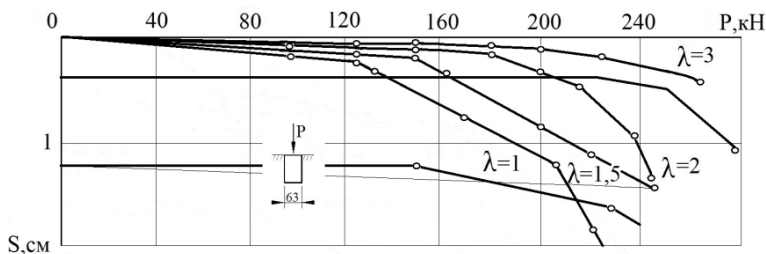
понижается от 0,65 до 0,85d ( $\lambda = 1$ ). С увеличением относительного заглубления ( $\lambda = 0 \dots 1$ ) горизонтальные перемещения при нагрузках, составляющих 0,8 от предельной, уменьшались в 2,3 раза. Горизонтальные перемещения наблюдались до глубины  $2d$  ( $\lambda = 0$ ) и  $2,5d$  ( $\lambda = 1$ ) от уровня подошвы модели. При нагрузке 0,2 и более от предельной происходил разрыв в вертикальных перемещениях по краям модели. В послыно уплотненных основаниях величина разрыва больше, чем в естественных основаниях.

## 2.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистом основании

По результатам нагружения фундамента ( $d = 65$  см,  $\lambda = 2$  с полостью под подошвой) определено усредненное сопротивление сдвигу по боковой поверхности, равное 0,05 МПа. Сдвиговая осадка равна 2 мм. Нагрузки на фундамент при  $S = 1$  см составили [27] (рис. 2.2):

$$\lambda = 1, P = 185 \text{ кН}; \quad \lambda = 1,5, P = 215 \text{ кН}; \quad \lambda = 2, P = 240 \text{ кН}; \quad \lambda = 3, P = 275 \text{ кН}.$$

Нагрузки при  $S = 1$  см линейно нарастали с увеличением  $\lambda$  в основном за счет увеличения сопротивления боковой поверхности фундамента.



**Рис. 2.2. Зависимость между нагрузкой и осадкой в опытах с буронабивными фундаментами в однородном суглинке**

Несущая способность основания, вычисленная по формуле (28) СНиП П-15-74, при  $\lambda = 1$ ,  $\varphi = 21^\circ$ ,  $c = 0,022$  МПа равна 217 кН, расчетное давление на основание  $R = 0,17$  МПа, соответствующая нагрузка на фундамент – 57 кН, а с учетом сопротивления сдвигу по боковой поверхности  $P = 123$  кН. Этой нагрузке (рис. 2.2) соответствует осадка 2 мм. За допустимую нагрузку можно принять  $P = 205$  кН. В интервале нагрузок 205...125 кН, считая, что  $\Delta P = \Delta P_n$ , по формуле для незаглубленных штампов [см. 46, 47] найдем  $E = 11$  МПа.

### 2.3. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в песчаном основании естественной структуры

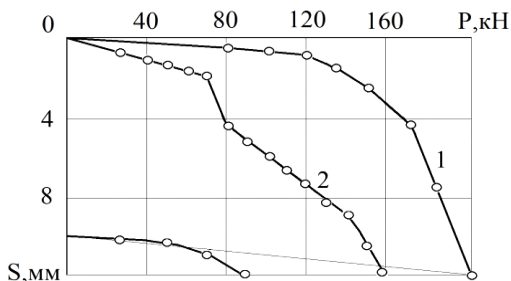
Исследовано влияние качества выполнения работ на несущую способность фундаментов [16]. На рисунке 2.3 показано нагружение двух фундаментов одинаковых размеров различающихся тем, что при изготовлении первого разрыхленный грунт со дна скважины вычищали и дно выравнивали, а при изготовлении второго – не вычищали. Излом кривой 2, очевидно, соответствует моменту достижения сопротивления сдвигу по боковой поверхности.

При повторном нагружении фундамента с полостью под подошвой получено  $\tau = 0,028$  МПа. При устройстве фундамента  $d = 70$  см и  $\lambda = 3$  (рис. 2.3) укладывался жесткий бетон без уплотнения. Модуль деформации основания под подошвой ориентировочно может быть принят в интервале нагрузок 80...160 кН ( $\sigma = 0,1...0,3$  МПа) – 52 МПа; 160...240 кН ( $\sigma = 0,3...0,5$  МПа) – 26 МПа; 240...300 кН ( $\sigma = 0,5...0,67$  МПа) – 19 МПа. Сопротивление сдвигу по боковой поверхности оказалось значительно меньшим, чем в опыте с фундаментом  $d = 50$  см и составило 0,0087 МПа. После отрывки и осмотра фундамента отмечено наличие крупных пустот по боковой поверхности.

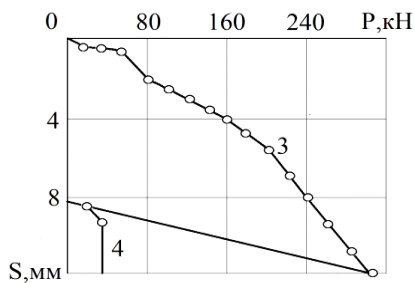
На рисунке 2.4, а представлены результаты опытов с фундаментами ( $d = 50$  см,  $\lambda = 2$ ) на циклическое нагружение. В последующем испытании на вдавливание при наличии полости под подошвой получено  $\tau = 0,0095$  МПа. Такое же значение сопротивления сдвигу по боковой поверхности определено в опыте с фундаментом, изготовленным с полостью под подошвой (кривая 1 на рис. 2.4, б) и в опыте на вдавливание колец составного фундамента диаметром 40 см (кривая 2 на рис. 2.4, б). Циклы нагружения соответствуют последо-

вательному вдавліванню колек, починаючи з нижнього (см. рис. 2.7). Крива 3 на рис. 2.4, б побудована по результатам испытання фундаменту ( $d = 80$  см,  $\lambda = 2,5$ ), виконаного з порожнистю під подошвою. При визначенні усереднених значень опору сдвигу по бічовій поверхності фундаментів улічувалася їх вага.

По результатам пяти опытов с фундаментами  $d = 35, 40$  и  $50$  см глубиной  $70 \dots 100$  см, испытанными как заглубленные штампы, получены следующие значения модулей деформации: для интервалов нагрузок  $0 \dots 0,01$  МПа –  $14$  МПа;  $0,1 \dots 0,2$  МПа –  $10$  МПа;  $0,2 \dots 0,3$  МПа –  $8$  МПа;  $0,3 \dots 0,4$  МПа –  $6$  МПа. Заметим, что по результатам вдавливания вертикальных штампов ( $\lambda = 2,5$  и  $\delta = 0 \dots 0,06$  МПа) получено  $E = 10$  МПа. Коэффициент анизотропии по сжимаемости  $E_z / E_x = 1,4$ . Сопротивление сдвигу при выдергивании фундамента ( $d = 55$  см;  $\lambda = 3,1$ ) составило  $0,0098$  МПа.



а)



б)

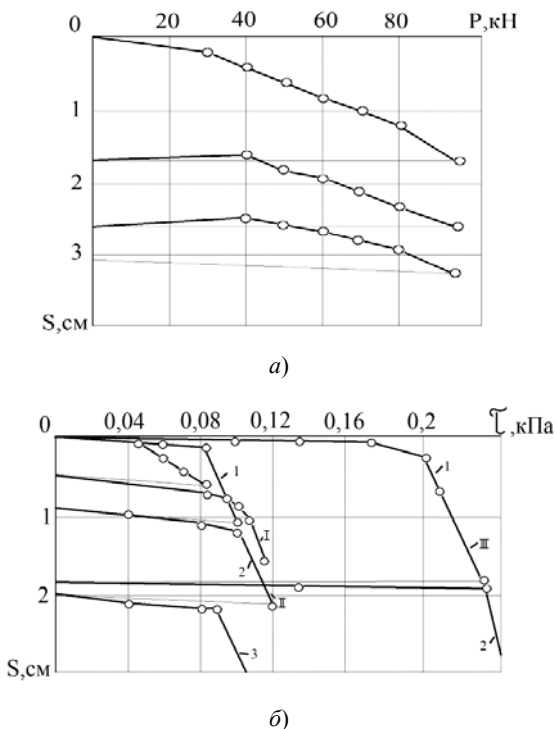
**Рис. 2.3. Исследование влияния качества работ по устройству буронабивных фундаментов на несущую способность основания:**

*a* –  $d = 50$  см;  $\lambda = 4$ ; *б* –  $d = 70$  см,  $\lambda = 3$ ;

1 – грунт в основании ненарушенной структуры;

2 – грунт под подошвой разрыхлен; 3 – бетон уложен без уплотнения;

4 – под подошвой фундамента устроена полость

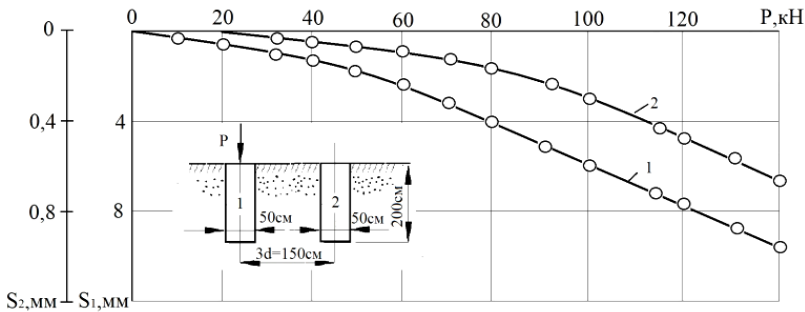


**Рис. 2.4. Результаты опытов на циклическое нагружение фундаментов:**  
*a* – без полости под подошвой ( $d = 50$  см,  $\lambda = 2$ );  
*б* – с полостью; 1 – 3 циклы нагружения;  
 фундаменты: 1 –  $d = 50$  см,  $\lambda = 2$ ; 2 –  $d = 40$  см,  $\lambda = 3$ ; 3 –  $d = 80$  см,  $\lambda = 2,25$

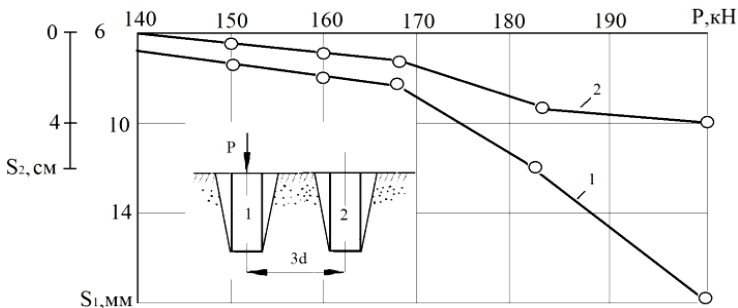
*Исследование взаимного влияния фундаментов.* Рассмотрим результаты испытаний двух одинаковых буронабивных фундаментов, на один из которых передавалась осевая вертикальная нагрузка, а второй оставался незагруженным. В первом опыте (рис. 2.5, *a*) имелся контакт фундаментов с основанием по боковой поверхности. Затем вокруг обоих фундаментов делали зазор, и фундаменты испытывали повторно как заглубленные штампы. Предельное сопротивление сдвигу по боковой поверхности фундаментов составило 0,022 МПа, сдвиговая осадка – 1...2 мм. Сопротивление сдвигу по боковой поверхности первого фундамента произошло при нагрузке 40 кН, дальнейшее приращение нагрузки воспринималось подошвой. Модуль деформации основания под подошвой  $E = 23,4$  МПа. Осадка ненагруженного фундамента составила 6,4% осадки нарушенного. При повторном нарушении фундамента как заглубленного штампа (рис. 2.5, *б*) отмечалась линейная зависимость между нагрузкой и осадкой ( $\sigma \leq 0,85$  МПа). Модуль деформации составил 33 МПа.

При большей нагрузке наблюдалось резкое увеличение осадки фундамента, и модуль деформации уменьшился до 6,4 МПа. Осадка ненагруженного фундамента в конце опыта равнялась 21% осадки нагруженного фундамента, что может быть достигнуто при давлении на основание 0,4 МПа.

В некоторых опытах замеряли вертикальные перемещения основания по радиальным направлениям в уровне поверхности основания и подошвы фундаментов. Перемещения грунта наблюдались в радиусе до  $3d$ , наиболее интенсивные – в радиусе до  $1,5d$ . На рисунке 2.6, *a* приведены эпюры осадок поверхности вокруг фундаментов диаметром 50. На расстоянии  $r$  от ствола фундамента осадки поверхности составляли менее 9%, а на расстоянии  $d$  – менее 1% осадки фундамента. При повторных нагружениях фундамента ( $d = 80$  см) осадки поверхности значительно уменьшились. В опытах с фундаментами  $d = 40$  см,  $\lambda = 2$  и  $d = 50$  см,  $\lambda = 2,5$  замеряли перемещения поверхности основания



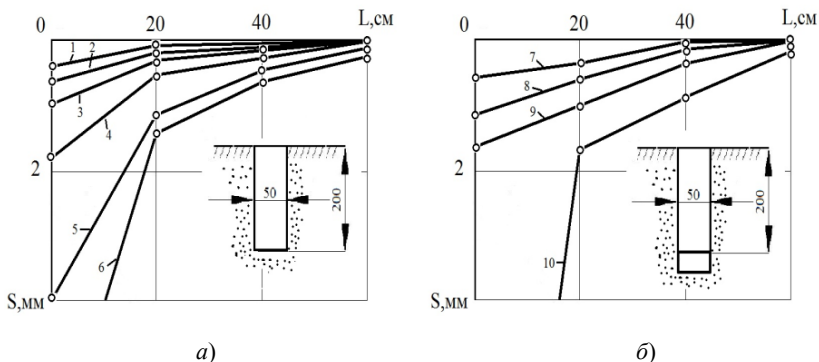
*a)*



*б)*

**Рис. 2.5. Исследование взаимного влияния фундаментов (*a*) и заглубленных штампов (*б*):**

*1* – графики зависимости между нагрузкой и осадкой для 1-го и 2-го фундаментов;  
*2* – то же для штампов



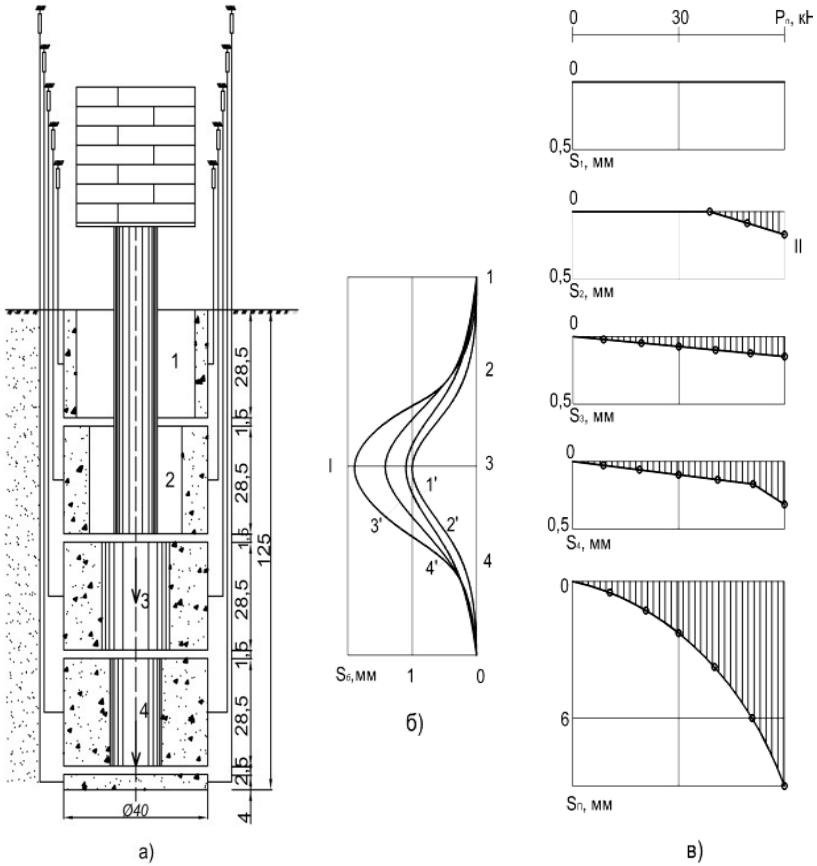
**Рис. 2.6. Эпюры вертикальных перемещений по радиальным направлениям в опытах при совместной работе подошвы и боковой поверхности (а) и при работе только боковой поверхности (б). Нагрузки (кН):**  
 1 – 100; 2 – 116; 3 – 136; 4 – 150; 5 – 165;  
 6 – 182; 7 – 40; 8 – 60; 9 – 80; 10 – 100

и основания на уровне подошвы. В обоих случаях на расстоянии  $r$  от фундамента образовалась осадочная воронка, а далее за ее пределами наблюдался незначительный подъем поверхности. Большие перемещения поверхности возникали при действии на фундамент выдергивающих нагрузок.

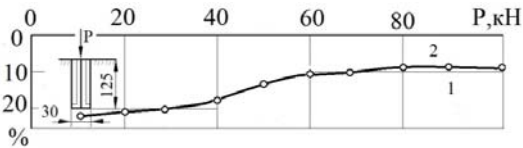
В опыте с фундаментом-штампом нагрузка передавалась на подошву-штамп, и одновременно велись наблюдения за осадкой ствола (штамп и ствол не соединены друг с другом). При осадке подошвы на 2,2 мм ствол опустился на 0,41 мм, что составило 18,6% осадки подошвы. Затем осадка подошвы была доведена до 4 мм, ствол получил осадку 0,63 мм (15,7%). Дальнейшее увеличение нагрузки на подошву не вызывало дополнительной осадки ствола.

С целью изучения взаимного влияния элементов контактной поверхности был осуществлен эксперимент с составным фундаментом (рис. 2.7, а). При нагружении, например, кольца 3, измеряли перемещения всех колец, что позволило построить эпюры осадок (рис. 2.7, б). При передаче нагрузки на подошву зафиксированы осадки нижних трех колец. Осадка кольца 4 составила всего 3...4% осадки подошвы (рис. 2.7, в).

Для исследования перераспределения нагрузки между подошвой и боковой поверхностью фундамента был изготовлен буронабивной фундамент-штамп ( $d = 50$  см,  $\lambda = 2,5$ ). При передаче на него нагрузки с помощью динамометра фиксировалась величина усилия, передаваемого через подошву (рис. 2.8). Нагрузка с начальных ступеней одновременно передавалась через подошву и боковую поверхность на грунт. После реализации сопротивления сдвигу по боковой поверхности при осадке 2,2 мм дальнейшее приращение нагрузки воспринималось основанием под подошвой.



**Рис. 2.7. Конструкция составного фундамента (а) и опоры осадок при загрузении элемента 3 (б); то же при загрузении подошвы (в); I–II – номера звеньев; I–II – номера опытов; нагрузки на вено 3 (кН):  
I' – 1; 2' – 1,5; 3' – 2; 4' – 2,5**



**Рис. 2.8. Перераспределение внешней нагрузки между подошвой и боковой поверхностью:  
I – нагрузка, воспринимаемая подошвой; 2 – то же боковой поверхностью**



## 2.4. Лабораторные опыты с фундаментами и заглубленными штампами в песчаном основании

Основной задачей опытов с фундаментами являлось установление зависимостей несущей способности основания от диаметра и относительного заглубления моделей. Опыты проводили в рыхлом песчаном основании ( $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ ) и в основании средней плотности ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ). Модели были изготовлены из металлических труб диаметрами 5; 10; 17,4; 22; 28; 42; 46,5 см. Площади поперечного сечения изменялись от 19,63 до 1698  $\text{см}^2$ , т.е. отличались до 85 раз. Относительное заглубление моделей изменялось от 0 до 4. Поэтому был изготовлен набор моделей равной высоты. Их контактную поверхность обклеивали песком. Проведены сравнительные опыты с моделями, имеющими гладкую контактную поверхность.

Большинство опытов выполняли до разрушения основания. Предельное состояние основания определяли по резкому увеличению скорости его осадок, что выражается характерным изломом кривых  $S = f(P)$ , появлением радиальных и кольцевых трещин на поверхности. В ряде опытов при  $\lambda \leq 2$  наблюдалось падение нагрузки после достижения пикового значения. В качестве примера рассмотрим опыт с моделью  $d = 22 \text{ см}$  и  $\lambda = 0,61$  (рис. 2.9). Нагрузка

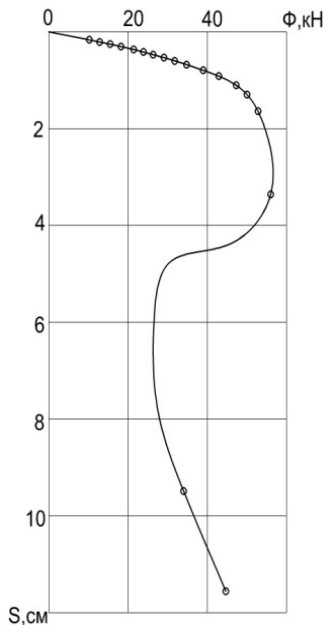


Рис. 2.9. Зависимость между нагрузкой и осадкой модели:  
 $d = 22 \text{ см}$ ;  $\lambda = 0,61$

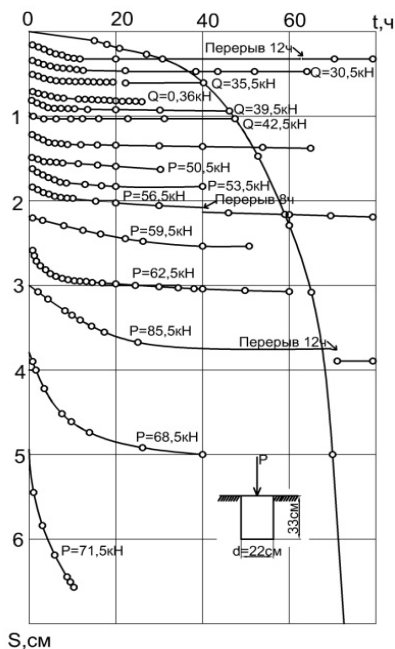


Рис. 2.10. Развитие осадок во времени ( $\lambda = 1,5$ )

на модель постепенно увеличивалась до 51 кН ( $S = 1,45$  см). Она оказалась несколько выше предполагаемой (см. рис. 2.14), очевидно, вследствие переуплотнения песка. Затем нагрузка увеличилась до 54 кН, осадка возросла до 3,17 см, т.е. более чем в 2 раза. Дальнейший рост осадки происходил при уменьшении нагрузки в 2 раза. При нагрузке 27 кН осадка равнялась 4,89 см. Затем наблюдалось медленное увеличение нагрузки до 33 кН. При этом осадка возросла до 9,47 см, и относительное заглубление модели стало равным 1. Затем нагрузка возрастала быстрее и при осадке 11,43 см равнялась 42 кН. Таким образом, при нагрузке  $30 \pm 3$  кН модель получила дополнительную осадку приблизительно  $0,5d$ . Подобный результат отмечался в опыте при  $\lambda = 0,63$ . При  $\lambda = 1,5$  падения нагрузки не наблюдалось (рис. 2.10).

Кроме того, был поставлен опыт с начальным значением  $\lambda = 0,5$ . Нагрузку увеличили до достижения осадки, равной 30 см. Конечное значение  $\lambda = 1,9$ . За условную стабилизацию деформаций была принята осадка в 1 мм за 1 ч наблюдений. Нагрузки на модели в опыте при  $\lambda = 0,61$  и  $\lambda_{нач} = 0,5$  при осадке в 5 см примерно равны.

Рассмотрим зависимость несущей способности основания от диаметра и относительного заглубления моделей (рис. 2.11 и 2.12). Предельные значения нагрузок в зависимости от  $\lambda$  и  $d$  сведены в один график (рис. 2.13). При  $\lambda = 0$  несущая способность основания пропорциональна площади поперечного сечения или квадрату диаметра модели. С увеличением  $\lambda$  несущая способность основания линейно возрастает до глубины (15...20) $d$ .

Для приближенной оценки несущей способности основания предлагается формула

$$\Phi = 0,0115P_0e^{0,495\lambda}\bar{d}^{2,415},$$

где  $\bar{d} = d/d_0$ ,  $d_0 = 1$  см,  $P_0 = 1$  кН,  $e = 2,718$ .

Осадки, соответствующие предельным нагрузкам ( $S_{пр}$ ), зависят от диаметра и относительного заглубления модели. При статической обработке найдено  $S_{пр} = 0,086d \pm 0,014$ .

По результатам опытов получены кривые зависимости осадки от диаметра фундамента при одинаковых удельных давлениях (рис. 2.14).

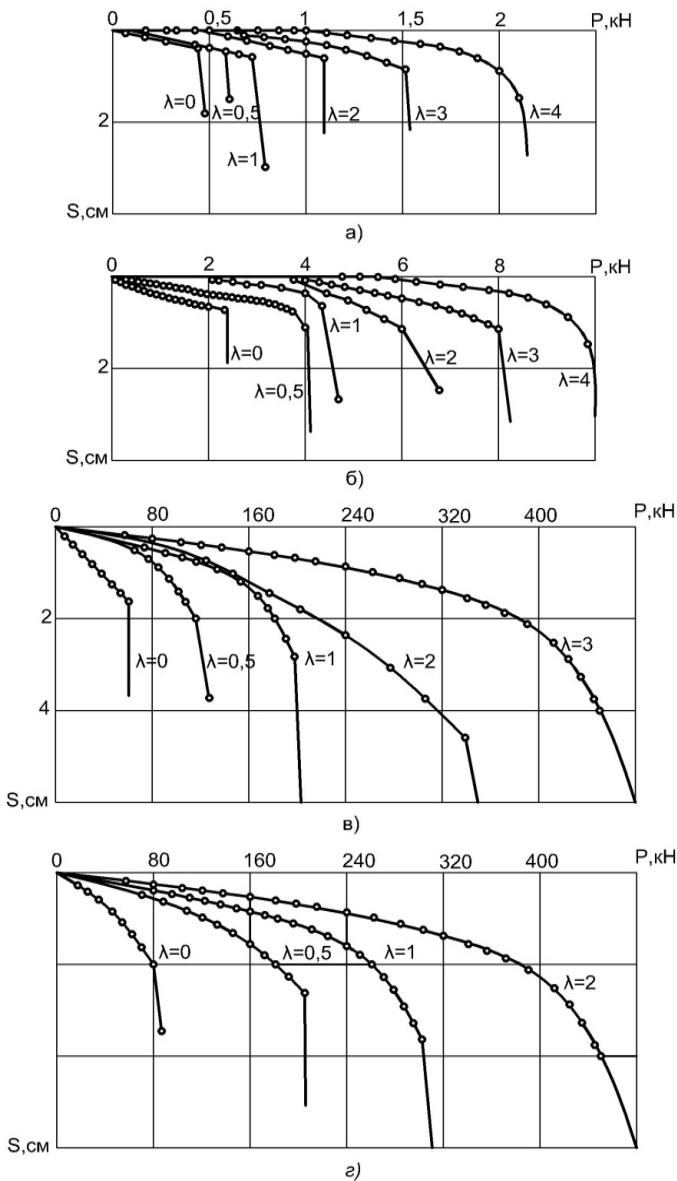
Предельные нагрузки для моделей разных диаметров и соответствующие относительные осадки при  $\lambda = 0$  даны в табл. 2.1.

С увеличением диаметра (табл. 2.1) возрастает предельная нагрузка на основание. Зависимость может быть принята линейной

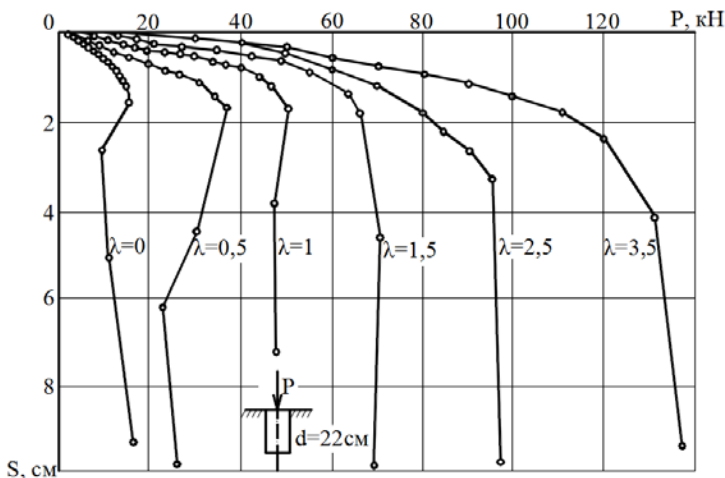
$$\sigma_{пр} = (0,2 + 0,0075\bar{d})\sigma_0;$$

$$\sigma_0 = 1 \text{ МПа.}$$

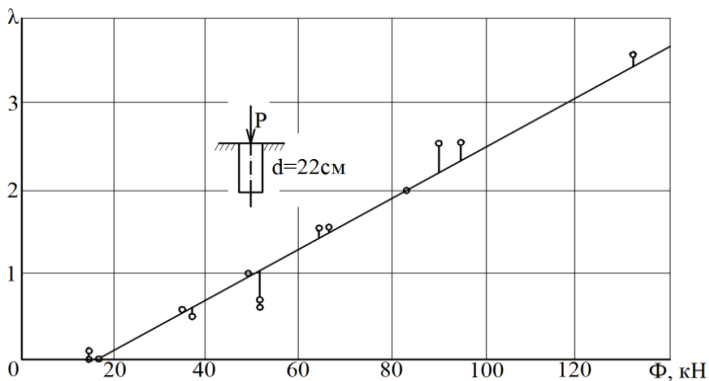
С увеличением диаметра от 5 до 28 см  $S_{пр}/d$  уменьшается, при больших диаметрах – увеличивается. Относительные предельные нагрузки с увеличением диаметра уменьшаются [60].



**Рис. 2.11.** Зависимость между нагрузкой и осадкой при разных относительных заглублениях и диаметрах моделей (см):  
*a* – 5; *б* – 10; *в* – 42; *г* – 46,5



a)

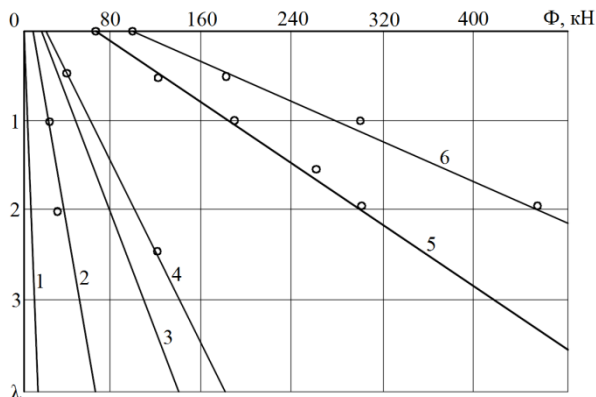


б)

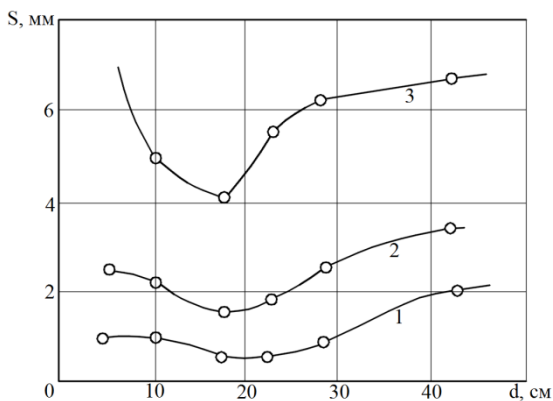
**Рис. 2.12. Результаты опытов с моделью  $d = 22$  см:**

$a$  – зависимость между осадкой и нагрузкой при разных относительных заглублениях;  
 $b$  – зависимость между предельными нагрузками и относительными заглублениями

Для оценки влияния формы фундамента на несущую способность основания были поставлены дополнительные опыты с квадратным штампом (размер стороны 20 см), площадь которого близка к площади штампа диаметром 22 см, и прямоугольным штампом размером 20×40 см. Опыты проводили в двухкратной повторности. Для квадратного штампа  $\sigma_{пр} = 0,432$  МПа, для прямоугольного –  $\sigma_{пр} = 0,500$  МПа.



**Рис. 2.13.** Зависимость между предельными нагрузками и относительными заглоблениями для моделей диаметром (см):  
 1 – 10; 2 – 17,4; 3 – 22; 4 – 28; 5 – 42; 6 – 46,5



**Рис. 2.14.** Зависимость между осадками и диаметрами моделей при постоянных величинах удельных нагрузок (МПа):  
 1 – 0,1; 2 – 0,2; 3 – 0,3

**Таблица 2.1**

$d$ , см	5	10	17,4	22	28	42	46,5	20×40
$\sigma_{пр}$ , МПа	0,203	0,300	0,348	0,390	0,357	0,455	0,606	0,500
$S_{пр} / d$ ( $\lambda = 0$ )	0,060	0,058	0,046	0,042	0,038	0,069	0,070	0,035
$\sigma_{пр} / d$ , МПа/см	0,040	0,030	0,020	0,018	0,013	0,018	0,013	0,025
$S_{пр} / d$ ( $\lambda \geq 2$ )	0,093	0,079	0,094	0,097	0,089	0,088	0,098	–

Таким образом, несущая способность квадратного штампа на 10%, а прямоугольного на 28% выше несущей способности круглого штампа. Полученные зависимости для цилиндрических моделей можно распространить на квадратные и прямоугольные фундаменты. При больших соотношениях сторон прямоугольного фундамента можно воспользоваться данными, приведенными в [57]. Так, несущая способность основания прямоугольного фундамента с соотношением сторон 1:4 на 28% выше, чем квадратного.

Сравним полученную в опытах несущую способность основания с вычисленной по формуле (28) СНиП II-15-74:

$$\gamma = 17 \text{ кН/м}^3, \quad \varphi = 29^\circ, \quad c \approx 0, \\ \Phi_{\lambda=0} = 0,89 (14,5) \text{ кН}; \quad \Phi_{\lambda=1} = 2,55 (40) \text{ кН};$$

$$\gamma = 16 \text{ кН/м}^3, \quad \varphi = 27^\circ, \quad c \approx 0, \\ \Phi_{\lambda=0} = 0,66 (\sim 5,5) \text{ кН}; \quad \Phi_{\lambda=1} = 1,95 (\sim 13,8) \text{ кН};$$

в скобках приведены величины несущей способности, полученные опытным путем.

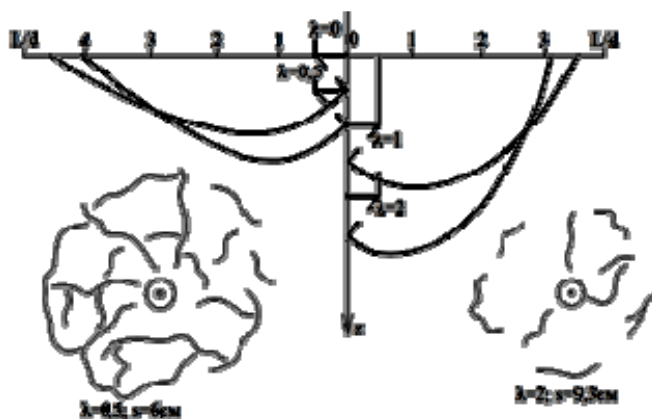
Для рыхлого песчаного основания ( $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ ) предельная нагрузка трудно определима. Скорость нарастания осадки плавно увеличивается, поэтому, например, критерий Бринча-Ханзена, по которому за несущую способность принимается нагрузка, при превышении которой на 10% осадка увеличивается вдвое, не приемлем. Нами использован другой приближенный способ определения предельной нагрузки по пересечению прямых в координатах  $l_y, P-l_g S$ .

Как видно из приведенных выше данных, несущая способность по результатам опытов многократно превышает расчетную по СНиП II-15-74.

*Размеры поверхностей скольжения.* Очертание поверхностей скольжения определяли по срезу вертикальных полос из окрашенного песка. Опыты проводили с цилиндрическими моделями фундаментов диаметром 22 см и с прямоугольным штампом размером в плане 40×20 см. Вертикальные полосы устраивали толщиной 5 мм с шагом  $d/4$ . В ряде опытов наблюдалось двустороннее несимметричное выпирание грунта. На рисунке 2.15 приведены усредненные кривые следов поверхностей скольжения. При использовании прямоугольных штампов расстояние от модели до выхода линии скольжения при  $\lambda = 0$  в среднем составило  $3d$ ; при  $\lambda = (0,5 \dots 3,55) d$ .

Наблюдались случаи общего и местного выпора грунта. Границу между ними определяли в зависимости от начальной плотности грунта и относительного заглубления модели. Общий случай разрушения (выпора) сопровождался выходом поверхностей скольжения на свободную поверхность, появлением кольцевых и радиальных трещин. Кроме того, вид выпора зависит от величины относительной осадки [60]. В наших опытах при  $S = r$  общий случай выпора наблюдался при:

$$\lambda = 0,5, \quad \rho \geq 1,65 \text{ г/см}^3; \\ \lambda = 1; 2, \quad \rho \geq 1,7 \text{ г/см}^3; \\ \lambda = 3, \quad \rho \geq 1,75 \text{ г/см}^3.$$



**Рис. 2.15. Очертание поверхностей скольжения при разных относительных заглублениях моделей**

Для незаглубленного штампа ширина зоны разрушения в среднем составляет  $8d$ , угол выхода на свободную поверхность линии скольжения равен  $30^\circ$ , т.е. близок к теоретическому  $(45 - \varphi/2)$  [3, 11, 14, 20, 33]. С увеличением относительного заглубления моделей несколько уменьшалась ширина зоны выпора и увеличивался угол выхода на поверхность линий скольжения, имеющих форму логарифмических спиралей. При  $\lambda \geq 1,5$  грунт из-под подошвы выдавливается вверх по плавным криволинейным траекториям в пределах постепенно расширяющейся области, имеющей на уровне подошвы диаметр, равный  $3d$ , на уровне поверхности  $-(7 \dots 8)d$ . Ближайшая к модели траектория выходит на поверхности почти под прямым углом на расстоянии  $0,5d$  от модели, т.е. обтекает грунт у боковой поверхности.

При испытании одновременно двух моделей  $d = 10$  см и расстоянии между ними более  $8d$  несущая способность одной модели равна несущей способности отдельно стоящей модели.

Влияние шероховатости контактной поверхности на несущую способность основания видно из следующих усредненных данных, полученных в опыте с моделью диаметром 5 см (табл. 2.2).

**Таблица 2.2**

$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Предельные нагрузки (кН) для модели					
	гладкой			шероховатой		
	$\lambda = 0$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 1$	$\lambda = 0$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 1$
1,6	0,10	0,13	0,15	0,14	0,24	0,40
1,7	0,26	0,38	0,46	0,39	0,67	0,99

При изменении  $\lambda$  от 0 до 1 ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ) несущая способность гладкой модели возросла в 1,77 раза, а шероховатой – в 2,54 раза.

В опытах с заглубленными штампами песок послойно укладывали с уплотнением ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ), как в опытах с заглубленными фундаментами. Затем вокруг боковой поверхности его убирали до уровня подошвы и модели играли роль заглубленных штампов (рис. 2.16). При  $\lambda = 2$  поставлено два опыта, в одном из них нагрузка постепенно увеличивалась до достижения предельного значения, а в другом – при  $P = 36 \text{ кН}$  постепенно увеличивался зазор между грунтом и боковой поверхностью.

Сразу же после расширения зазора на уровне подошвы от 0 до  $2r$  осадка возросла от 1,08 до 1,69 см. Дальнейшее расширение полости привело к уменьшению нагрузки до 20 кН и увеличению осадки до 4,72 см. Величины модулей деформации для одинаковых значений нагрузки почти линейно нарастают с глубиной. Если расчет модуля деформации выполнять по формулам для заглубленных штампов по решению Р. Миндлина для круглых заглубленных площадок, то получим постоянные по глубине модули деформации.

Приведем предельные значения нагрузок и соответствующих осадок:

$$\lambda = 0,5, \quad \sigma_{\text{пр}} = 0,364 \text{ МПа}, \quad S_{\text{пр}} = 1,77 \text{ см}; \quad \frac{\sigma_{\lambda=1}}{\sigma_{\lambda=0}} = 1,72;$$

$$\lambda = 1, \quad \sigma_{\text{пр}} = 0,625 \text{ МПа}, \quad S_{\text{пр}} = 1,77 \text{ см};$$

$$\lambda = 2, \quad \sigma_{\text{пр}} = 1,354 \text{ МПа}, \quad S_{\text{пр}} = 3,50 \text{ см}; \quad \frac{\sigma_{\lambda=2}}{\sigma_{\lambda=0}} = 3,7;$$

$$\lambda = 3, \quad \sigma_{\text{пр}} = 1,823 \text{ МПа}, \quad S_{\text{пр}} = 4,8 \text{ см}; \quad \frac{\sigma_{\lambda=3}}{\sigma_{\lambda=0}} = 5.$$

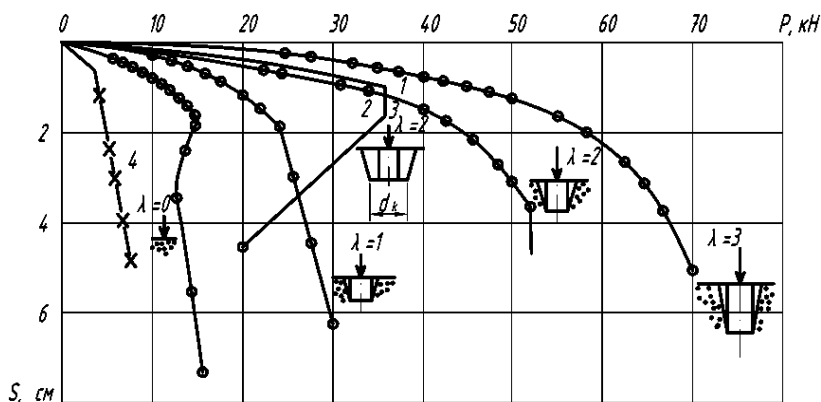
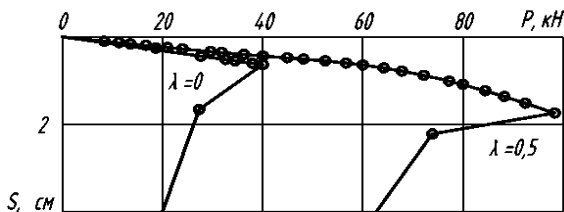


Рис. 2.16. Зависимость осадки штампа  $d = 22 \text{ см}$  от нагрузки и относительного заглубления ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ):

1 –  $d_k = d$ ; 2 –  $d_k = 1,5d$ ; 3 –  $d_k = 2d$ ; 4 –  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$





**Рис. 2.17. Зависимость между осадками и нагрузками прямоугольного штампа 40×20 см**

Данные показывают линейное нарастание несущей способности основания с увеличением относительного заглубления штампов. Для оценки влияния плотности песка на несущую способность основания на рис. 2.18 приведен результат опыта при  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ . При  $S_0 = 1,74 \text{ см}$  нагрузка на основание, уплотненное до  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ , в 3 раза меньше, чем на основание, уплотненное до  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ . Такое же значительное влияние плотности видно и из опытов со штампами  $d = 42 \text{ см}$  (рис. 2.20).

Поставлены опыты с прямоугольными моделями фундаментов размером 20×40 см и толщиной 5 см, изготовленными из бетона В20 с армированием (рис. 2.17). В обоих случаях наблюдалось уменьшение нагрузки после достижения пикового значения. Зафиксировано также значительное (в 2,45 раза) увеличение несущей способности основания заглубленного штампа. Модуль деформации в интервале нагрузок 0...64 кН в среднем равен 25 МПа, в интервале 0...98 кН – 16 МПа.

*Исследование сопротивления сдвигу по боковой поверхности моделей.* Опыты с моделями  $d = 22 \text{ см}$  проводили при  $\lambda = 1,5; 2,5; 3,5$ . Получены следующие значения пикового сопротивления сдвигу и соответствующих осадок (рис. 2.18):

$$\lambda = 1,5, \quad \tau = 0,0158 \text{ МПа}, \quad S = 0,1 \text{ см};$$

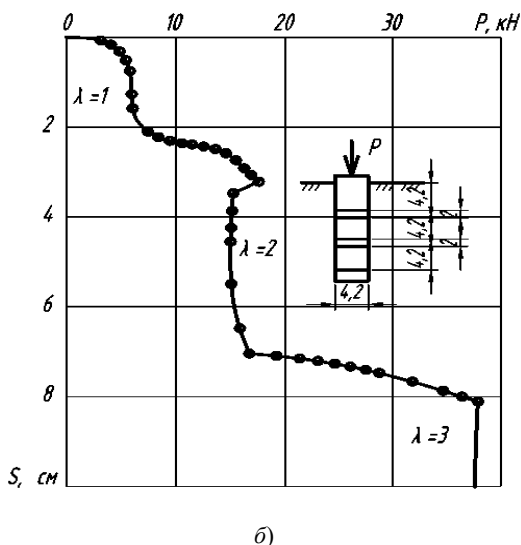
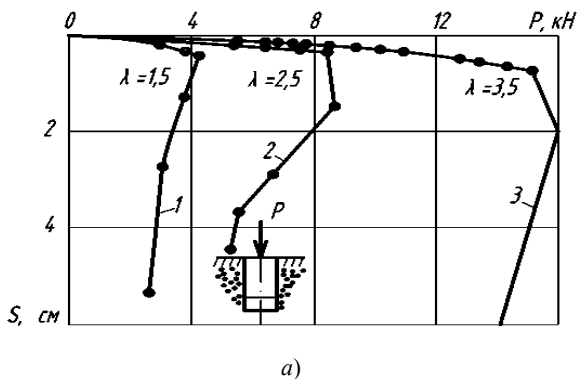
$$\lambda = 2,5, \quad \tau = 0,0218 \text{ МПа}, \quad S = 0,24 \text{ см};$$

$$\lambda = 3,5, \quad \tau = 0,03 \text{ МПа}, \quad S = 0,31 \text{ см}.$$

Эксперименты при  $\lambda = 1,5; 2,5$  и  $3,5$  продолжались до достижения осадок соответственно 5,5; 4,4 и 7,99 см. До указанных величин осадок наблюдалось уменьшение сопротивления грунта сдвигу. Приблизительно индекс хрупкости по А. У. Бишоцу [4]

$$I_B = \frac{\tau_f - \tau_r}{\tau_f},$$

где  $\tau_f$  – пиковое значение напряжения, МПа;  $\tau_r$  – остаточное значение напряжения.



**Рис. 2.18. Определение усредненного сопротивления сдвигу по боковой поверхности моделей:**  
 $a - d = 22$  см;  $b - d = 42$  см

При  $\lambda = 1,5; 2,5$  и  $3,5$  получено соответственно  $I_B = 0,33, 0,49$  и  $0,12$ . В первых двух случаях касательные напряжения находятся в середине между предельными и остаточными значениями, а в третьем – ближе к предельному значению прочности.

В опыте с моделью  $d = 42$  см последовательно вдавливали в грунт три звена высотой по  $42$  см с зазором между ними в  $2$  см и с полостью под нижней частью (рис. 2.18, б). Вначале нагрузка передавалась на верхнее звено,

при этом вдавливались верхние два звена до соприкосновения с нижним, а затем три звена нагружали одновременно. Получены следующие результаты:

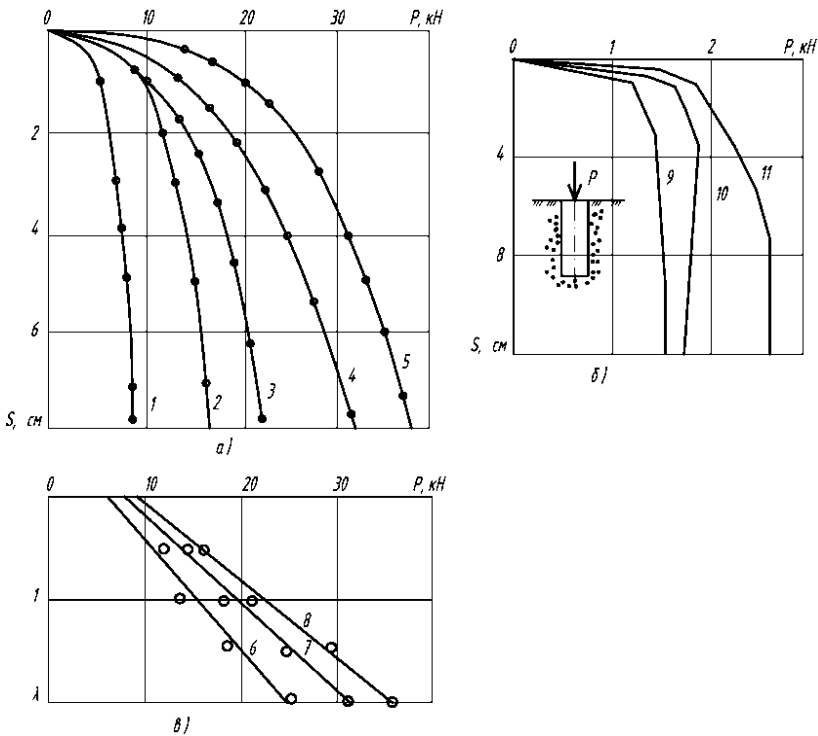
1-е звено  $\tau = 0,0086$  МПа;

1-е + 2-е звенья  $\tau = 0,020$  МПа;

1-е + 2-е + 3-е звенья  $\tau = 0,041$  МПа

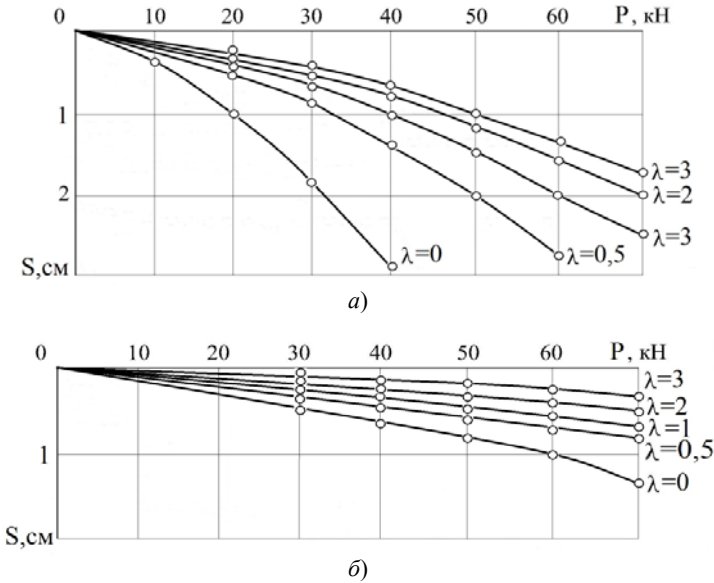
Результаты опытов с моделями  $d = 22$  и  $42$  см оказались близкими, что согласуется с данными [48]. Это позволяет объединить их и представить в виде линейного графика, описываемого формулой  $\tau = 0,016\lambda\tau_0$ , где  $\tau_0 = 1$  МПа.

Лабораторные опыты в рыхлом песчаном основании ( $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>). Кривые и зависимости между осадкой и нагрузкой имеют плавное очертание без переломов, свойственных плотным пескам (рис. 2.19).



**Рис. 2.19. Результаты опытов с моделью  $d = 22$  см в рыхлом песчаном основании ( $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>):**

*a* – зависимость между нагрузкой и осадкой; *б* – нагрузкой и относительным заглублением при равных значениях осадок; *в* – усредненное сопротивление по боковой поверхности модели 1 –  $\lambda = 0$ ; 2 –  $\lambda = 0,5$ ; 3 –  $\lambda = 1$ ; 4 –  $\lambda = 1,5$ ; 5 –  $\lambda = 2$ ; 6 –  $S = 1$  см; 7 –  $S = 2$  см; 8 –  $S = 3$  см; 9 –  $\lambda = 1,5$ ; 10 –  $\lambda = 2,5$ ; 11 –  $\lambda = 3,5$



**Рис. 2.20. Зависимость между осадками и нагрузка при разных относительных заглублениях моделей  $d = 42$  см:**  
 а – опыты в основании,  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>; б – то же,  $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>

Результаты опытов с моделью  $d = 42$  см приведены на рис. 2.20. Модули деформаций основания модели  $d = 22$  см при  $\lambda = 0$  менее 4 МПа, т.е. грунт сильно сжимаемый. Влияние относительного заглубления оценки по величинам нагрузок, соответствующим определенным значениям осадок, и результаты сведем в табл. 2.3.

В скобках дано отношение данной нагрузки к нагрузке при  $\lambda = 0$ . Они примерно одинаковы и показывают на линейное возрастание нагрузок глубиной по приближенной зависимости для  $S = \text{const}$ :

$$P_i = P_0(1,1 + 1,4\lambda),$$

где  $P_0$  – нагрузка при  $\lambda = 0$ .

**Таблица 2.3**

S, см	Величины нагрузок (кН) при $\lambda$				
	0	0,5	1	1,5	2
1	4,3(1)	9,4(2,18)	10(2,32)	13,5(3,11)	16(3,72)
2	5,4(1)	11,2(2,07)	13,5(2,5)	18,3(3,99)	20,7(3,83)
3	6,3(1)	13(2,05)	16(2,52)	21,73(3,42)	24(3,79)

Приведем результаты определения сопротивления сдвигу по боковой поверхности моделей. Опыты выполняли с моделями  $d = 22$  см по той же методике, как и для моделей с  $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>. Сопротивление сдвигу и соответствующие осадки таковы:

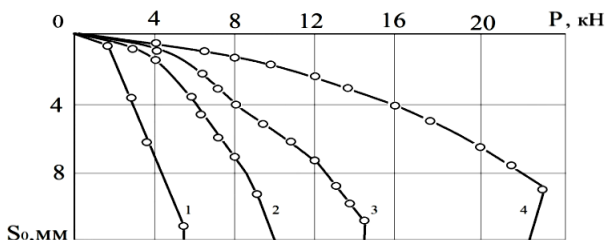
$$\tau = 0,0061 \text{ МПа}, \quad S = 0,28 \text{ см}, \quad (\lambda = 1,5);$$

$$\tau = 0,0048 \text{ МПа}, \quad S = 0,34 \text{ см}, \quad (\lambda = 2,5);$$

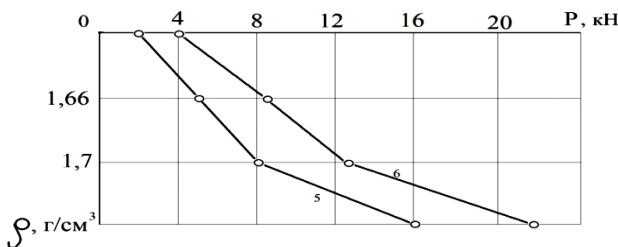
$$\tau = 0,0049 \text{ МПа}, \quad S = 0,69 \text{ см}, \quad (\lambda = 3,5).$$

Падение давления при сдвиге модели наблюдалось только при  $\lambda = 3,5$ . Индекс хрупкости по А. У. Бишопу [4]  $I_b = 0,10$ . Сравним величины  $\tau$  при  $\rho = 1,7$  и  $1,6$  г/см<sup>3</sup>. При разнице  $\rho$  на 6,2% разница в значении  $\tau$  при  $\lambda = 1,5$  уменьшится в 2,69 раза.

Для оценки влияния плотности основания на несущую способность и осадку моделей сравним результаты опытов при  $d = 22$  см,  $\lambda = 0$  и  $\rho = 1,6$ ;  $1,65$ ;  $1,7$  и  $1,75$  г/см<sup>3</sup> (рис. 2.21). При изменении плотности от  $1,6$  до  $1,75$  г/см<sup>3</sup> (т.е. на 9,3%) нагрузка на модель при осадке на 4 мм возросла в 4,57 раза, а при осадке 8 мм – в 5,5 раза. Иначе говоря, при увеличении плотности на  $0,05$  г/см<sup>3</sup> несущая способность основания возрастает более чем в 1,5 раза.



а)



б)

**Рис. 2.21. Результаты опытов с незаглубленными штампами  $d = 22$  см в основании с разной начальной плотностью:**

*a* – зависимость между осадками и нагрузками; *б* – между плотностью основания и нагрузками, соответствующими определенным значениям осадки:

1 –  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>; 2 –  $1,65$ ; 3 –  $1,7$ ; 4 –  $1,75$ ; 5 –  $S = 0,4$  см; 6 –  $S = 0,8$  см

Эпюры перемещений поверхности основания. По радиальным направлениям замеряли вертикальные перемещения поверхности основания с помощью индикаторов часового типа.

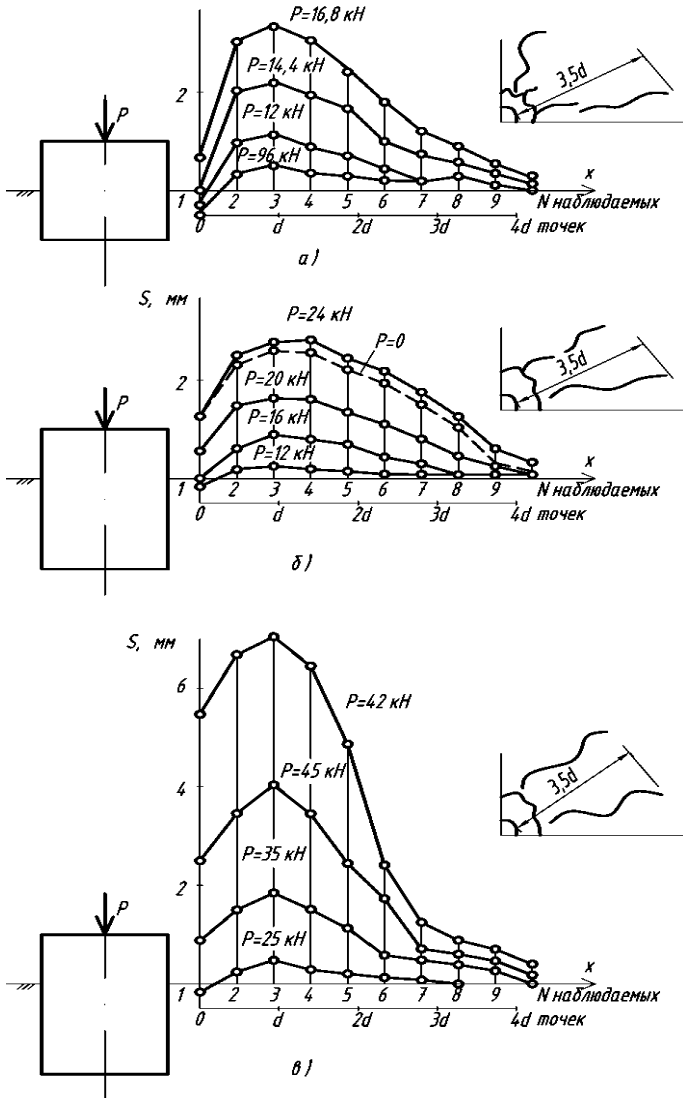


Рис. 2.22. Эпюры вертикальных перемещений поверхности:  
 а –  $\lambda = 1,7$  г/см<sup>3</sup>; б –  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>; в –  $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>

В опытах с моделями  $d = 22$  см наблюдался подъем поверхности (рис. 2.22) на участке, отходящем от оси модели более чем на  $4d$ . Сравним эпюры подъема поверхности. При осадке модели на 1,9 см ( $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>,  $P = 45$  кН) вытеснялось 729 см<sup>3</sup> песка, объем эпюры подъема поверхности составил 5420 см<sup>3</sup>, т.е. был в 7,44 раза больше. При осадке 6,5 см ( $P = 42$  кН) объем вытесненного грунта равен 2496 см<sup>3</sup>, а объем поверхности основания – 9188 см<sup>3</sup>, т.е. в 3,68 раза больше. Отсюда можно заключить, что при осадке модели происходит разрыхление основания.

*Расположение трещин на поверхности.* В большинстве опытов получено симметричное относительно оси  $z$  расположение трещин. Радиальные трещины ограничены кольцевыми. По результатам опытов были найдены следующие усредненные длины радиальных трещин:  $\lambda = (0 \dots 1,4) d$ ;  $\lambda = (0,5 \dots 2) d$ ;  $\lambda = (1 \dots 2,6) d$ ;  $\lambda = (1,5 \dots 3,2) d$  (см. рис. 2.15). В некоторых опытах наблюдался односторонний выпор грунта, и трещины размещались с одной стороны. Так, в опыте при  $\lambda = 0$  окаймляющая трещина, расположенная с одной стороны, удалена от модели на  $(1,5 \dots 2) d$ , а с другой стороны образовался зазор. В опыте при  $\lambda = 0,61$  трещины отходили от модели на  $(2,2 \dots 2,8) d$ .

Для определения размеров и формы грунтового ядра под подошвой при  $\lambda = 1,5$  модель продавливалась через слой окрашенного песка толщиной 20 см. В неокрашенный песок вошло коническое тело из окрашенного песка на глубину 0,63 $d$  (см. рис. 4.19). Такие же размеры уплотненного ядра получены в опытах [49].

## 2.5. Исследование характера эпюр контактных давлений

Опыты проводили с цилиндрическими моделями  $d = 42$  см в песчаном уплотненном основании ( $\rho = 1,7$  и 1,6 г/см<sup>3</sup>). Относительное заглубление модели принималось равным 0; 0,5; 1; 2 и 3. Контактные напряжения измеряли девятью грунтовыми динамометрами ДКМ-5-1 конструкция НИИСК, установленными в днище модели по двум взаимно перпендикулярным диаметральному направлениям. Динамометры заворачивались в специальные гнезда заподлицо с контактной поверхностью. Всего поставлено 22 опыта, т.е. испытания проводились не менее, чем в двухкратной повторности.

Нагрузку на модель увеличивали ступенями по 10 кН. Максимальная ее величина (70 кН) ограничивалась возможностью измерения динамометрами.

Анализ графиков  $S = f(P)$  (рис. 2.20) ( $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>) показал, что в опыте при  $\lambda = 0$  предельная нагрузка не достигнута, хотя состояние основания близко к разрушению. Возможно, несколько переуплотнили песок. При других значениях  $\lambda$  ( $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>) нагрузка далека от разрушающей. График  $S = f(P)$  для основания ( $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>) имеет плавное криволинейное очертание.

Характер эпюр контактных давлений (рис. 2.23) подобен описанному в [34, 49]. При малых нагрузках эпюра имеет седлообразную форму, ординаты ее изменяются почти пропорционально нагрузке. Затем наблюдается более интенсивный рост краевых ординат. Так как нагрузки меньше предельных, то трансформации эпюр с падением краевых и увеличением средних ординат,

отмечавшейся в опытах [34, 43], не наблюдалось. Под серединой модели имеется область низкого напряжения. Под заглубленными моделями напряжения распределяются также. Интенсивность напряжений с увеличением  $\lambda$  уменьшается вследствие роста сопротивления сдвигу по боковой поверхности. Для рыхлого основания характерно более равномерное распределение эпюр контактных давлений.

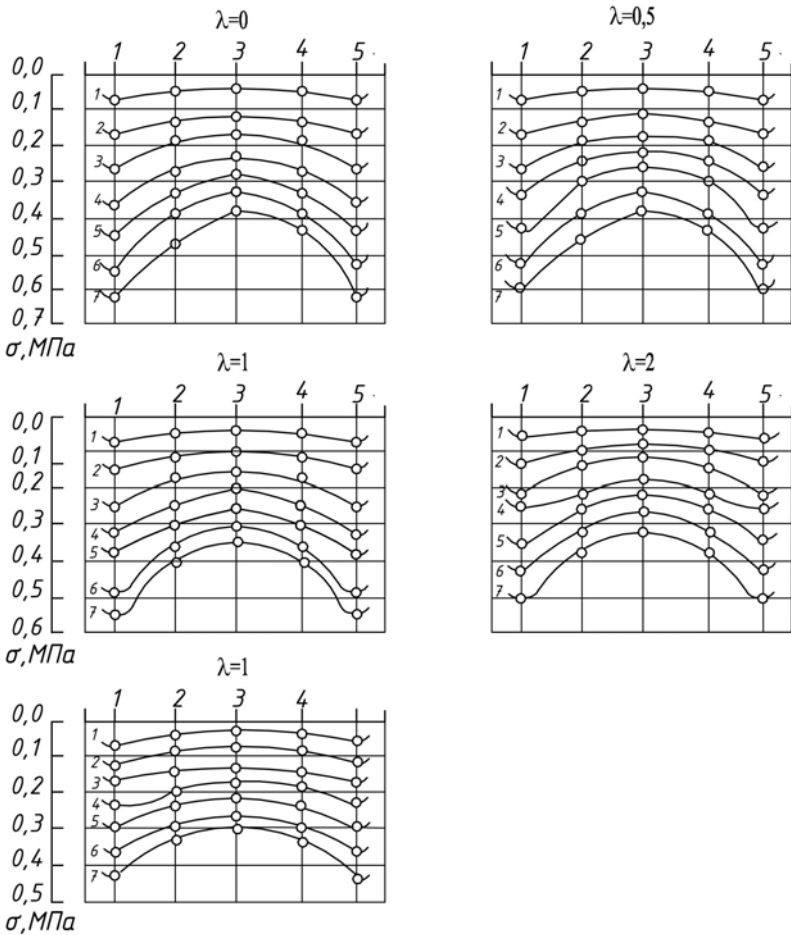


Рис. 2.23. Эпюры контактных давлений на подошву модели ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ): нагрузки (кН): 1 – 10; 2 – 20; 3 – 30; 4 – 40; 5 – 50; 6 – 60; 7 – 70



По радиальным направлениям измеряли вертикальные перемещения основания. В отличие от опытов с моделями  $d = 22$  см на поверхности зафиксирована воронка оседания, равная  $3,7d$ . С увеличением  $\lambda$  ( $P = \text{const}$ ) перемещения уменьшались. Так, при  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ,  $P = 70 \text{ кН}$  и расстоянии от модели 20 см осадка поверхности при  $\lambda = 0,5$  составила 0,63 мм, при  $\lambda = 2 \dots 0,32$  мм. Перемещения на уровне подошвы, измеренные с помощью глубинных марок, оказались почти в 2 раза меньше, чем на уровне поверхности. Перемещения поверхности рыхлого основания были в 1,5–2,0 раза больше, чем основания средней плотности ( $\lambda = 1$ ,  $S = \text{const}$ ).

В опытах с тензомоделью фундамента (подробное описание конструкции модели см. 4.5) исследовали характер распределения нормальных напряжений по подошве  $\sigma_z$  и боковой поверхности  $\sigma_x$ , касательных напряжений по боковой поверхности ( $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ ). В таблице 2.4 приведены усредненные результаты двух опытов при заглублении в грунт пяти звеньев модели ( $\lambda = 3,75$ ).

Доля нагрузки, передаваемой на основание через подошву, увеличилась от 38% ( $P = 9,6 \text{ кН}$ ) до 52% ( $P = 43,2 \text{ кН}$ ). Величины касательных и горизонтальных нормальных напряжений по боковой поверхности почти линейно нарастали по глубине. С ростом нагрузки на модель несколько увеличились горизонтальные напряжения. Максимальные касательные напряжения получены при  $P = 24 \text{ кН}$ , соответствующая осадка равна 3 мм. На следующей ступени нагружения осадка достигла 6,1 мм, а при  $P = 43,2 \text{ кН}$  – 11,6 мм. На последних

**Таблица 2.4**

Нагрузка на модель, кН	Напряжения $\sigma_x$ , $\sigma_z$ (верхняя строка) и $\sigma_{xz}$ (нижняя строка) в МПа $\times 10^{-2}$ по контакту с грунтом					
	звеньев (сверху вниз)					подошвы модели
	1	2	3	4	5	
0	0,15	0,40	0,71	1,09	1,32	0,47
9,6	0,19	0,47	0,85	1,23	1,45	2,96
	0,25	0,35	0,44	0,46	0,39	
19,2	0,28	0,59	1,06	1,42	1,54	6,35
	0,25	0,45	0,70	0,88	0,61	
24,0	0,41	0,83	1,22	1,65	1,71	10,20
	0,28	0,55	0,77	1,08	0,73	
33,6	0,52	1,07	1,41	1,84	1,66	14,90
	0,31	0,53	0,84	1,05	0,93	
43,2	0,50	1,01	1,32	1,69	1,51	17,70
	0,29	0,52	0,87	1,00	0,95	

ступенях нагружения касательные напряжения по боковой поверхности примерно равны нормальным, умноженным на  $\operatorname{tg}\delta = \operatorname{tg}\varphi$ , где  $\delta$  – угол сопротивления сдвигу между грунтом и материалом модели фундамента. Уменьшение горизонтального напряжения по поверхности 5-го звена можно объяснить явлением сводообразования.

## Глава 3. ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

### 3.1. Исследование характера деформаций основания

Результаты некоторых опытов обсуждались в [26]. Для принятых значений  $\lambda$  (1 – 4) эта зона деформаций в основном сосредоточена перед передней гранью модели фундамента. По данным наших опытов, в песчаном основании зона упругих деформаций зафиксирована с помощью индикаторов часового типа на расстоянии до  $5,5d$  от фундамента. В действительности она еще больше. Так, в одном из полевых опытов на расстоянии  $4,5d$  от фундамента со стороны передней грани был открыт шурф. Одна из его продольных сторон совпала с направлением нагрузки. Во время нагружения фундамента (при подкачке масла в домкрат) со стенок шурфа наблюдалось осыпание песчинок на расстоянии  $6d$  от фундамента. После прекращения подкачки масла песок не осыпался. Это явление связано с развитием напряженной деформированной зоны в основании, возможно, на расстоянии до  $7d$ . Длина зоны остаточных деформаций составляет до  $(4 \dots 4,5)d$  от фундамента.

Ниже приводятся результаты лабораторных опытов в плоских лотках со стеклянными передними стенками. Обобщенная схема развития деформаций в основании показана на рис. 3.1, а. У задней стенки сухой песок оседает (зона IV). Траектории перемещений прямолинейны. Небольшая зона деформаций отмечена у низа задней грани. При  $\lambda \geq 1 \dots 1,5$  траектории движения частиц имеют вид расходящегося пучка. При относительных заглублениях  $0,5 \dots 1$  деформаций грунта у задней грани не наблюдается, при  $\lambda > 1,5$  зона деформации у низа задней грани растет с увеличением  $\lambda$  и при  $\lambda = 3$  достигает около  $1/3 h$ .

Рассмотрим этапы развития зоны деформаций у передней грани по мере роста нагрузки и перемещений модели. Для нагрузок, соответствующих стадии уплотнения основания ( $0 \dots 0,4$  от предельной), траектории частиц зафиксированы на участке глубиной от  $(0,25 \dots 0,6)h$ , их направление близко к прямолинейному, а зона деформации I удалена от фундамента до  $1d$  и ограничена кривой 2. С увеличением нагрузки до  $0,8 \dots 0,9$  от предельной траектория частиц получает искривление у передней грани: вблизи поверхности они направлены вверх, а с некоторой глубины – вниз (зона II). При  $\lambda > 1$  область деформаций охватывает всю поверхность передней грани и распространяется ниже подошвы на  $0,8d$ . При  $\lambda = 2$  зона деформации в основном сосредоточена на участке глубиной до  $1,5\lambda$ . Однако незначительные смещения частиц замечены на уровне подошвы и ниже ее до глубины  $(0,1 \dots 0,3)h$ . Траектории перемещения частиц в опытах при  $\lambda = 3$  достигают глубины  $2,7d$ . Непосредственно у передней грани формируется уплотненная зона («ядро»), перемещающаяся вместе с моделью. Она ограничена сегментной поверхностью I. Высота уплотненной зоны у передней грани равна  $(0,5 \dots 0,6)\lambda$ , ширина –  $(0,2 \dots 0,4)d$  (в направлении оси  $x$ ). Для интервала нагрузок  $0,4 \dots 0,9$  от предельной характерно развитие радиальных

трещин на поверхности (рис. 3.1, б), формирование областей уплотнения и разуплотнения, увеличение скоростей перемещения модели и грунта. Нарастание нагрузки приводит к резкому увеличению перемещений фундамента, выпору грунта на поверхность. Размеры зон деформаций к этому времени в основном принимают постоянное значение (см. кривая 3 на рис. 3.1, б).

Сравнение результатов опытов о гладкими и шероховатыми моделями ( $\bar{b} = 1$  и 2) показало, что размеры зоны деформации у гладких моделей значительно больше, чем у шероховатых. В таблице 3.1 приведены относительные (по отношению к диаметру) размеры зон деформаций перед передней гранью ( $\bar{b}$  – ширина и  $\bar{h}$  – глубина;  $\bar{b} = b/d$ ,  $\bar{h} = h/d$ ;  $b$  – ширина зоны деформации,  $h$  – глубина зоны деформации поверхности).

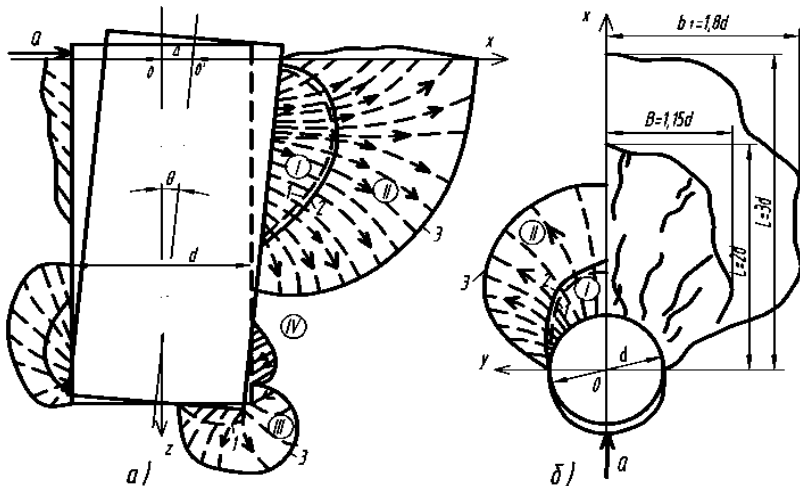


Рис. 3.1. Развитие деформаций в основании заглубленной модели.

**Траектории частиц:**

$a$  – в вертикальной плоскости;  $b$  – в горизонтальной.

Границы зон: 1 – деформации при  $Q = 0,5Q_{кр}$ ;

2 – грунта повышенной плотности I, I'; 3 – деформаций при  $Q = Q_{кр}$ ;

II, III – области криволинейных траекторий частиц; IV – области деформации грунта вблизи щелей, образовавшихся при повороте модели

**Таблица 3.1**

$U$ , мм	Гладкая модель		Шероховатая модель	
	$\bar{b}$	$\bar{h}$	$\bar{b}$	$\bar{h}$
5	1,25	1,56	0,75	0,93
10	1,75	2,10	1,12	1,37
15	1,80	2,25	1,25	1,60

Вблизи поверхности грунта формируются зоны выпора. По мере роста нагрузки на модель и увеличения горизонтальных перемещений модели зоны выпора расширяются и углубляются. Приведем относительные величины длины  $\bar{L}$  и  $\bar{h}$  глубины зоны выпора при  $\lambda = 1$ :

$$\begin{aligned}\bar{U} &= 0,062, \quad \bar{L} = 0,42, \quad \bar{h} = 0,15; \\ \bar{U} &= 0,125, \quad \bar{L} = 0,58, \quad \bar{h} = 0,20; \\ \bar{U} &= 0,187, \quad \bar{L} = 0,81, \quad \bar{h} = 0,24; \\ \bar{U} &= 0,250, \quad \bar{L} = 0,87, \quad \bar{h} = 0,29.\end{aligned}$$

Большое число опытов было поставлено с плоскими моделями ( $b = 6$  см и  $\lambda = 1, 2$  и  $3$ ) с целью установления положения координат мгновенных осей вращения. Опыты проводили в плоском лотке со стеклянными стенками в песчаном основании ( $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>,  $W = 0,05$ ). При предельной нагрузке получены следующие усредненные значения координат:

$$\begin{aligned}\lambda = 1, \quad \bar{x}_c &= 0,22, \quad \bar{z}_c = 1,05; \\ \lambda = 2, \quad \bar{x}_c &= 0,25, \quad \bar{z}_c = 0,72; \\ \lambda = 3, \quad \bar{x}_c &= 0,55, \quad \bar{z}_c = 0,66.\end{aligned}$$

### 3.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистых грунтах

Эксперименты проводили (площадка 6) с фундаментами  $d = 65$  см при относительном заглублении  $\lambda = 1; 1,5; 2$  и  $3$  [27]. Для оценки влияния  $\lambda$  на несущую способность фундаментов сравним величины удельной несущей способности основания, равные отношению горизонтальной нагрузки к объему заглубленной части фундаментов. Так, при горизонтальных перемещениях на 5 мм (рис. 3.2) при  $\lambda = 1; 1,5; 2$  и  $3$  удельная несущая способность составила 92, 116, 139 и 176 кН/м<sup>3</sup>, т.е. возростала примерно пропорционально  $\lambda$ .

Относительная ордината мгновенной оси вращения  $\bar{z}_c$  в среднем изменялась от 1,2 ( $\lambda = 1$ ) до 0,86 ( $\lambda = 4$ ). Относительная абсцисса мгновенной оси вращения  $\bar{x}_c$  находилась в пределах от 0,9 ( $\lambda = 1$ ) до 0,52 ( $\lambda = 4$ ). С целью выяснения влияния больших относительных заглублений на положение координат мгновенных осей вращения дополнительно испытана свая  $d = 25$  см и  $l = 150$  см ( $\lambda = 6$ ). В процессе нагружения  $\bar{x}_c$  и  $\bar{z}_c$  были примерно постоянны ( $\bar{x}_c = 0,51$ ;  $\bar{z}_c = 0,67$ ).

Гумусированные суглинки часто являются верхним рабочим слоем основания буронабивных фундаментов и свай. Свойства таких грунтов изучены недостаточно.

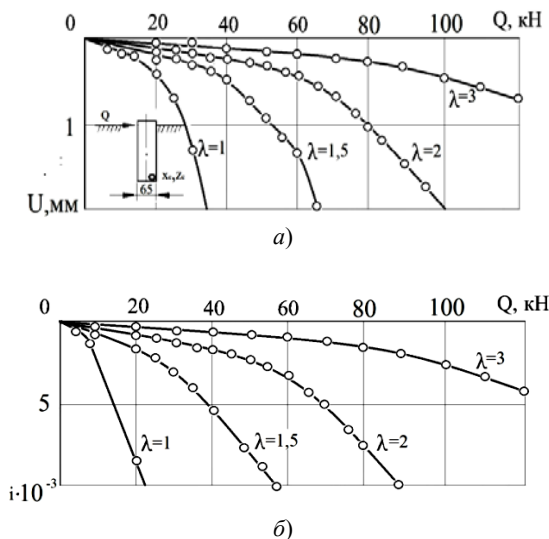
На площадке 9 были поставлены опыты с шестью бетонными вертикальными штампами и 16 набивными фундаментами [29]. Три плоских вертикальных штампа изготовлены шириной 40 см и глубиной 40, 60 80 см, еще три вертикальных полуцилиндрических штампа диаметром 40 см – глубиной 40,

60 и 80 см. Они имели такую же площадь проекции на вертикальную плоскость, как и плоские штампы. Полуцилиндрические и плоские штампы одинаковой глубины заложения испытывали одновременно, горизонтальная нагрузка передавалась в распор в центры тяжести заглубленной части штампов. Несущая способность основания полуцилиндрических штампов глубиной заложения 60 и 80 см была выше, чем плоских. Поэтому после разрушения основания вместо плоских штампов устанавливали стенку из стальных дисков и полуцилиндрические штампы повторно нагружали.

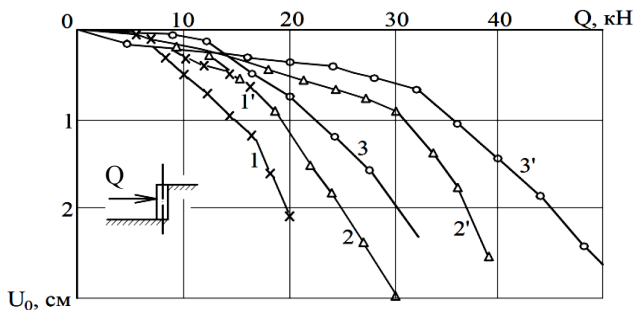
В процессе роста горизонтальной нагрузки на штампы наблюдалось ускоренное развитие не только горизонтальных, но и вертикальных перемещений, а также кренов штампа (рис. 3.3). В таблице 3.2 даны максимально достигнутые значения горизонтальных напряжений, при которых или при превышении которых происходило непрерывное «течение» грунта, т.е. разрушение основания, соответствующие горизонтальные и вертикальные перемещения и крены штампов.

Приведенные значения  $U_0$ ,  $S_0$  и  $i$  велики и недопустимы для нагруженных горизонтальной силой. Поэтому в таблице даны напряжения и перемещения, соответствующие горизонтальному перемещению штампа в 1 см (нижняя строка для каждого  $\lambda$ ). Следует иметь в виду, что все перемещения относятся лишь к условной стабилизации деформаций, принятой в опытах.

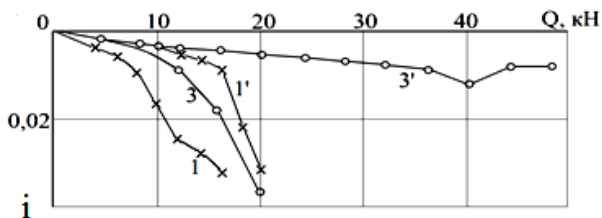
Для горизонтальных перемещений  $U = 1$  см, нагрузки на полуцилиндрические штампы превышают нагрузки на плоские штампы на 32% ( $\lambda = 1$ ) 54% ( $\lambda = 1.5$ ) и 56% ( $\lambda = 2$ ).



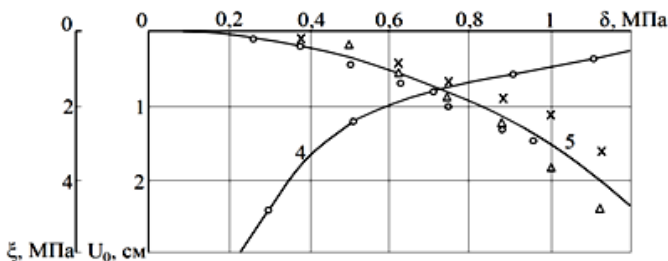
**Рис. 3.2. Зависимость горизонтального перемещения (а), крена (б) от горизонтальной нагрузки на буронабивные фундаменты**



a)



б)



в)

**Рис. 3.3. Зависимости между нагрузками и горизонтальными перемещениями (а), кренами (б) для плоских штампов при  $\lambda$ :**

$1 - 1$ ;  $2 - 1,5$ ;  $3 - 2$ ; для полугцилиндрических при  $\lambda'$ :

$1 - 1$ ;  $2' - 1,5$ ;  $3' - 2$ ; в – зависимости между нормальными давлениями на плоские штампы и модулем деформации основания (4), нормальными давлениями и горизонтальными перемещениями (5)

Заметим, что в [15] коэффициент формы  $K_\Phi$  для свай квадратного поперечного сечения равен 1, круглого сечения – 0,9. Однако в первом случае наблюдалось трение по боковым граням свай, в опытах же оно исключалось.

Таблица 3.2

$\lambda$	Плоский штамп				Полуцилиндрический штамп			
	$\sigma$ , МПа	$U_0$ , см	$S_0$ , см	$i$	$\sigma$ , МПа	$U_0$ , см	$S_0$ , см	$i$
1	0,137	1,40	2,32	0,0666	0,137 (0,087)	1,54	2,55	0,0616
	0,090	1,00	0,49	0,0285	0,119	1,00	0,80	0,0250
1,5	0,125	3,10	4,42	0,0880	0,165 (0,103)	2,48	2,24	0,0575
	0,077	1,00	0,81	0,0250	0,119 (0,075)	1,00	0,41	0,0150
2	0,100	2,34	4,44	0,1170	0,162 (0,103)	3,00	0,44	0,0080
	0,072	1,00	0,10	0,0450	0,112 (0,074)	1,00	0,19	0,0075

Примечание. Для полуцилиндрических штампов верхняя цифра означает напряжение при учете площади штампа как проекция на плоскость, в скобках – напряжение при учете всей площади контакта грунта со штампом.

В некоторых работах, например в [6], рекомендуется  $c$ ,  $\varphi$ ,  $E$  определять по соответствующим значениям для подстилающего слоя путем умножения их на коэффициент 0,8...0,9 (для плотных глинистых грунтов). Для модулей деформации этот коэффициент значительно меньше. С учетом того, что для горизонтально нагруженных конструкций значительная доля удерживающего момента иногда создается за счет сопротивления верхнего слоя гумусированного грунта, характеристики этого слоя должны быть тщательно изучены и приниматься для расчетов более обоснованно.

Сравним нагрузки на полуцилиндрический штамп, например  $\lambda = 2$ , с набивным фундаментом такой же длины, но в первом случае нагрузка приложена на глубине  $h = d$  во втором – у поверхности. Для  $U_0 = 1$  см нагрузка на штамп составила 36 кН, на фундамент – 17 кН, т.е. 47%.

Результаты компрессионных определений модулей деформации гумусированного грунта оказались близкими к результатам штамповых испытаний [30].

В большинстве случаев ось вращения располагалась ниже штампа  $(1...1,55)h$ , т.е. его отрыва от основания не происходило. Только в опыте с полуцилиндрическими штампами ( $\lambda = 2$ ,  $\bar{z}_c = 0,75$ ) наблюдался отрыв нижней четверти штампа от основания.

Рассмотрим графики испытаний фундаментов  $d = 50$  см (рис. 3.4). Разрушающие нагрузки по этим графикам определить трудно. Влияние относительного заглубления оценивали по нагрузке, соответствующей  $U = 1$  см и

$\text{tg}\theta = 0,01$ . Заметим, что нагрузки для этих критериев различались на 15% ( $\lambda = 2 \dots 3$ ) к на 40% ( $\lambda = 1 \dots 2$ ). Несмотря на некоторый разброс опытных данных получено: для фундамента  $d = 30$  см при изменении  $\lambda$  от 1 до 2,76 нагрузка увеличивалась пропорционально  $\lambda$ : для фундамента  $d = 40$  см при изменении  $\lambda$  от 0,84 до 2,65 нагрузка также возрастала пропорционально  $\lambda$  (за исключением нагрузки, соответствующей  $\lambda = 0,88$  и  $\text{tg}\theta = 0,01$ ), для фундамента  $d = 50$  см влияние заглубления сказалось меньше. Результаты опытов интересны данными о положении координат мгновенных осей вращения. Абсцисса оси вращения во всех опытах расположена в положительной области в интервале от 0 до  $r$ . С увеличением нагрузки отмечается смещение оси в сторону передней грани. Среднее значение абсциссы оси вращения равно  $0,6r$  [17]. Координата  $\bar{z}_c$  при  $\lambda < 1$  расположена ниже подошвы фундамента. По мере увеличения силы  $Q$  координата  $\bar{z}_c$  поднималась до уровня подошвы, а затем и выше ее. При  $\lambda = 1 \dots 4$  аппликата оси вращения изменялась от 0,53 до 0,83. Меньшие значения соответствовали большим значениям  $\lambda$ . Получены следующие средние значения  $\bar{z}_c$ :

$$\lambda = 1, \quad \bar{z}_c = 0,95;$$

$$\lambda = 2, \quad \bar{z}_c = 0,73;$$

$$\lambda = 3, \quad \bar{z}_c = 0,68.$$

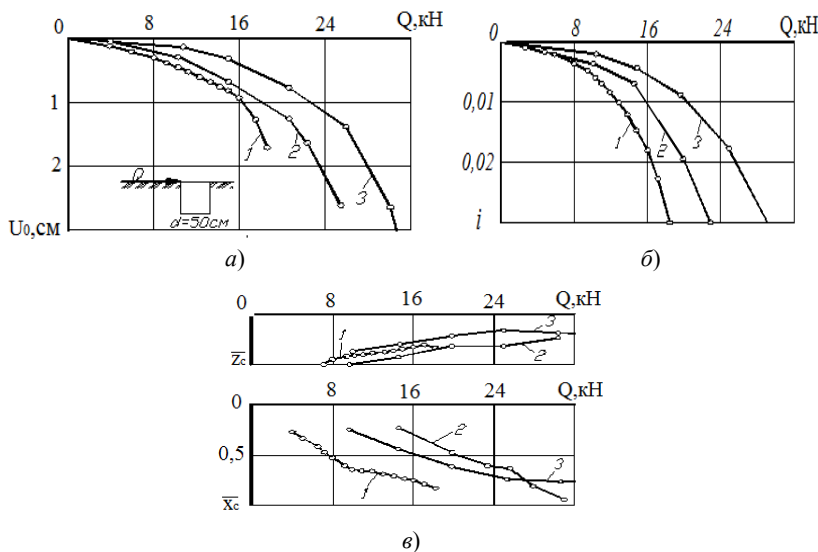


Рис. 3.4. Зависимость между нагрузкой и горизонтальным перемещением (а); креном (б); координатой  $\bar{x}_c$  (в):

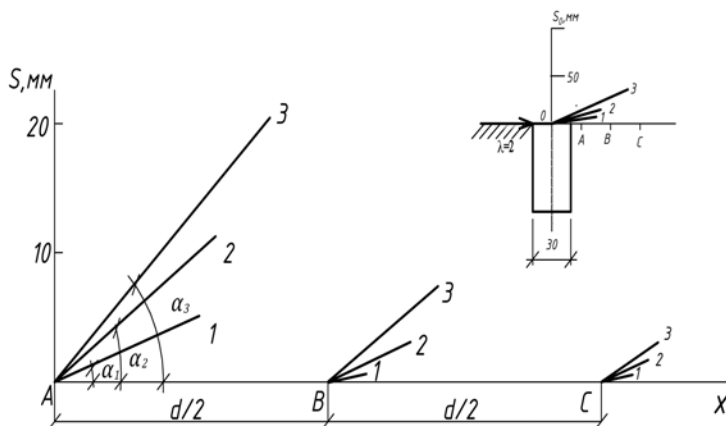
$$1 - \lambda = 1; \quad 2 - \lambda = 1,5; \quad 3 - \lambda = 2$$



В опытах измеряли перемещения поверхности основания. Так, при испытании фундамента  $d = 50$  см,  $\lambda = 2$  вели наблюдения за вертикальными перемещениями по линии действия нагрузки на расстоянии  $5,5d$  от оси фундамента. В другом опыте ( $d = 50$  см,  $\lambda = 1,5$ ) фиксировали вертикальные, горизонтальные, радиальные и кольцевые перемещения по направлениям, отклоненным под углом в  $15^\circ$ . С этой целью было установлено 72 индикатора в 47 узлах координатной сетки. Эпюры перемещения приведены в [29]. Горизонтальные и вертикальные перемещения регистрировали на расстоянии  $5d$  от оси фундамента. Основной объем эпюры деформации сосредоточен на участке длиной до  $3d$ . Подъем поверхности стал заметным при нагрузке более 20 кН. Векторы равнодействующих перемещений направлены под некоторым углом  $\alpha$ , зависящим от соотношения вертикальных и горизонтальных перемещений. С увеличением нагрузки увеличиваются вектор и угол наклона к горизонталям (рис. 3.5). Расстояние между точками  $A, B$  и  $C$  равно  $r$ .

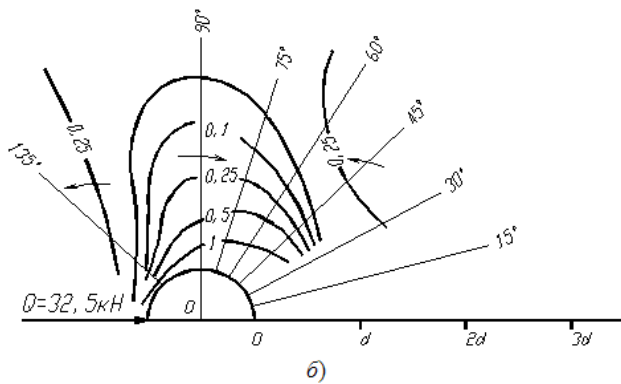
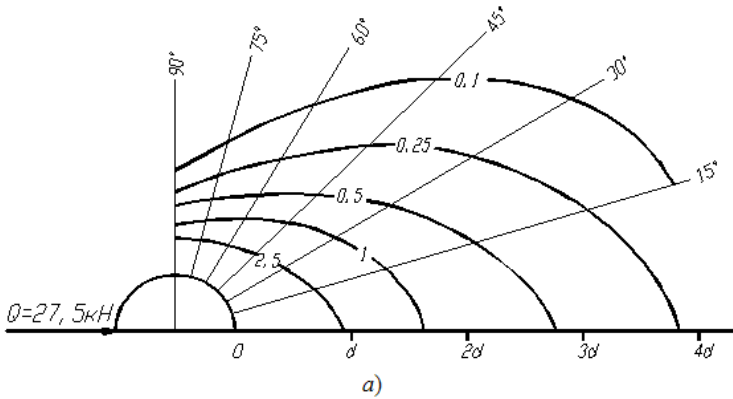
В рассматриваемом примере для точек  $A$   $\alpha_1 = 22^\circ 10'$ ,  $\alpha_2 = 43^\circ 48'$ ,  $\alpha_3 = 52^\circ 40'$ ;  $B$   $\alpha_1 = 19^\circ 18'$ ,  $\alpha_2 = 32^\circ 6'$ ,  $\alpha_3 = 39^\circ 50'$ ;  $C$   $\alpha_1 = 12^\circ 42'$ ,  $\alpha_2 = 21^\circ 8'$ ,  $\alpha_3 = 26^\circ 50'$ .

Эпюры горизонтальных радиальных перемещений поверхности имеют вид концентрических кругов (рис. 3.6, а), эпюры вертикальных перемещений плавную криволинейную форму (рис. 3.6, б). Горизонтальные кольцевые перемещения значительно меньше, чем радиальные (рис. 3.7).

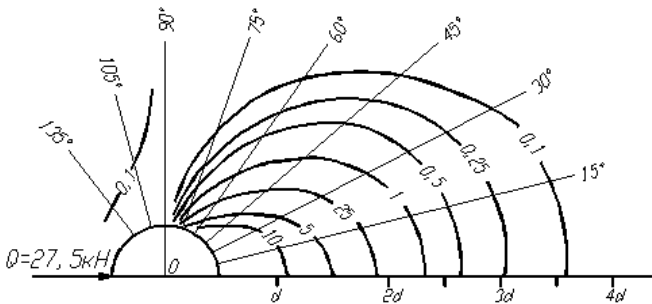


**Рис. 3.5. Изменение векторов перемещений наблюдаемых точек  $A, B, C$  на поверхности основания:**

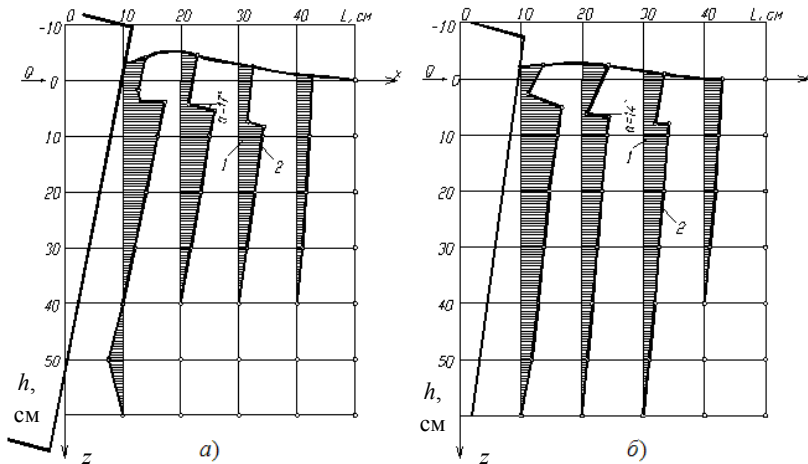
1 –  $Q = 30$  кН; 2 –  $Q = 35$  кН; 3 –  $Q = 30$  кН



**Рис. 3.6.** Линии равных вертикальных (а) и горизонтальных (б) перемещений поверхности основания (цифры на изолиниях – величина перемещений, мм)



**Рис. 3.7.** Линии равных горизонтальных радиальных перемещений поверхности вокруг фундамента (обозначения те же, что на рис. 3.6)



**Рис. 3.8. Схемы следов поверхностей скольжения – 1, эпюры горизонтальных перемещений моделей – 2:**  
 $a - d = 42 \text{ см}, \lambda = 1,5; \quad б - d = 40 \text{ см}, \lambda = 2,5$

Особенности деформирования основания исследовали по перемещениям столбиков из окрашенного песка, расположенных по направлению нагрузки. Эпюры горизонтальных перемещений имели вид треугольников с основанием вблизи поверхности [18]. При  $\lambda > 1$  зафиксированы линии скольжения (рис. 3.8), по которым происходил разрыв перемещений грунта. Выше линии скольжения получены перемещения, до достижения которых грунт у поверхности оказывал сопротивление действующим усилиям. Ниже линии скольжения грунт уплотнялся.

### 3.3. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в песчаном основании ненарушенной структуры

В период с 1975 по 1978 гг. на площадке 7 был проведен комплекс исследований оснований с использованием маломасштабных и крупномасштабных моделей фундаментов.

Кроме того, выполнена серия опытов с вертикальными плоскими и полужидкостными штампами. Приведенная длина фундаментов по [15] при  $K = 5000 \text{ кН/м}^3$ ,  $\bar{h} < 1,5$  позволяет считать их бесконечно жесткими.

*Испытание основания вертикальными штампами.* С целью изучения прочностных и деформационных свойств песчаного основания в горизонтальном направлении были проведены опыты с вертикальными штампами – плоским (30×40 см) и полужидкостным ( $d = 40 \text{ см}, h = 30 \text{ см}$ ). Оба штампа одновременно вдавливали в противоположные вертикальные стенки траншеи. При этом изменялось заглубление штампов от поверхности (относительное заглубление  $\lambda = H/h$ ) от 1 до 7, где  $H$  – расстояние от поверхности до середины штампа,  $h = 30 \text{ см}$  – высота штампа.

Результаты опытов с плоскими штампами приведены на рис. 3.9, с цилиндрическими – см. [30]. Опыты при  $\lambda = 7$  не доведены до конца из-за обвала стенки скважины. При  $\lambda = 1$  и 2 исследования проводили в двухкратной повторности. Результаты опытов различались не более чем на 15%. В таблице 3.3 даны предельные значения нагрузок на оба штампа, а также нормативные  $R_z^H$  и расчетные  $R_z^P$  значения сопротивлений грунта, вычисленные по формуле (6.21) из [15].

При  $\lambda = 1; 2$  и 3 падение нагрузки наблюдалось после достижения ее максимального значения. Для плоского штампа предельная нагрузка отмечалась при его горизонтальных перемещениях:  $\lambda = 1$ ,  $U_{пр} = 0,8$  м;  $\lambda = 2$ ,  $U_{пр} = 1,5$  см;  $\lambda = 3$ ,  $U_{пр} = 3,2$  см. При дальнейшем деформировании основания нагрузки уменьшались. Так, при  $U = 4$  см,  $\lambda = 1; 2; 3$  нагрузки соответственно уменьшились на 39, 12, 43%. Если не учитывать результаты опытов при  $\lambda = 7$ , то можно заметить, что несущая способность основания линейно нарастает с глубиной. Для плоского штампа  $\sigma_{и} = (0,045 + 0,0031\lambda)\sigma_{и}$ , где  $\sigma_{и}$  – несущая способность основания при  $\lambda = 1$ .

Полуцилиндрический штамп лучше моделирует работу элемента боковой поверхности цилиндрического фундамента, нагруженного горизонтальной нагрузкой. Его несущая способность выше, чем плоского штампа при  $\lambda = 1$  на 12%, при  $\lambda = 2$  – на 15%, при  $\lambda = 3$  – на 19% и при  $\lambda = 5$  – на 21%.

Все штампы при нагружении получили крен. С увеличением  $\lambda$  крен уменьшался. Так, крен 0,01 плоского штампа  $\lambda = 1$  был достигнут при нагрузке 7 кН, для  $\lambda = 2$  при 9,5 кН; для  $\lambda = 3$  – при 14 кН; для  $\lambda = 5$  – при 19 кН; для  $\lambda = 7$  – при 24 кН.

Вычислим деформационные характеристики грунта по результатам нагружения вертикального штампа (модуль деформации  $E_x$  и коэффициент постели  $C_x$ ). Напряжения на границе условных линейных участков графиков  $U = f(b)$  равны:  $\lambda = 1$ ,  $\sigma = 0,04$  МПа;  $\lambda = 2$ ,  $\sigma = 0,048$  МПа;  $\lambda = 3$ ,  $\sigma = 0,06$  МПа;

**Таблица 3.3**

$\lambda$	Плоский штамп				Полуцилиндрический штамп	
	$Q_{пр}$ , кН	$\delta_{пр}$ , МПа	$R_z^H$ , МПа	$R_z^P$ , МПа	$Q_{пр}$ , кН	$\delta_{пр}$ , МПа
1	9,0	0,075	0,037	0,007	9,5	0,079
2	11,5	0,096	0,045	0,014	13	0,108
3	16,7	0,139	0,053	0,021	19	0,158
5	24,0	0,200	0,068	0,035	28	0,233
7	24,5	0,204	–	–	34	0,283

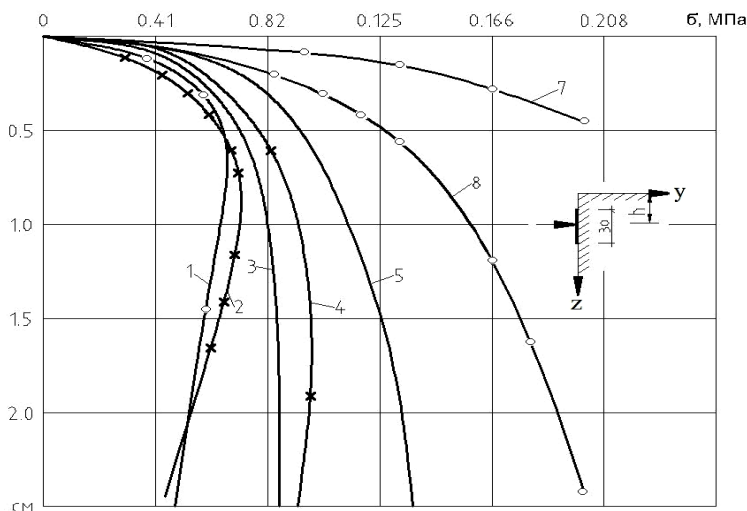
$\lambda = 5$ ,  $\sigma = 0,066$  МПа;  $\lambda = 7$ ,  $\sigma = 0,15$  МПа. Результаты расчетов приведены в табл. 3.4. При повторном нагружении полуцилиндрического штампа такой же нагрузкой горизонтальные перемещения уменьшились в 2 раза. Во время опытов вели наблюдения за подъемом поверхности основания. При разрушавшей нагрузке перемещения резко возрастали, с увеличением  $\lambda$  – уменьшались.

Например, подъем точек 2 и 5, удаленных от края траншеи на 25 и 85 см, при нагрузке 8 кН соответственно составил:

$$\lambda = 1, 4,4 \text{ и } 0,95 \text{ мм;}$$

$$\lambda = 2, 2,0 \text{ и } 0,40 \text{ мм;}$$

$$\lambda = 5, 0,3 \text{ и } 0,19 \text{ мм.}$$



**Рис. 3.9.** Зависимость горизонтальных перемещений плоского штампа от горизонтальной нагрузки при  $\lambda$ :  
1, 2 – 1; 3, 4 – 2; 5 – 3; 6 – 5; 7 – 7

**Таблица 3.4**

$\lambda$	$E_x$ , МПа	$E_x$ , Н·см <sup>-3</sup>
1	6,2	25
2	9,3	29
3	11,0	40
5	15,0	55
7	23,0	84

Эпюры горизонтальных перемещений свидетельствуют о выпучивании стенок траншеи. Вблизи штампа имелась небольшая область, перемещавшаяся по направлению нагрузки. При предельной нагрузке выпор охватывал и эту область.

Разрушение основания перед штампом при  $\lambda = 1$  и 2 сопровождалось выпором грунта в сторону поверхности. Зона выпора ограничивалась кольцевой трещиной. При  $\lambda = 2$  объем зоны выпора больше, чем при  $\lambda = 1$ . Увеличение относительного заглубления приводило к изменению картины разрушения. На поверхности появлялись отдельные трещины без ограничивающей, при  $\lambda = 5$  они располагались параллельно стенке траншеи. Трещины зарождались у верхних углов штампов и распространялись в массив под углом  $44...49^\circ$  к горизонтали (рис. 3.10).

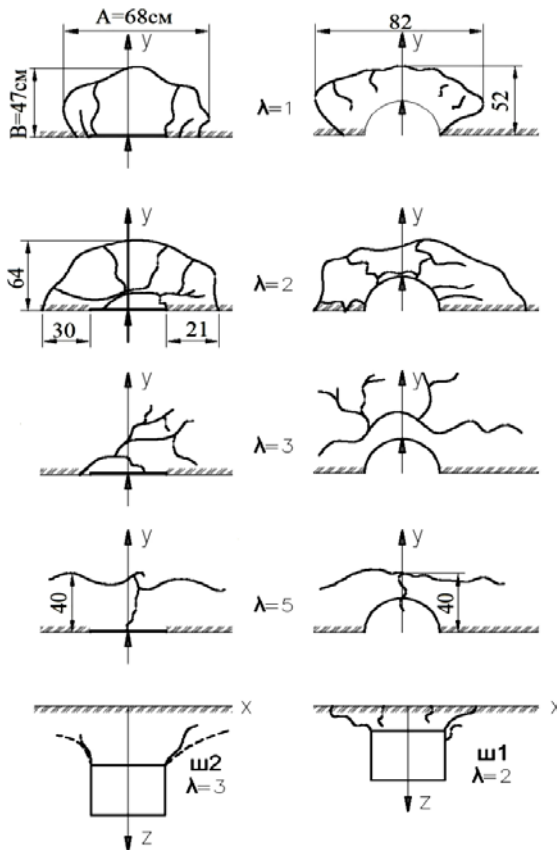
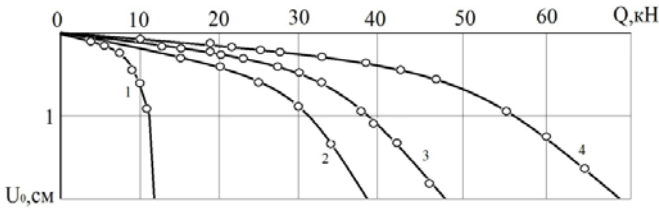
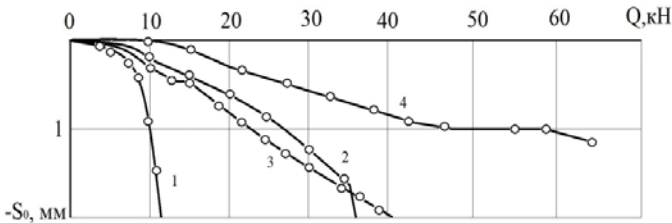


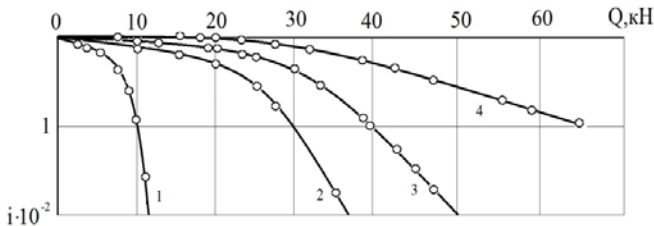
Рис. 3.10. Схемы трещин в основании плоских (а) и полицилиндрических (б) штампов при разных относительных заглублениях



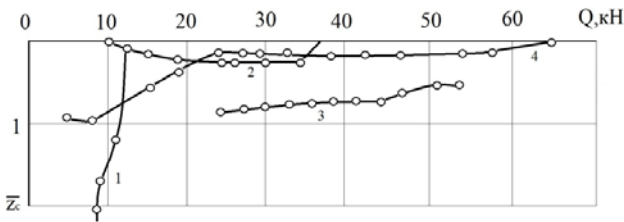
a)



b)



в)



г)

**Рис. 3.11.** Зависимость между нагрузкой и горизонтальным перемещением (а), вертикальным перемещением (б), креном (в), координатой  $\bar{z}_c$  (г) при  $d = 55$  см и  $\lambda$ :  
1 – 1; 2 – 2; 3 – 3; 4 – 4

Типичные графики зависимости перемещений фундаментов  $d = 55$  см от нагрузки при разных относительных заглублениях приведены на рис. 3.11. С увеличением относительного заглубления значительно возрастала несущая

способность основания, расширялись границы участков условной линейной пропорциональности между нагрузками и перемещениями. Предельное состояние основания сопровождалось одновременным резким увеличением горизонтального и вертикального перемещений и крена фундаментов. Наблюдения показали, что при  $i = 0,005$  перемещения фундамента стабилизировались примерно в течение 1 ч, при  $i = 0,01 \dots 0,015$  – в течение 1,5...3 ч. Для фундаментов больших диаметров и относительных заглублений кривые зависимости между нагрузками и перемещениями имели более плавное очертание и предельное состояние основания наступало при больших перемещениях фундаментов. Такое же влияние на очертания кривых оказывало уменьшение плотности основания. Однако при этом резко уменьшалась и несущая способность основания (рис. 3.13). Цикличность приложения нагрузки также влияла на перемещения фундаментов (рис. 3.12, 3.13), как и при действии осевой вертикальной нагрузки. В отдельных опытах наблюдалось заметное уменьшение несущей способности основания при повторном нагружении фундамента.

Наблюдалось расположение абсциссы оси вращения с передней стороны фундамента и в пределах его тела. В первом случае все точки поперечного сечения фундамента сместились вверх, т.е. произошел отрыв подошвы от основания (60% полевых опытов, проведенных в основании ненарушенной структуры с моделями диаметров 10...35 см). При этом абсцисса мгновенной оси вращения располагалась между вертикальной осью фундамента и его передней гранью, т.е. в пределах  $0 \dots +R$ . Здесь центр поперечного сечения фундамента сместился вверх, так как отрывалась большая часть подошвы от основания, касательные напряжения по передней грани были направлены вверх, по задней – вниз.

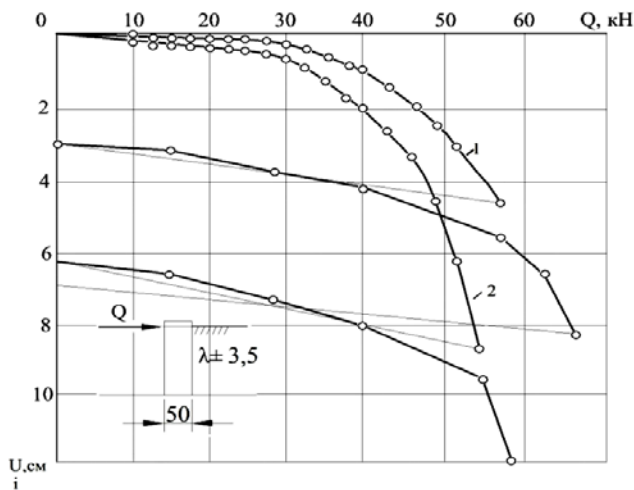
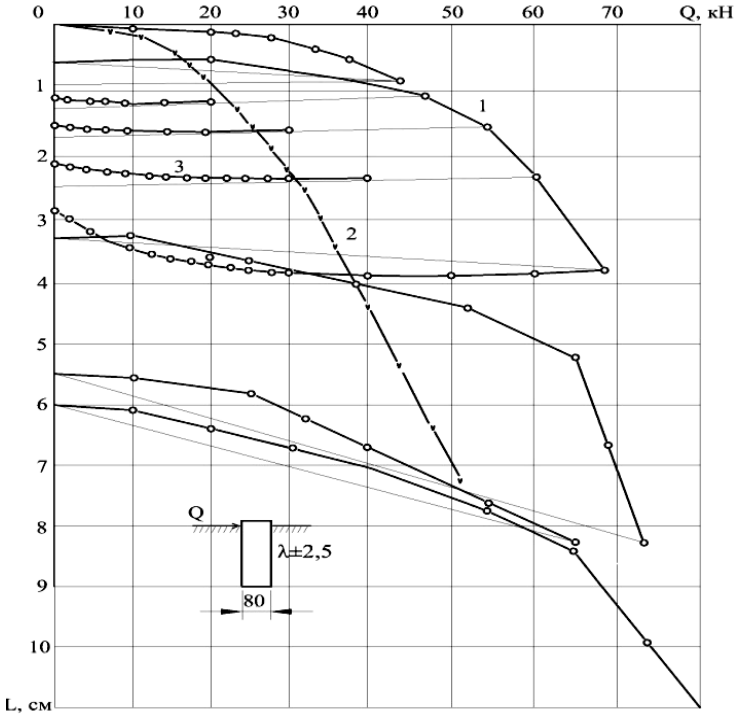


Рис. 3.12. Изменение горизонтального перемещения фундамента (1) и крена (2) в зависимости от горизонтальной нагрузки





**Рис. 3.13. Результаты опытов с фундаментом  $d = 80$  см:**

1 – в песчаном основании ненарушенной структуры; 2 – в рыхлом песчаном основании нарушенной структуры; 3 – нарастание перемещений во времени

При  $\lambda \leq 1,5$  для нагрузок до  $(0,4 \dots 0,5) Q_{пр}$  располагалось ниже подошвы до  $(1,3 \dots 1,4) h$  или вблизи нее. С ростом нагрузки  $\bar{z}_c$  поднималось до уровня подошвы или несколько выше и оставалось примерно на одном уровне. При больших значениях  $\lambda$  глубина оси вращения изменялась от  $(0,9 \dots 0,95) h$  ( $\lambda = 1$ ) до  $0, (0,63 \dots 0,7) h$  ( $\lambda = 4$ ). С увеличением загрузки до предельной  $\bar{z}_c$  практически не изменялось. При повторном нагружении фундамента  $\bar{z}_c$  располагалось несколько ниже, чем в первом цикле нагружения.

Разрушение основания исследовали по определению видимых размеров и форм тел выпирания, по характеру трещинообразования на поверхности. При нагрузке  $Q = 0,5 Q_{пр}$  по передней полукруглости фундамента у концов диаметра, перпендикулярного направлению силы, возникали и развивались радиальные трещины. По мере увеличения нагрузки они расширялись и углублялись, а зона трещинообразования постепенно смещалась к оси  $x$ . При приближении нагрузки к предельной радиальные трещины исходили из всей передней полукруглости фундамента.

На расстоянии  $1,5d$  от оси фундамента возникала кольцевая трещина, ограничивающая радиальные. В пределах образовавшейся области грунт полностью разрушался. На расстоянии  $(3...4)d$  от оси фундамента появлялась вторая кольцевая трещина. С уменьшением нагрузки трещины смыкались. Процесс трещинообразования сопровождался увеличением скорости перемещений и продолжительности условной стабилизации перемещений фундамента.

*Несущая способность фундаментов.* Результаты части опытов обсуждались в [25]. После этого было проведено 26 дополнительных опытов. В таблице 3.5 приведены результаты определения несущей способности фундаментов. Для повторных опытов взяты средние значения перемещений. За несущую способность принимали нагрузку, при превышении которой резко увеличивались перемещения и скорости моделей, не достигалась условная стабилизация перемещений, давление в домкрате не поддерживалось на требуемом уровне, на поверхности появлялись кольцевые трещины, определяющие зону выпора. В отдельных опытах перемещения фундамента продолжались при уменьшении давления.

В большинстве исследований предельная нагрузка была определена сразу. В некоторых случаях автор многократно и с разных позиций подходил к ее определению. Горизонтальные, вертикальные перемещения, соответствующие предельным нагрузкам, имели некоторый разброс значений (табл. 3.6).

Предельные горизонтальные перемещения возрастали с увеличением диаметра моделей. Более 70% опытов заканчивалось при кренах более  $3 \cdot 10^{-2}$  и горизонтальных перемещениях более 20 мм. Средние величины относительных горизонтальных перемещений  $\bar{U} = U_0/d$  практически не зависели от диаметра моделей, но возрастали с увеличением  $\lambda$ : при  $\lambda = 1$   $\bar{U} = 0,010$ ; при  $\lambda = 2$   $\bar{U} = 0,018$ ; при  $\lambda = 3$   $\bar{U} = 0,019$ ; при  $\lambda = 4$   $\bar{U} = 0,023$ .

Для фундаментов  $d = 20...50$  см при  $\lambda = 2$  зафиксировано падение давления после достижения пикового значения. Так, в опыте с фундаментом  $d = 20$  см и  $\lambda = 1$  после достижения нагрузки 1,41 кН ( $U = 4,9$  мм) деформирование основания продолжалось при уменьшающейся до 1,15 кН нагрузке ( $U = 14$  мм). В опыте с фундаментом  $d = 20$  см  $\lambda = 4$  нагрузка после пикового значения 9,34 кН ( $U = 17,2$  мм) уменьшилась до 7,89 кН, ( $U = 35,3$  мм).

**Таблица 3.5**

$\lambda$	Несущая способность (кН) моделей диаметром (см)								
	10	20	30	35	40	50	55	70	80
1,0	0,33	1,25	3,20	5,5	6,5	8,0	10,0	18,0	–
1,5	–	–	–	–	7,0	12,0	–	30,0	41,4
2,0	0,80	3,32	8,30	8,0	15,0	14,4	25,0	42,0	–
2,5	–	–	–	–	–	25,9	32,4	–	80,0
3,0	1,33	5,36	14,27	16,0	24,3	33,4	45,0	–	–
4,0	2,13	8,02	22,00	24,0	36,0	55,2	73,0	132,6	–

Таблица 3.6

$\lambda$	Предельное значение горизонтальных, вертикальных перемещений (мм) и крена ( $\times 10^{-3}$ ) при диаметре модели (см)								
	10	20	30	35	40	50	55	70	80
1	0,86	2,20	3,11	4,69	5,25	3,81	4,91	4,27	–
	0,75	0,74	2,85	3,11	1,75	1,89	1,74	2,70	–
	10,00	11,60	10,81	14,09	12,17	9,34	8,37	8,86	–
1,5	–	–	–	–	3,10	3,57	–	9,56	7,20
	–	–	–	–	0,37	1,25	–	1,38	4,50
	–	–	–	–	7,25	6,80	–	10,28	8,00
2	1,51	3,70	7,70	7,90	7,84	7,26	5,46	13,00	–
	0,78	0,66	3,80	3,70	2,67	2,15	1,58	3,31	–
	9,68	9,80	14,40	4,86	10,00	9,43	7,09	10,03	–
2,5	–	–	–	–	–	6,50	10,50	–	17,93
	–	–	–	–	–	2,00	–	–	5,38
	–	–	–	–	–	7,50	10,80	–	11,79
3	2,46	2,90	7,59	5,14	4,91	5,03	17,50	–	–
	0,93	0,38	3,65	3,93	1,38	1,93	5,60	–	–
	11,77	6,06	11,00	6,51	5,77	4,30	12,77	–	–
34	2,91	3,80	8,85	4,33	8,76	9,39	18,09	13,70	–
	1,36	0,14	2,72	1,33	2,42	3,05	4,30	2,10	–
	10,48	8,40	11,00	9,94	7,82	6,52	11,90	6,72	–

*Статистическая обработка результатов опытов.* Получены линейные зависимости  $\bar{x}_c = f(\lambda)$  и  $\bar{z}_c = f(\lambda)$  для значений  $0,006 \leq \theta \leq 0,025$  [19]. На участке  $0 \leq \theta \leq 0,06$  рассматриваемые зависимости нелинейны. С изменением  $\lambda$  от 1 до 4  $\bar{z}_c$  изменяется от 0,92 до 0,68. Такие результаты получены нами в плоских и пространственных лотках (лабораторные опыты). Относительная абсцисса оси вращения фундаментов  $\bar{x}_c = 0,988$  при  $\lambda = 1$  и при  $\lambda = 4$   $\bar{x}_c = 1,444$ , т.е. находилась за пределами тела фундамента со стороны передней грани. Этот результат для нас стал неожиданным. Во всех других опытах (в суглинках и песках)  $\bar{x}_c$  не выходила из фундамента. Эмпирические зависимости имеют вид  $\bar{z}_c = 1 - 0,074\lambda$ ,  $\bar{x}_c = 0,0836 + 0,152\lambda$ .

В ряде опытов глубину оси вращения фундаментов определяли по замеру горизонтальных перемещений ряда точек боковой поверхности, расположенных на разных глубинах. Опыты проводили с фундаментами  $d = 50$  см,  $\lambda = 2; 3; 4$ ;  $d = 35$  см,  $\lambda = 3,3$ ;  $d = 70$  см,  $\lambda = 4$ . Результаты экспериментов полностью совпали с расчетными. В качестве примера на рис. 3.14 приведены данные опыта с фундаментом  $d = 50$  см,  $\lambda = 4$ , свидетельствующие о том, что при увеличении нагрузки глубина оси вращения практически была постоянной.

При статистической обработке результатов опытов [19] получены следующие эмпирические зависимости:

$$Q = 0,0408kd^{2,037}\lambda^{1,337}i^{0,389}\alpha_1;$$

$$i = 3732(Qk^{-1})^{2,571}d^{-5,239}\lambda^{-3,438}\alpha_2;$$

$$U_0 = (3732 - 275,8\lambda)(Qk^{-1})^{2,571}d^{-5,239}\lambda^{-3,438}\alpha_3;$$

$$S_0 = (1560 + 283,6\lambda)(Qk^{-1})^{2,571}d^{-4,239}\lambda^{-3,438}\alpha_4,$$

где  $k = 5000$  кНм<sup>-4</sup> – коэффициент пропорциональности;  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  – коэффициенты размерности.

Формула для определения несущей способности основания получена при условии, что у фундаментов с одинаковым заглублением в подобных состояниях крены равны:

$$Q = 0,0408kd^{2,037}\lambda^{1,337}i^{0,389}\alpha_1.$$

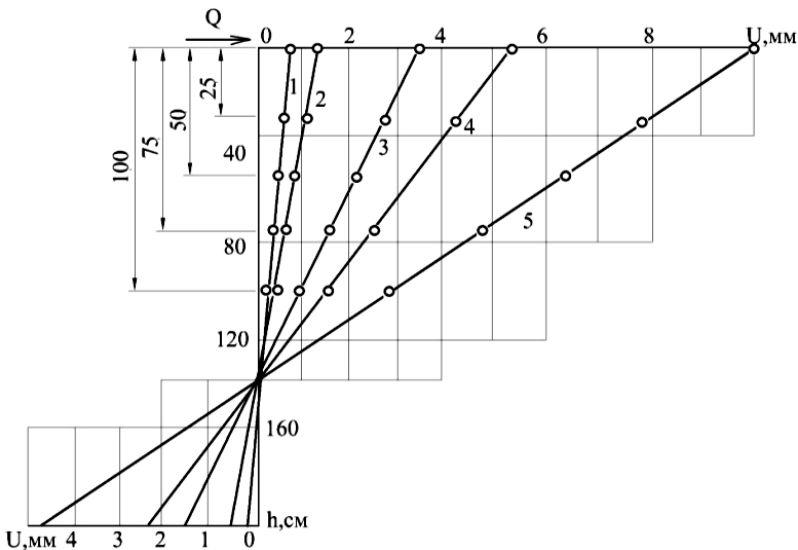


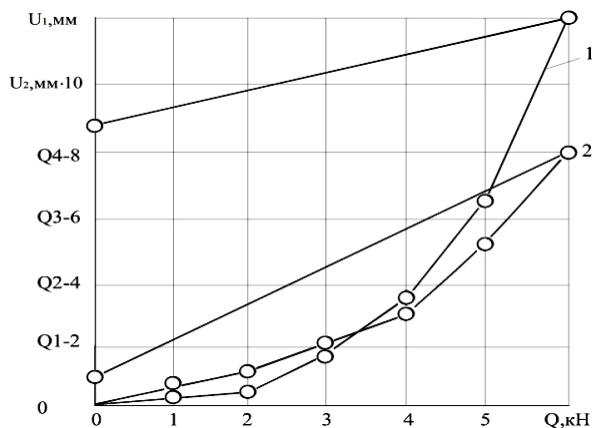
Рис. 3.14. Эпюры горизонтальных перемещений ( $d = 50$  см,  $\lambda = 3,6$ ) по замерам перемещений ряда точек по глубине ствола. Нагрузки (кН):

1 – 10; 2 – 20; 3 – 35; 4 – 47; 5 – 60

Масштабный фактор исследовали по результатам 38 опытов [40]. Показано, что у фундаментов с одинаковым относительным заглублением механизм перемещения остается подобным на протяжении всех фаз напряженно-деформированного состояния грунта. Для геометрически подобных фундаментов сравнивали нагрузки, соответствующие заданным равным значениям кренов, связанные зависимостью  $K_Q = K_h^{\alpha_Q}$ , где  $K_Q$  и  $K_h$  – соответственно силовой и геометрический масштабы моделирования;  $\alpha_Q$  – показатель степени для фундаментов ( $\lambda = 1 \dots 4$ ), (в среднем равен 2,11). Если размеры фундаментов (модели и контуры) отличаются друг от друга менее чем в 6 раз, то можно использовать более простую зависимость, не учитывающую влияния веса среды на перемещения и несущую способности фундамента  $K_Q = K_h^2$ .

*Распределительная способность песчаного основания.* В опытах на песках ненарушенной структуры наблюдались горизонтальные перемещения поверхности по линии действия горизонтальной нагрузки на расстоянии до  $6d$  от фундамента. Рассмотрим 2 фундамента диаметрами 20 см. На первый из них действовали горизонтальной нагрузкой и одновременно вели наблюдения за горизонтальными перемещениями второго (не нагруженного) фундамента (рис. 3.15). Как видно из рисунка, перемещения ненагруженного фундамента почти в 20 раз меньше, чем нагруженного.

В другом опыте в пределах зоны деформации грунта от фундамента  $d = 50$  см ( $\lambda = 4$ ) находился фундамент  $d = 35$  см ( $\lambda = 2$ ). Расстояние между осями фундаментов равнялось 125 см. На больший фундамент передавалась горизонтальная нагрузка в направлении меньшего. Результаты замера горизонтальных перемещений фундаментов приведены в табл. 3.7. Интересно, что по данным третьего опыта горизонтальное перемещение фундамента  $d = 35$  см ( $\lambda = 2$ ), равное 1,25 мм, получено при действии на него нагрузки 4,5 кН.



**Рис. 3.15. Графики зависимости между нагрузками и горизонтальными перемещениями:**

1 – нагруженный фундамент; 2 – ненагруженный

Таблица 3.7

Цикл нагрузки	Нагрузка, кН	Горизонтальные перемещения фундамента на уровне поверхности, мм	
		$d = 50 \text{ см}, \lambda = 4$	$d = 35 \text{ см}, \lambda = 2$
1	0	0,0	0,0
	10	0,83	0,40
	15	1,78	0,65
	20	2,75	0,85
	25	4,70	1,15
	30	6,33	1,25
	0	3,28	0,65
2	0	0,0	0,0
	20	3,48	0,10
	35	5,36	0,30
	40	8,09	0,45
	45	10,74	0,50
	0	6,28	0,15

При передаче на фундамент возрастающей горизонтальной силы в работу вовлекается значительный по объему массив грунта, в основании возникает сложное напряженно-деформационное состояние, образуются зоны упругих и остаточных сжимающих и растягивающих напряжений, зоны уплотнения и выпора грунта.

Векторы перемещений в пределах областей деформаций постоянно менялись по величине и направлению. С начальных ступеней нагружения наблюдались вертикальные и горизонтальные составляющие перемещений. Эпюры перемещений достигали наибольшего значения у фундамента, с удалением уменьшались согласно экспоненциальному закону, затухая на расстоянии до  $4,5d$  от фундамента. В течение опыта очертание эпюр деформаций практически не менялось. Деформации грунта в пределах угла  $\pm 15^\circ$  в радиальном направлении примерно равны, в пределах угла  $\pm 30^\circ$  отличались до 25%, а угла  $\pm 60^\circ$  – в 5 раз, уменьшалась с удалением от фундамента. С ростом нагрузки разница становилась более значительной, т.е. перемещения концентрировались у оси  $x$ . За пределами угла  $\pm 75^\circ$  радиальные перемещения отсутствовали или были близки к нулю, а у задней грани появлялись отрицательные деформации, направленные к фундаменту вследствие проявления эффекта Пуассона. Таким образом, по мере увеличения нагрузки поверхность основания постепенно меняет форму. Максимум перемещений наблюдался при при-

ближении к оси  $x$  совпадающей с направлением силы и в направлении к фундаменту. Вблизи фундамента вертикальные составляющие вектора перемещений постепенно выравнивались по величине.

В таблице 3.8 и на рис. 3.16 приведены радиальные горизонтальные перемещения точек поверхности  $l - 30$  перед фундаментом  $d = 50$  см и  $h = 165$  см в песчаном грунте естественной структуры на расстояниях от 50 ( $R_1$ ) до 175 ( $R_6$ ) от оси фундамента.

В опыте с фундаментом  $d = 50$  см ( $\lambda = 3$ ) измеряли вертикальные перемещения ряда точек поверхности перед фундаментом по направлению действия нагрузки (рис. 3.17). По результатам замеров определяли направления и величины векторов перемещений. На рисунке 3.17 показаны векторы перемещений для двух рассматриваемых точек 3 и 5, при нагрузке 42 кН, удаленных от фундамента на 50 и 100 см.

**Таблица 3.8**

$Q$ , кН	$U_{\phi}$ , мм	$R_1 = 50$ см					$R_2 = 75$ см				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
12	1,5	0,45	0,45	0,37	0,30	0,20	0,20	0,20	0,18	0,15	0,10
21	3	1,60	1,60	1,60	1,20	0,73	0,80	0,70	0,60	0,40	0,30
30	8	3,80	3,80	3,10	2,64	1,45	1,85	1,75	1,63	0,95	0,60
39	15	5,85	5,65	5,39	3,65	2,05	2,95	2,85	2,63	1,45	0,85
45	32	11,25	10,6	9,00	5,85	3,26	6,85	6,45	5,55	3,20	1,45
$Q$ , кН	$U_{\phi}$ , мм	$R_3 = 100$ см					$R_4 = 125$ см				
		11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
12	1,5	0,10	0,10	0,10	0,05	0,00	0,075	0,07	0,065	0,04	0,02
21	3	0,45	0,45	0,35	0,25	0,25	0,25	0,25	0,21	0,12	0,10
30	8	1,0	1,0	0,80	0,50	0,35	0,52	0,50	0,46	0,38	0,21
39	15	1,70	1,60	1,45	0,75	0,50	0,82	0,80	0,70	0,41	0,32
45	32	4,30	4,00	3,10	1,60	1,00	2,00	1,92	1,56	0,86	0,67
$Q$ , кН	$U_{\phi}$ , мм	$R_5 = 150$ см					$R_6 = 175$ см				
		21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
12	1,5	0,06	0,05	0,05	0,03	0,01	0,03	0,03	0,03	0,03	0,00
21	3	0,21	0,20	0,18	0,09	0,07	0,09	0,08	0,07	0,05	0,00
30	8	0,36	0,35	0,32	0,15	0,12	0,15	0,15	0,14	0,11	0,05
39	15	0,56	0,63	0,48	0,25	0,20	0,25	0,25	0,25	0,18	0,10
45	32	1,10	1,04	0,82	0,55	0,37	0,48	0,45	0,40	0,32	0,20

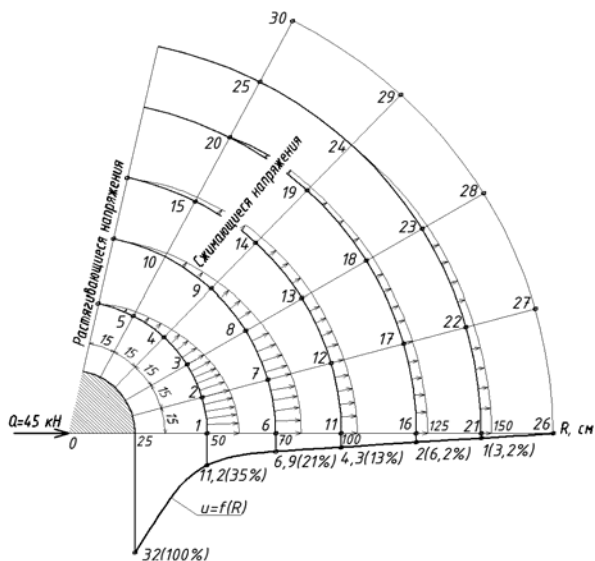


Рис. 3.16. Эпюры радиальных горизонтальных перемещений поверхности основания; 1 – 30 – точки наблюдения

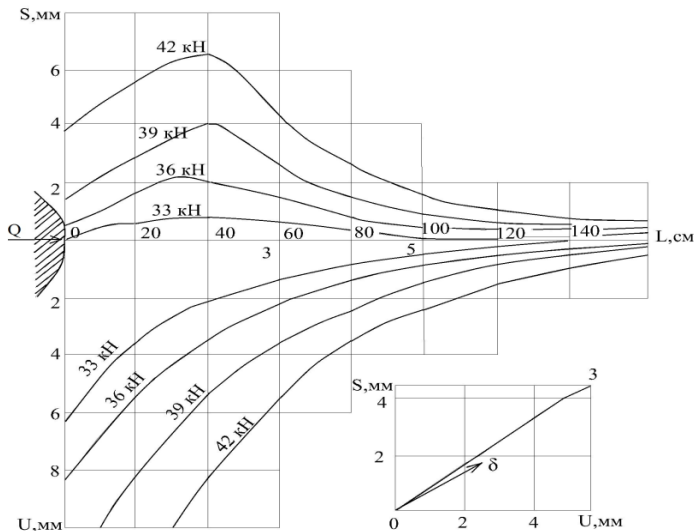
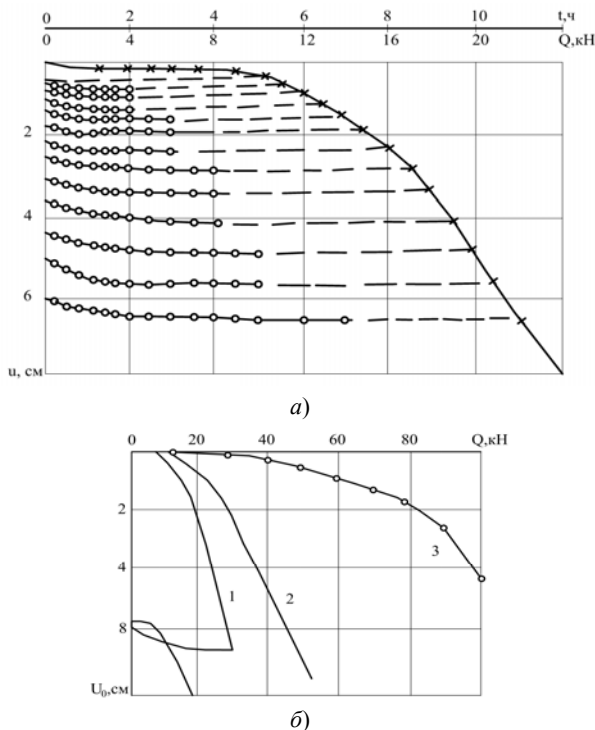


Рис. 3.17. Эпюры вертикальных (а) и горизонтальных (б) перемещений поверхности основания вдоль оси  $\bar{x}$ , векторы перемещений точек 3 и 5, удаленных от фундамента соответственно на 60 и 100 см при  $Q = 42$  кН (в)



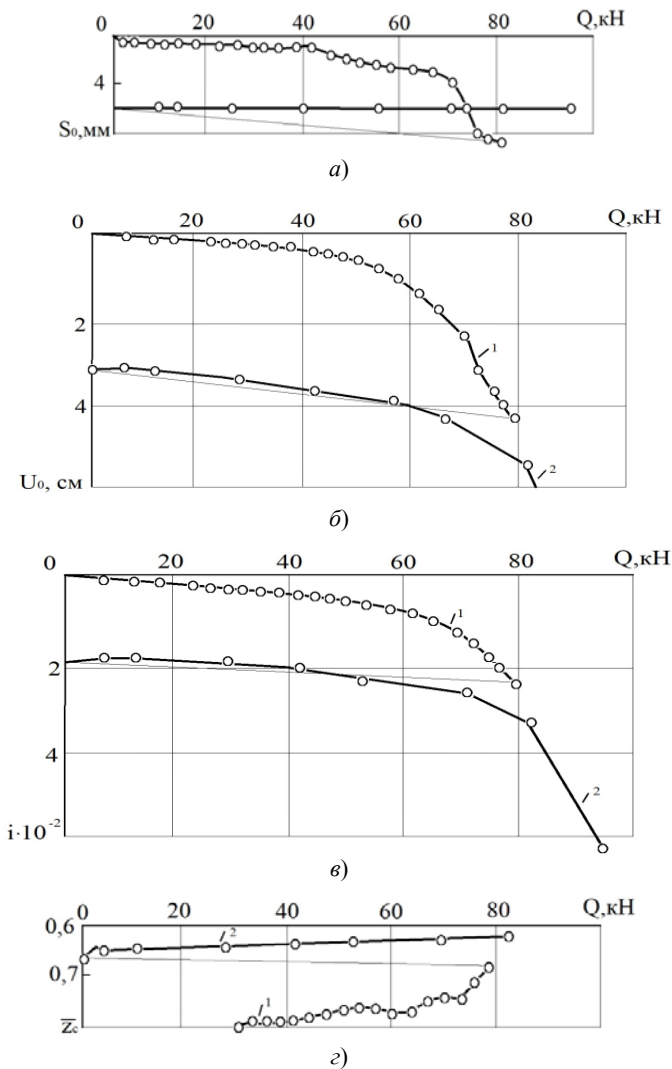
### 3.4. Полевые опыты с моделями фундаментов в песчаном основании нарушенной структуры

После завершения опытов в естественном основании была проведена серия опытов в рыхлом насыпном песчаном основании. Для этого вокруг фундаментов диаметром 50, 70 и 80 см отрывались котлованы шириной не менее  $(8 \dots 10)d$  и длиной  $(12 \dots 15)d$ . Ниже подошвы фундаментов грунт перекапывали на глубину  $1d$ . Фундаменты устанавливали строго вертикально, вокруг них разбрасывали песок, ранее удаленный при отрывке котлована, горизонтальными слоями по 25 см до требуемого уровня. Поверхность основания выравнивали. Плотность подготовленного таким способом основания  $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$ , коэффициент пористости при средней влажности 0,045 равнялся 0,78. Установку силового оборудования, измерительных приборов и испытания осуществляли со специальных подмостей, предохраняющих основание от уплотнения. Фундаменты загружали на второй-третий день после отсыпки грунта (рис. 3.18, 3.19, табл. 3.9).



**Рис. 3.18. Опыты в рыхлом песчаном основании:**

$a$  – зависимость горизонтального перемещения фундамента  $d = 50$  см,  $\lambda = 4$  от нагрузки и времени ее действия;  $b$  – зависимость между нагрузкой и горизонтальным перемещением фундаментов  $h = 2$  м:  
 $1 - d = 50$  см;  $2 - d = 80$  см;  $3 - d = 80$  см (грунт в основании естественного сложения)



**Рис. 3.19.** Графики зависимости между нагрузкой и осадкой (а), горизонтальным перемещением (б), креном (в) фундамента  $d = 70$  см,  $\lambda = 4$  и координатой  $z_c$  (г): 1 – 1-й цикл нагружения; 2 – 2-й цикл нагружения

Время достижения условной стабилизации деформаций в рыхлом песчаном основании в 2–2,3 раза больше, чем в естественном основании.

Таблица 3.9

$U_0$ , см	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
$d = 50$ см, $\lambda = 4,00$					
$Q$ , кН	12,0	15,0	17,0	18,6	21,3
$\bar{z}_c$	0,52	0,72	0,73	0,77	0,81
$\bar{x}_c$	2,10	1,20	1,14	1,22	1,21
$d = 80$ см, $\lambda = 1,87$					
$Q$ , кН	7,0	8,8	10,2	11,4	12,7
$\bar{z}_c$	0,92	1,00	1,00	1,00	0,94
$\bar{x}_c$	-0,30	-0,42	-0,52	-0,52	-0,66
$d = 80$ см, $\lambda = 2,50^1$					
$Q$ , кН	18,0	22,5	26,0	29,5	34,0
$\bar{z}_c$	1,04	1,10	1,09	1,05	1,06
$\bar{x}_c$	-0,16	-0,05	-0,02	-0,10	-0,24
$d = 80$ см, $\lambda = 2,50$					
$Q$ , кН	16,0	22,0	26,0	29,5	34,0
$\bar{z}_c$	0,56	0,65	0,75	0,75	0,75
$\bar{x}_c$	0,61	0,10	0,05	-0,06	-0,28
$d = 70$ см, $\lambda = 4,00$					
$Q$ , кН	33,0	47,0	56,0	63,0	70,0
$\bar{z}_c$	0,43	0,67	0,69	0,68	0,70
$\bar{x}_c$	0,90	0,57	0,60	0,58	0,42
$d = 50$ см, $\lambda = 4,00^2$					
$Q$ , кН	8,8	11,4	13,2	14,8	17,4
$\bar{z}_c$	0,96	0,84	0,83	0,83	0,82
$\bar{x}_c$	1,10	1,05	0,80	0,60	0,38

Примечание: 1. Нагрузка приложена на глубине 50 см от поверхности. 2. Повторное нагружение фундамента.

Графики зависимости горизонтальных перемещений от нагрузки свидетельствуют о нелинейном деформировании грунтов. При полной нагрузке наблюдаются как упругие, так и остаточные деформации:

$$d = 50 \text{ см}, \lambda = 4,0; U = 6,8 \text{ см}; U_{\text{ост}} = 5,7 \text{ см}; U_{\text{упр}} = 1,0 \text{ см};$$

$$d = 80 \text{ см}, \lambda = 2,5; U = 3,0 \text{ см}; U_{\text{ост}} = 1,3 \text{ см}; U_{\text{упр}} = 1,7 \text{ см};$$

$$d = 80 \text{ см}, \lambda = 2,5; U = 7,4 \text{ см}; U_{\text{ост}} = 6,5 \text{ см}; U_{\text{упр}} = 0,9 \text{ см};$$

$$d = 70 \text{ см}, \lambda = 4,0; U = 3,8 \text{ см}; U_{\text{ост}} = 2,5 \text{ см}; U_{\text{упр}} = 1,3 \text{ см}.$$

По очертаниям графиков  $U = f(Q)$  не удастся определить разрушающую нагрузку. Только для фундамента  $d = 80 \text{ см}, \lambda = 2,5$  за разрушающую нагрузку принято 14 кН, при превышении которой на одну ступень горизонтальные перемещения возросли вдвое. На работу фундамента, заглубленного в рыхлое основание, существенное влияние оказывает его вес. При  $\lambda \leq 2,5$  координата  $\bar{x}_c$  располагается слева от вертикальной оси. В этом случае под подошвой возникает больший реактивный момент, чем при нахождении  $\bar{x}_c$  в положительной области основания.

Сравним результаты опытов с фундаментами  $d = 80 \text{ см}, h = 200 \text{ см}$ . На один из фундаментов передавалась горизонтальная сила на уровне поверхности, на второй – на глубине 50 см от поверхности. Несущая способность основания обоих фундаментов одинакова, а характер перемещения разный. При действии на фундамент силы, приложенной на поверхности основания, координата  $\bar{z}_c$  располагалась выше уровня подошвы, координата  $\bar{x}_c$  смещалась из положительной области в отрицательную. Это связано с постепенным опусканием вектора перемещений центра тяжести поперечного сечения и увеличением площади контакта подошвы фундамента с грунтом.

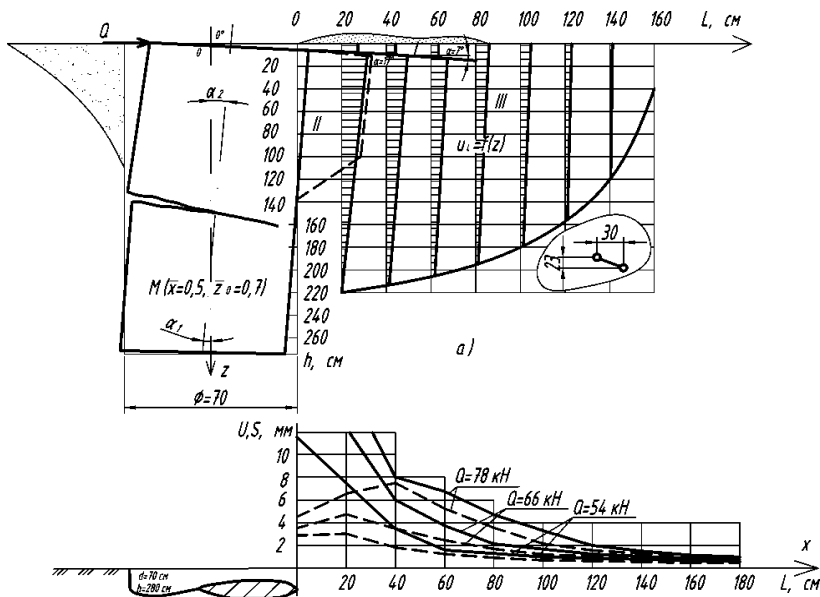
Несущая способность фундаментов  $d = 80 \text{ см}, h = 150 \text{ см}$  была вдвое ниже, чем фундамента  $d = 80 \text{ см}, h = 200 \text{ см}$ .

Сравним нагрузки на фундамент при горизонтальных перемещениях в 1 см (табл. 3.10).

В опытах с фундаментом  $d = 70 \text{ см}$  и  $\lambda = 4$  замеряли вертикальные и горизонтальные перемещения поверхности основания по направлению действия нагрузки. Характер эпюр перемещений и зона распространения деформаций такие же, как и в опытах на песчаном основании естественной структуры.

Таблица 3.10

$d, \text{ см}$	$\lambda$	$Q, \text{ кН}$ (рыхлый грунт)	$Q, \text{ кН}$ (естественный грунт)	$Q, \text{ естественный грунт}$
				$Q, \text{ рыхлый грунт}$
50	4,0	15	36	2,40
70	4,0	47	110	2,34
80	2,5	22	55	2,50



**Рис. 3.20. Результаты опыта в рыхлом насыпном основании:**

- a* – схема деформирования основания и излома фундамента;  
*б* – эпюры вертикальных (пунктир) и горизонтальных (сплошные линии) перемещений поверхности:  
 1 – зона выпора; 2 – уплотненное «ядро»; 3 – зона уплотнения

Перед нагружением фундамента  $d = 70$  см,  $\lambda = 4$  в основании устраивали столбики из окрашенного песка. После опыта производили отрывку фундамента и замеряли положения столбиков после деформации. Эпюры перемещений имели вид треугольников (рис. 3.20). Вблизи поверхности показана линия скольжения, имеющая у фундамента угол наклона к горизонтали  $17^\circ$ , а далее угол наклона уменьшался до  $7^\circ$ . Пунктиром показана область залегания наиболее уплотненного песка. Вдоль линии скольжения возникал разрыв в величинах вертикальных и горизонтальных перемещений.

В отдельных опытах разрушение ствола фундамента наступало раньше, чем достигалось предельное состояние основания. В опытах при  $\lambda = 4$  и  $d = 30, 35, 40, 50$  и  $70$  см излом отвода произошел на глубине  $(1,8 \dots 2,1)d$ , что близко к вычисленным по формулам, приведенным в [15].

### 3.5. Лабораторные опыты в песчаном основании

Опыты проводили с моделями  $d = 22$  см в уплотненном песчаном основании ( $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>). Песок укладывали слоями по 3 см, на границах слоев насыпали радиальные полосы из окрашенного песка, расходящиеся под углами в  $15^\circ$ , и концентрические полосы через 3 см. В углах образованной таким

образом сетки устраивали столбики из окрашенного песка. Опыты проводили по обычной методике до достижения горизонтальных перемещений модели на 4...7 см. После этого в основании делали характерные срезы и исследовали деформации полос.

Полученные в опытах предельные нагрузки, соответствующие перемещения модели и координаты мгновенных осей вращения приведены в табл. 3.11 и на рис. 3.21.

Таблица 3.11

$\lambda$	$Q_{пр}$ , кН	$U_{0пр}$ , см	$S_{0пр}$ , см	$i_{пр}$ , 10	$\bar{z}_{с пр}$	$\bar{x}_{с пр}$	$\bar{z}_{с max}$	$\bar{x}_{с max}$	$U_{max}$ , см
1	1	0,4	0,1	15,7	1,15	0,32	0,95	0,29	3,82
2	3	0,61	0,14	17,1	0,81	0,72	0,74	0,53	3,74
3	6	1,17	0,15	21,8	0,81	0,31	0,92	0,12	6,07
4	9	1,14	0,06	17,1	0,76	0,21	0,46	0,43	7,21

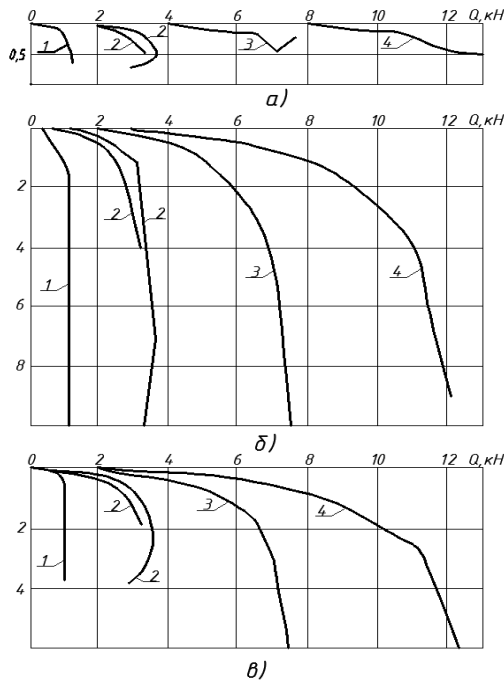


Рис. 3.21. Графики зависимости осадки (а), крена (б) и горизонтального перемещения (в) от нагрузки на модель  $d = 22$  см и  $\lambda$ :  
1 - 1; 2 - 2; 3 - 3; 4 - 4

Предельная горизонтальная нагрузка на фундамент возрастала пропорционально  $\lambda = 1,5$ . Вертикальные перемещения центра поперечного сечения фундамента на уровне поверхности направлены вверх. Относительная аппликата оси вращения с увеличением  $\lambda$  от 1 до 4 уменьшалась от 1,5 до 0,76. Относительная абсцисса оси вращения расположена в пределах тела фундамента между вертикальной осью и передней гранью модели. Значение  $\bar{z}_c$  и  $\bar{x}_c$ , соответствующие максимально достигнутым в опытах горизонтальным перемещениям (табл. 3.11), подчиняются тем же закономерностям, что и  $\bar{z}_c$  и  $\bar{x}_c$ .

При  $\lambda = 1$  наблюдались линии скольжения двух типов. Одни из них от поверхности уходили вглубь массива, другие, наоборот, образовавшись на некоторой глубине у фундамента, выходили на поверхность. Оба типа линий скольжения образовывали грунтовые клинья, имевшие большие перемещения, чем выше и ниже расположенный грунт. Нижняя линия скольжения второго типа, определяющая границу зоны выпора в плоскости  $xoz$ , отходила от фундамента на глубине  $0,5h$  под углом в  $20^\circ$  к горизонтали и выходила на поверхность на расстоянии  $1,5d$  от фундамента под углом в  $40^\circ$  к горизонтали. В пределах зоны выпора был виден подъем грунта, ниже – прогиб горизонтальных окрашенных полос. У нижнего угла задней грани наблюдался сдвиг грунтового клина в сторону поверхности под углом в  $50^\circ$  к горизонтали.

При  $\lambda = 2$  получена одна линия скольжения первого типа – 1, имеющая плавное криволинейное очертание (рис. 3.22). Максимальное расстояние от этой линии до поверхности не превышало 6 см. К ней подходили линии скольжения второго типа (2 – 5), образуя в рассматриваемой плоскости постепенно увеличивающиеся по размерам грунтовые клинья. Ограничивающая линия скольжения образовывалась у фундамента на глубине  $0,7h$  и выходила к поверхности на расстоянии  $2,3d$  от оси фундамента под углом  $28^\circ$  к горизонтали. В пределах зоны выпора отмечался куполообразный подъем грунта, больший по величине у поверхности, ниже линии 5 песок уплотнялся, и цветные линии прогибались. У задней грани модели зона деформации охватывала  $0,4h$ , по ширине –  $0,75d$ . Вблизи поверхности видна область сдвигаемого грунта в виде сегмента, ограниченная линией 6. Вторая линия скольжения 7 отделяла значительно больший объем сдвигаемого грунта.

Рассмотрим результаты другого опыта при  $\lambda = 2$ . На рисунке 3.23 приведены схемы деформирования окрашенных полос и столбиков в вертикальных плоскостях, отклоненных от оси  $x$ . на  $30$  и  $45^\circ$ . Горизонтальные полосы в пределах зоны деформации выгнулись вверх, что свидетельствует о подъеме грунта по всей, показанной на рисунках, области. Вертикальные линии окрашенного песка горизонтально переместились в направлении от фундамента. Таким образом, векторы перемещений в пределах зоны деформации направлены под определенными углами к горизонтали. В повторном опыте при  $\lambda = 2$  зона деформации у задней грани охватывала по высоте область более  $2/3h$ . Горизонтальные полосы почти равномерно переместились вверх, а вертикальные как бы повернулись вокруг центров вращения, образовав треугольные эпюры перемещений с основанием вниз.

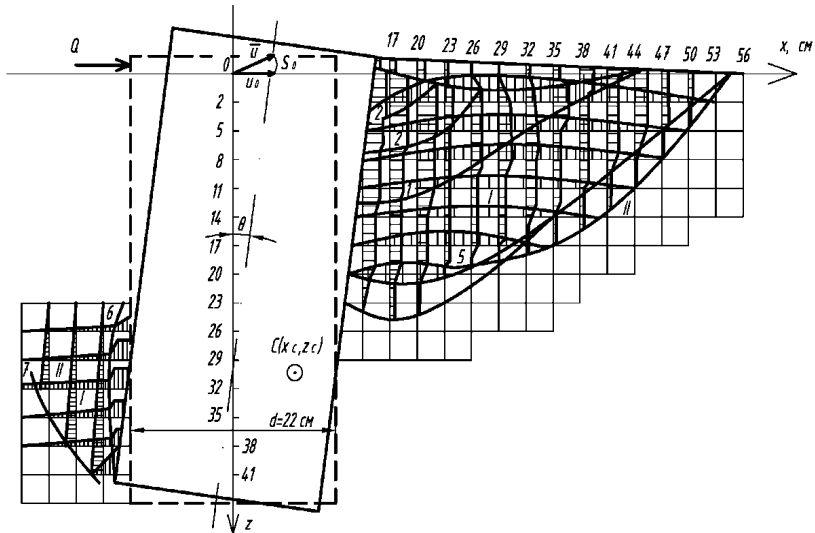


Рис. 3.22. Схемы следов поверхностей скольжения 1 – 7, эпюры вертикальных – 1 и горизонтальных – 2 перемещений основания ( $\lambda = 2$ )

В опыте при  $\lambda = 3$  со стороны передней грани были сделаны только вертикальные полосы из окрашенного песка вдоль отдельных лучей: по направлению оси  $x$  и под углами к ней  $15^\circ$ ;  $30^\circ$ ;  $45^\circ$  и  $60^\circ$ . По срезам и отклонениям полос построены линии скольжения и эпюры деформаций (рис. 3.24). Зона деформации по глубине достигала  $2/3h$  и отходила от фундамента по оси  $x$  на  $2,7d$ .

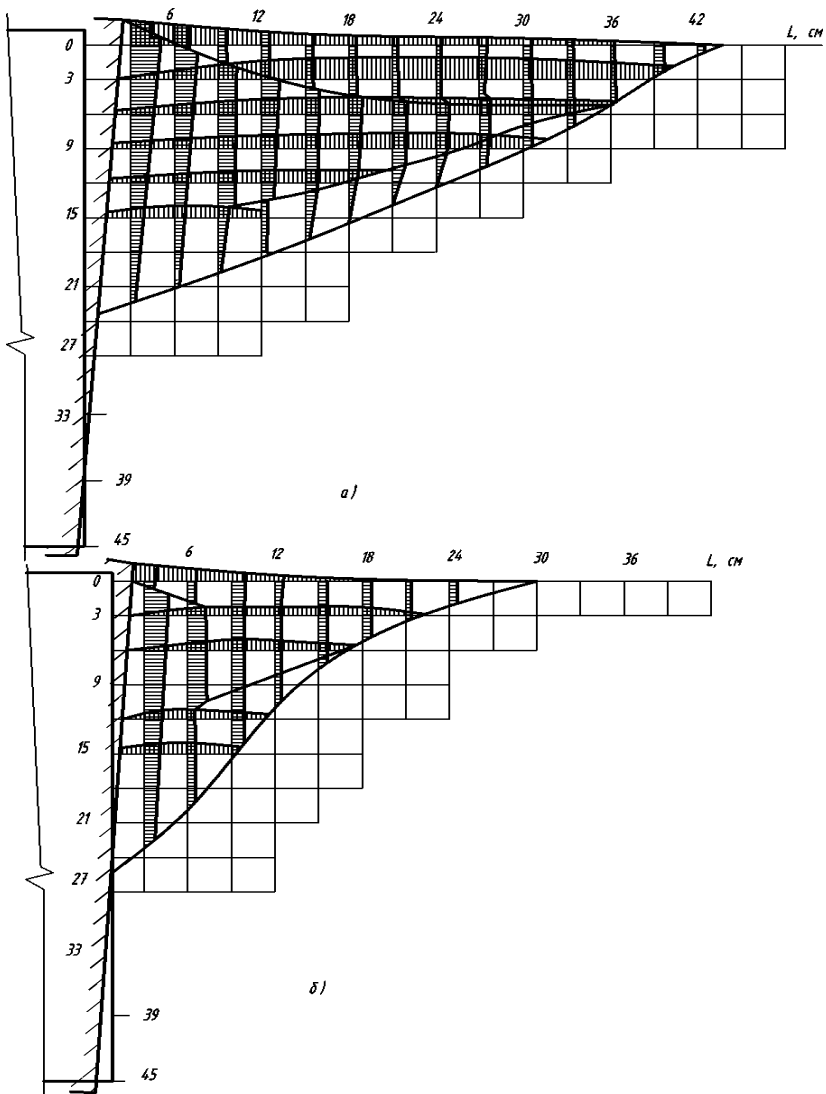
Таким образом, с увеличением нагрузки происходил последовательный сверху вниз сдвиг грунта по отдельным плоскостям. В плоскости отклоненной от оси  $x$  на  $30^\circ$ , видны отрезки линий скольжения второго типа, в отклоненной на  $45^\circ$  и  $60^\circ$  линии скольжения второго типа выходят на поверхность.

У задней грани линия скольжения определена по срезу горизонтальных полос. Она отделяла от массива зону сдвигаемого грунта, имевшую в плоскости  $hoz$  вид сегмента. Вторая линия скольжения исходила из угла модели, но под меньшим углом к горизонтали.

В опыте с моделью, имеющей  $\lambda = 4$ , получена такая же схема деформирования, как и в опыте при  $\lambda = 3$ . В плоскости  $hoz$  у передней грани зафиксированы две линии скольжения первого типа. У задней грани также имелись линии скольжения. Одна отделяла от массива сегмент сдвигаемого грунта высотой  $0,45h$  и шириной  $0,62d$ , другая линия исходила из угла модели.

Размеры и форма границы зоны выпора грунта в горизонтальной плоскости на глубине 12 см показаны на рис. 3.25, а ( $\lambda = 2$ ). Радиальные полосы вблизи фундамента сместились к оси  $x$ . На рисунке 3.25, б приведена схема уплотненного ядра, образованного продавливанием модели горизонтальной нагрузкой через слой окрашенного песка.





**Рис. 3.23.** Схемы следов поверхностей скольжения, эпюры вертикальных и горизонтальных перемещений основания в вертикальных сечениях, отклоненных от оси  $x$  на  $30^\circ$  (*а*) и  $45^\circ$  (*б*)

Опыт проводили в 3-кратной повторности. Модель перемещалась поступательно в направлении оси  $x$ .

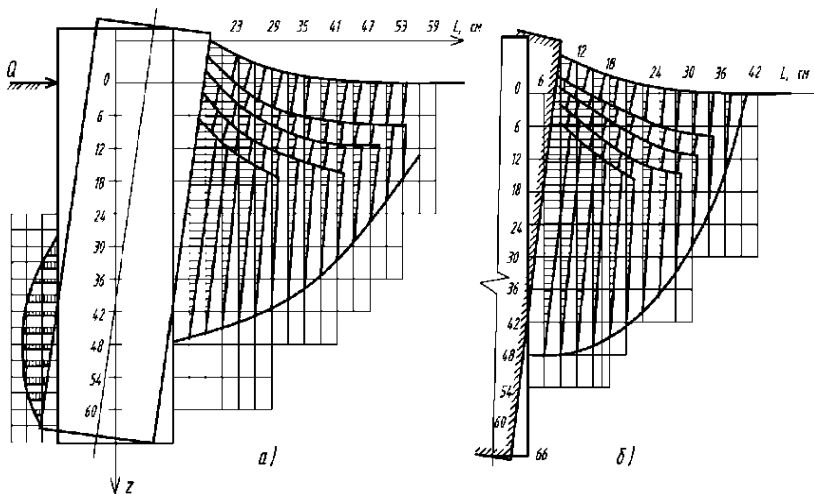


Рис. 3.24. Схемы следов поверхностей скольжения, эпюры горизонтальных перемещений основания ( $\lambda = 3$ ) в вертикальных сечениях по направлению оси  $x$  (а) и по углом  $15^\circ$  к оси  $x$  (б)

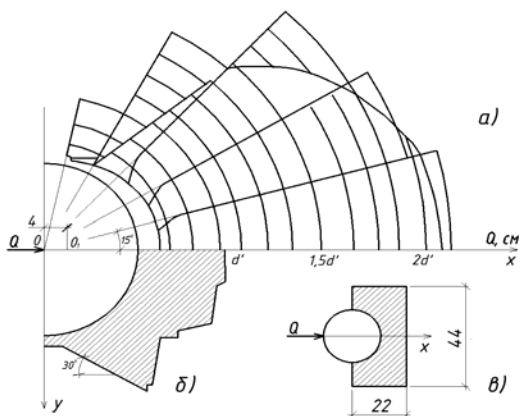


Рис. 3.25. Очертание тела выпора в горизонтальной плоскости (а); опыт с продавливанием модели через слой окрашенного песка (б); начальные размеры полосы из окрашенного песка (в)

Рассмотрим характер трещин, образовавшихся на поверхности основания при разных заглублениях модели. При  $\lambda = 1$  и  $2$  радиальные трещины ограничены кольцевой, удаленной от оси  $x$  соответственно на  $1,5$  и  $2,5d$  ( $U_0 = 3,8$  и  $3,7$  см). При  $\lambda = 3$  выпирание грунта происходило лишь в сторону от моделей.

Кольцевые трещины в опытах при  $\lambda = 3$  ( $U_0 = 6,1$  см) и  $\lambda = 4$  ( $U_0 = 7,4$  см) были разомкнуты. Однако радиус кольцевых трещин равнялся соответственно 3 и  $3,5d$ , т.е. был значительно большим, чем в опытах при  $\lambda = 1$  и 2.

### 3.6. Исследование контактных давлений

Опыт проводили на крупномасштабной тензомодели фундамента  $d = 40$  см,  $h = 155$  см, позволявшей одновременно измерять 24 нормальных и 12 касательных составляющих усилий (рис. 3.26) на участках боковой поверхности и подошвы, контактирующих с грунтом, действовали нормальные и касательные напряжения.

Нормальные контактные давления измеряли с помощью динамометров ДКМ-5-1. Дополнительно были установлены динамометры вдоль боковых граней модели и в одном горизонтальном сечении по ее периметру. По боковым граням получена параболическая форма эпюры давлений с максимумом на уровне подошвы (рис. 3.27). По передней грани наибольшее давление

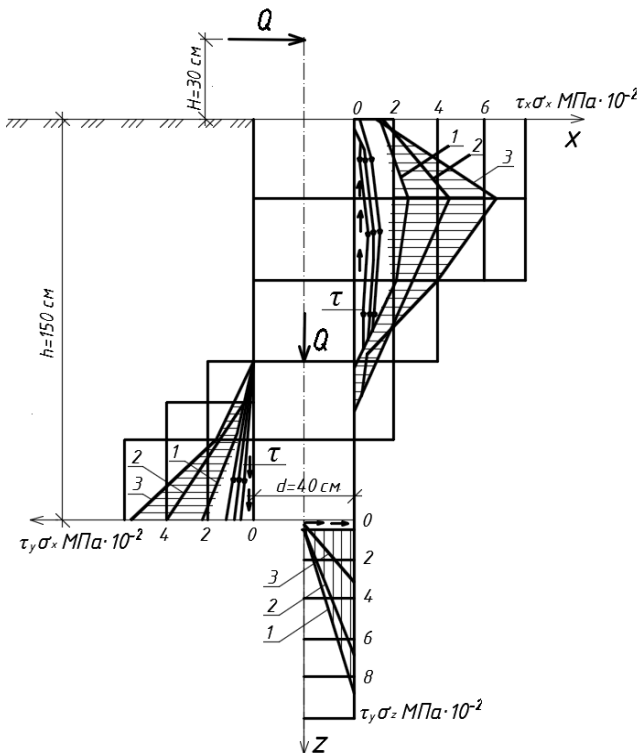
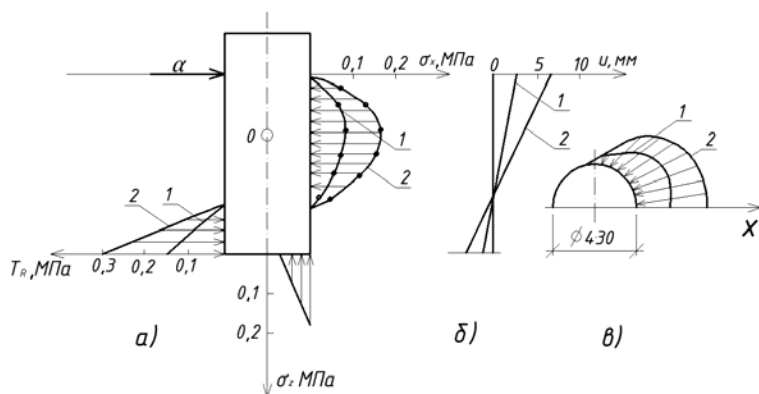


Рис. 3.26. Эпюры нормальных и касательных напряжений при  $Q$  (кН):

1 – 1; 2 – 2; 3 – 3



**Рис. 3.27. Эпюры нормальных контактных давлений грунта в плоскостях:**

*a* – вертикальной; *б* – горизонтальной;

1 –  $Q = 4,3$  кН; 2 –  $Q = 9$  кН; *в* – наклон продольной оси модели

при  $Q = 6$  кН зафиксировано на глубине  $0,25h$  от поверхности, при  $Q = 12$  кН – на глубине  $1/3h$  от поверхности.

В горизонтальном сечении эпюра радиальных нормальных давлений наблюдалась со стороны передней полуокружности модели. Очертание эпюр контактных давлений соответствует положению мгновенной оси вращения, определенному по замерам перемещения модели. Характер эпюр контактных давлений грунта подобен описанному в работах [2, 5, 8, 21, 22, 35, 38].

## Глава 4. ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНОЙ И ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАГРУЗКИ

### 4.1. Исследование характера деформаций основания на маломасштабных моделях

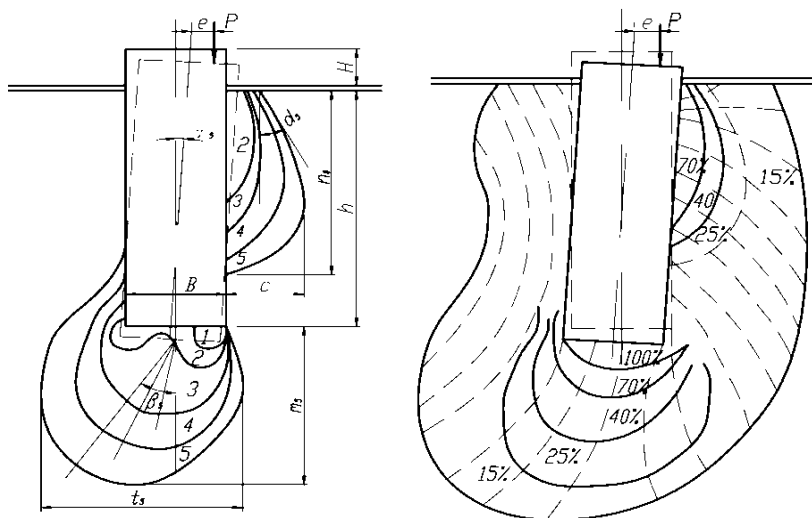
В процессе нагружения моделей исследовали траектории движения отдельных частиц, их направление и длину. Область, в которой видны траектории движения частиц песка, условно назовем зоной деформации. Размеры видимых зон несколько меньше фактических из-за трения песка о стекло. Обобщенная схема развития деформаций показана на рис. 4.1. На первых ступенях нагружения зоны деформаций возникают под подошвой.

Траектории частиц прямолинейны. У верха передней грани зона видимых деформаций возникла позже. Это объясняется тем, что песок имел рыхлое сложение и близко расположена поверхность основания. В процессе роста нагрузки размеры зон деформаций увеличивались, при предельной нагрузке их можно считать установившимися. Зоны деформаций ограничены плавными кривыми линиями. С увеличением нагрузки и при больших эксцентриситетах зоны деформаций под подошвой сильнее отклонялись в сторону задней грани. При  $\lambda \geq 1,5$  зона деформации наблюдалась и у низа задней грани. По передней

границы она имеет параболическое очертание. С ростом нагрузки ее размеры увеличиваются, а центр тяжести опускается. Пунктиром на рис. 4.1, *б* показаны траектории движения частиц, сплошными линиями – области равных перемещений по линиям тока. Средние величины перемещений частиц в промежутках между сплошными линиями даны в процентах от осадки модели.

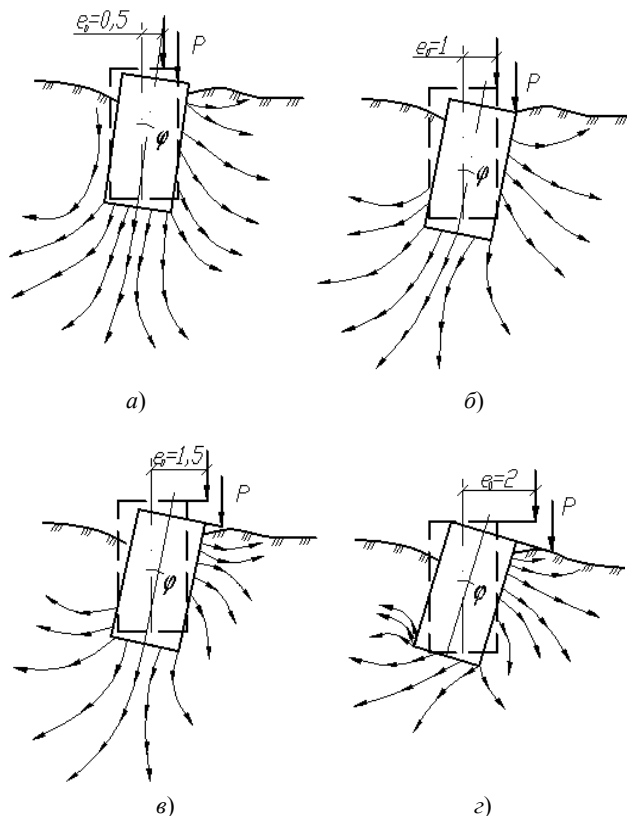
Зона деформаций является напряженной зоной. В ней можно наметить векторы равнодействующих отпора грунта. С ростом нагрузки и эксцентриситета векторы отклоняются по направлению действия нагрузки. На рисунке 4.2 показаны траектории движения частиц при разных значениях  $e_0$  и одинаковых  $\lambda = 1,5$ . При увеличении эксцентриситета нагрузки доля поступательного перемещения фундамента уменьшалась, вращательного – увеличивалась. При некотором значении  $e_0/\lambda$  (ориентировочно 1 – 1,5) фундамент начинал вращаться вокруг мгновенной оси, расположенной на вертикальной оси фундамента.

При постоянном  $e_0$  и одинаковых значениях  $\lambda = 1$  (рис. 4.3) траектории частиц выходили на поверхность с обеих сторон модели. В опытах с моделью  $d = 22$  см на песчаном основании средней плотности зафиксированы линии скольжения также с обеих сторон фундамента (рис. 4.4). Перемещения частиц при  $\lambda = 2,5$  в основном наблюдались под подошвой модели и у верха передней грани. На этих участках отмечалась концентрация деформаций. Малые остаточные и упругие деформации, как показано на рис. 4.1, зафиксированы на значительно больших по размерам участках.



**Рис. 4.1. Характер деформирования основания заглубленной модели:**

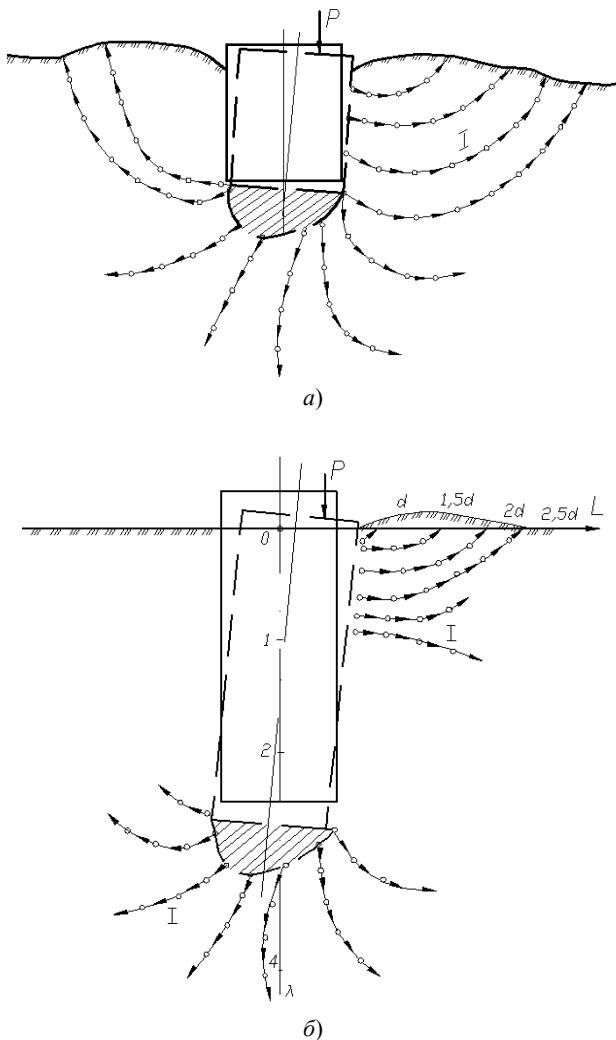
*a* – развитие зон деформации; *б* – траектории движения частиц и области равных перемещений; 1 – 5 – углы наклона моделей



**Рис. 4.2. Изменение траекторий движения частиц грунта при увеличении относительного эксцентриситета**

В горизонтальной плоскости зона деформаций имеет близкое к кругу очертание (см. рис. 3.1, б). В пределах этой зоны можно выделить участки повышенной плотности грунта, преимущественно боковых деформаций и уплотнения. На начальных ступенях нагружения траектории частиц имеют прямолинейное направление. С ростом нагрузки зона деформаций увеличивается, и частицы отклоняются в стороны от направления нагрузки.

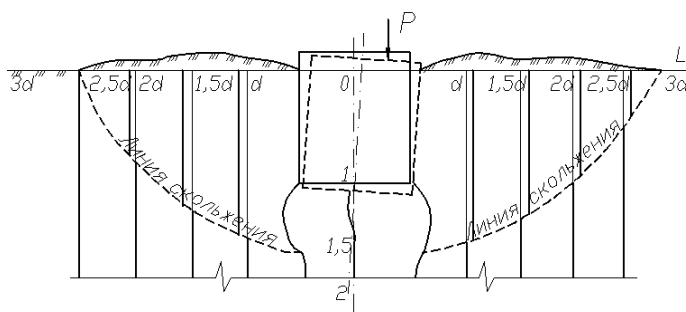
*Влияние величины диаметра и заглубления моделей на крен и нагрузку.* Опыты проводили с деревянными моделями фундаментов диаметрами 8, 10, 12 см в воздушно-сухом песчаном основании. Поверхность моделей окрашивали масляной краской и обсыпали песком. Этим достигалась шероховатость поверхности, близкая к фактуре поверхности бетонного фундамента. Песок через шланг послойно отсыпали в лоток размером  $100 \times 100 \times 60$  (h) см с постоянной высоты до каждого слоя.



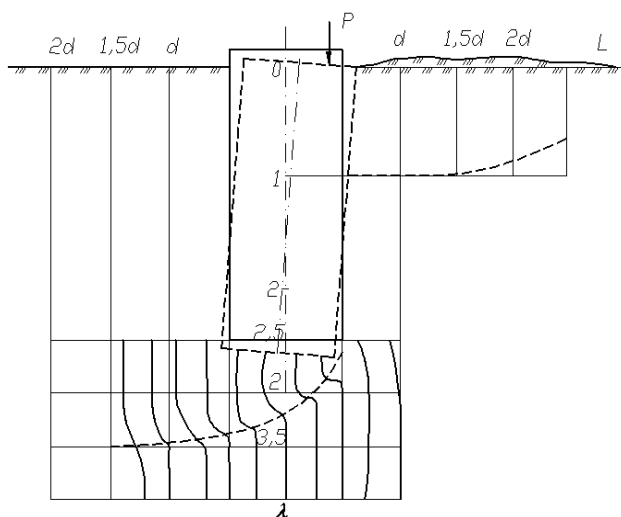
**Рис. 4.3. Траектории движения частиц (I) ( $e_0 = 0,5$ ):**  
 $a - \lambda = 1$ ;  $б - \lambda = 2,5$ ; 2 – уплотненное ядро

Относительный эксцентриситет во всех опытах принимался постоянным и равным 0,5, глубина заложения моделей в каждой из трех серий опытов последовательно изменялась, принимая значения 0; 3,5; 7; 10,5; 14 и 17,5 см. Нагрузка передавалась рычагом через шарнир. Каждый опыт проводили до

опрокидывания моделей в 3-кратной повторности. Затем песок из лотка полностью удаляли и подготавливали основание для следующего опыта. С увеличением заглубления моделей значительно возрастали предельные нагрузка и крен (рис. 4.5). Пунктирная линия, проведенная через последние точки на графиках, является кривой предельных кренов. При больших кренах модели опрокидывались. С увеличением диаметра и глубины заложения моделей линия предельных кренов становилась более полой.



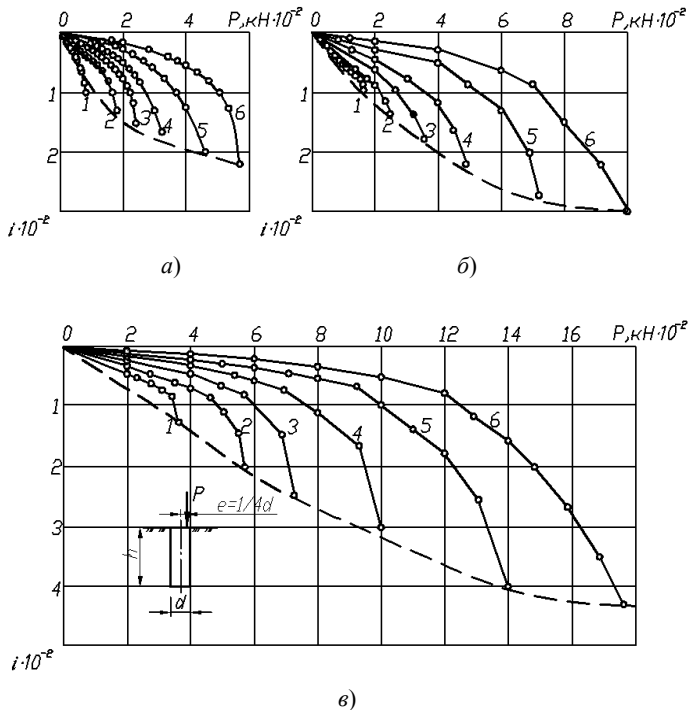
а)



б)

**Рис. 4.4. Очертание линий скольжения в основании заглубленной модели  $d = 22$  см ( $e_0 = 0,5$ ;  $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>):**  
 $a - \lambda = 1$ ;  $b - \lambda = 2,5$



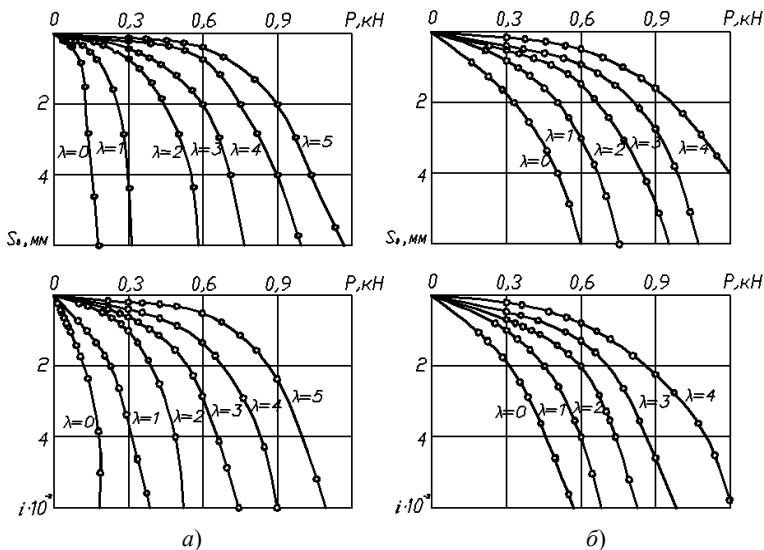


**Рис. 4.5. Зависимость между креном и нагрузкой ( $e_0 = 0,5$ ) при  $h$  (см):**  
 1 – 2; 2 – 3,5; 3 – 7; 4 – 10,5; 5 – 14; 6 – 17,5;  
 $d$  (см): а – 8; б – 10; в – 12

Влияние относительного заглубления моделей на несущую способность и перемещение основания в песке средней плотности и в суглинке тугопластичной консистенции показано на рис. 4.6. Несущая способность модели возрастает почти пропорционально относительному заглублению, при этом многократно уменьшается крен моделей. По данным опытов, с увеличением  $\lambda$  на 1 крен в среднем уменьшается до 10 раз.

*Влияние эксцентриситета приложения нагрузки на осадку и крен моделей.* Основание приготавливали из маловлажного песка с послойной укладкой и уплотнением ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ,  $W = 0,04$ ). В подготовленном основании тонкостенной трубкой пробуривали скважины. Разрыхленный грунт на дне скважины уплотняли трамбовками, устанавливали арматурный каркас, и скважины заполняли бетоном на мелком щебне. Поставлены опыты в 3 – 5-кратной повторности ( $d = 4, 6, 8 \text{ см}$ ;  $\lambda = 1 \dots 4$ ;  $e_0 = 0 \dots 1$ ).

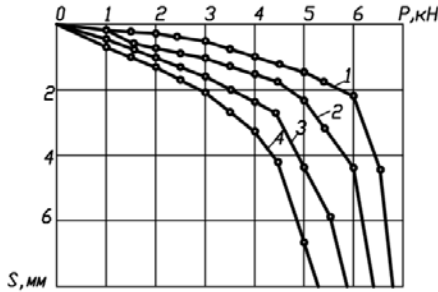
В лотке одновременно испытывали 2–3 модели с разными эксцентриситетами. Расстояние между моделями принимали не менее  $5d$ .



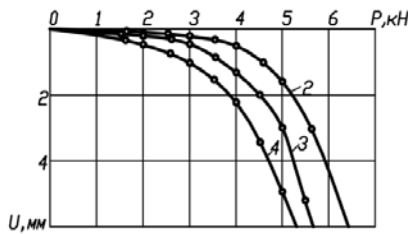
**Рис. 4.6. Зависимость между осадкой, креном и нагрузкой при  $e_0 = 0,33$ :**  
 а – в песке средней плотности; б – в суглинке тугопластичной консистенции

Усредненные графики некоторых исследований приведены на рис. 4.7. Опыты показали, что с увеличением эксцентриситета уменьшается несущая способность модели. Степень уменьшения несущей способности зависит от  $\lambda$ . При  $\lambda = 3$ ,  $e_0 = 0,5$  несущая способность в среднем уменьшилась на 15%, а при  $e_0 = 1$  – на 34% по сравнению с  $e_0 = 0$ . При  $\lambda = 4$  уменьшение несущей способности соответственно составило 11 и 28%. Относительная глубина оси вращения модели  $\bar{z}_c = 0,75$  при  $\lambda = 2$ ;  $\bar{z}_c = 0,70$  при  $\lambda = 3$ ;  $\bar{z}_c = 0,66$  при  $\lambda = 4$ .

*Исследование взаимного влияния элементов контактной поверхности – подошвы и боковой поверхности.* Опыты проводили с армированными моделями фундаментов, изготовленными в песчаном ( $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>;  $W = 0,04$ ;  $e_0 = 0,62$ ) и глинистом ( $\rho = 1,9$  г/см<sup>3</sup>;  $W = 0,135$ ;  $J_p = 0,139$ ;  $J_L = 0,036$ ;  $C = 0,031$  МПа,  $\varphi = 25^\circ$ ) основаниях. Диаметр моделей принимали одинаковым и равным 6 см, эксцентриситет вертикальной нагрузки также во всех опытах был одинаковым и равным 1 см. Взаимное влияние элементов контактной поверхности приблизительно определяли следующим образом: одновременно изготавливали и испытывали в лотке по три модели при равных значениях  $\lambda$  – заглубленный штамп, модель под подошвой и заглубленная модель. В первой модели нагрузку передавали через подошву-штамп, во второй – через боковую поверхность, в третьей – одновременно через подошву и боковую поверхность. По результатам опытов строили графики зависимости между нагрузкой и креном. Вычисляли соотношения нагрузок при равных перемещениях модели и для каждого  $\lambda$  определяли средние величины соотношений нагрузок. Затем строили суммарный график (рис. 4.8).

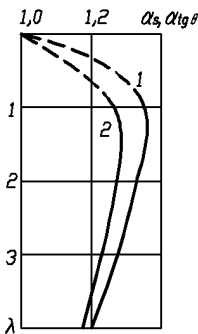


a)

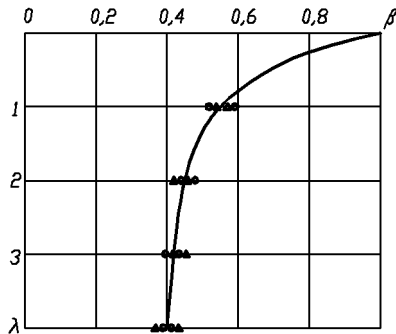


б)

Рис. 4.7. Зависимость между нагрузкой и осадкой (а);  
горизонтальным перемещением (б) модели  $d = 8$  см,  $\lambda = 3$ ;  
 $1 - e_0 = 0$ ;  $2 - e_0 = 0,375$ ;  $3 - e_0 = 0,75$ ;  $4 - e_0 = 1$



a)



б)

Рис. 4.8. Зависимость коэффициентов  $\alpha_S$  и  $\alpha_{tg\theta}$  (а);  
 $\beta$  (б) от относительного заглубления моделей:  
 $1 - \alpha_S = f(\lambda)$ ;  $2 - \alpha_{tg\theta} = f(\lambda)$ ; 3 – доля нагрузки, передаваемая через подошву;  
4 – то же через боковую поверхность

Из рисунка видно, что при совместной работе подошвы и боковой поверхности осадки и крены больше, чем при раздельной.

Доля нагрузки, приходящейся на подошву, по результатам этих опытов с увеличением  $\lambda$  постепенно уменьшается. Так, нагрузка на заглубленный штамп (при равных значениях перемещений) (из сопоставления кривых 1 и 3) для  $\lambda = 1$  составляет 55% нагрузки на заглубленный фундамент, для  $\lambda = 2 - 45\%$ ; для  $\lambda = 3 - 42\%$ , для  $\lambda = 4 - 40\%$  (рис. 4.8, б).

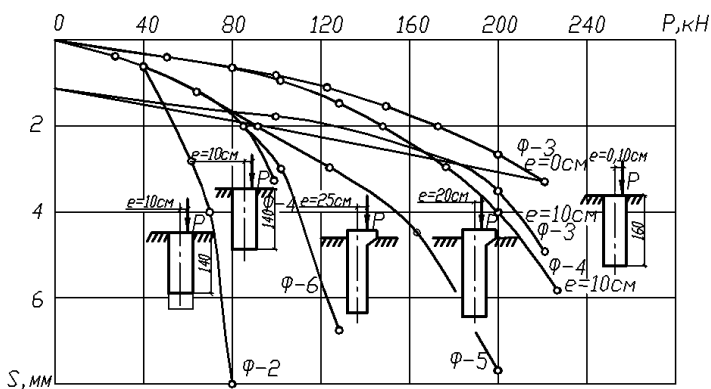
#### 4.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистом основании

В суглинках твердой и полутвердой консистенции на пяти площадках было изготовлено и испытано 23 фундамента [24].

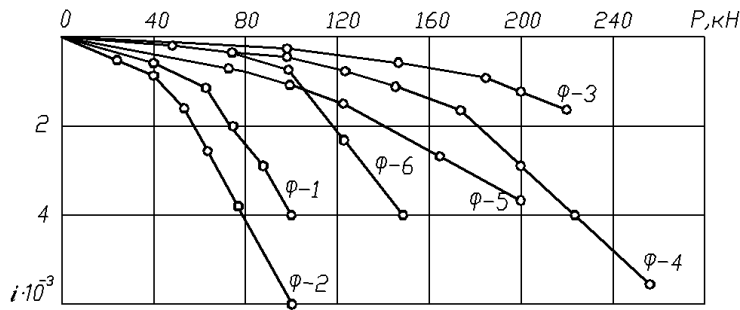
*Опыты в Калачеевском районе Воронежской области.* Вблизи сахарного завода (площадка 1) проведена серия опытов с фундаментами диаметрами 50 и 80 см. На рисунке 4.9 представлены результаты опытов с фундаментами  $d = 50$  см. Фундаменты Ф-1 и Ф-2 при одинаковой глубине заложения, равной 140 см ( $\lambda = 2,8$ ), загружали вертикальной нагрузкой ( $e_0 = 0,4$ ). Фундамент Ф-2 был изготовлен с полостью под подошвой, поэтому при действии моментной нагрузки реактивный отпор возникал только по боковой поверхности. При нагрузке более 40 кН осадка Ф-2 резко возросла. При увеличении нагрузки на 7,2 кН осадка увеличивалась на 1 мм. Усредненное значение сопротивления сдвигу  $\tau = 0,021$  МПа. Крен Ф-2 (рис. 4.9, б) в 1,5 раза превышал крен Ф-1 при одной и той же нагрузке. Разница в осадках (рис. 4.9, а) была значительно большей.

Фундамент Ф-3 ( $\lambda = 3,6$ ) вначале был испытан при действии осевой вертикальной нагрузки, а затем – с эксцентриситетом  $e_0 = 10$  см. При превышении нагрузки 175 кН осадка фундамента значительно возросла. Фундамент Ф-4 был испытан при действии внецентренной нагрузки ( $e_0 = 0,4$ ). Графики  $S = f(P)$  фундаментов 3 ( $e_0 = 0,4$ ) и 4 близко расположены (рис. 4.9, а). Однако крен Ф-3 оказался почти вдвое меньше, что объясняется предварительным нагружением этого фундамента осевой нагрузкой. Увеличение крена фундаментов ( $\lambda = 3,6$ ) до  $e_0 = 0,8$  (Ф-5) и до  $e_0 = 1$  (Ф-6) привело к существенному (соответственно на 25 и 82%) уменьшению несущей способности основания (рис. 4.9, а). Из графиков зависимости между кренами и моментами (рис. 4.9, б) видно, что при одинаковых моментах крен с меньшим значением  $e_0$  оказался выше. Это объясняется тем, что при равных моментах меньшим эксцентриситетам соответствует большая вертикальная нагрузка, приводящая к большим перемещениям фундамента. Координаты мгновенных осей вращения изменялись в таких пределах:  $\bar{z}_c$  от 0,65 до 0,70;  $\bar{x}_c$  от 6 до 8,3.

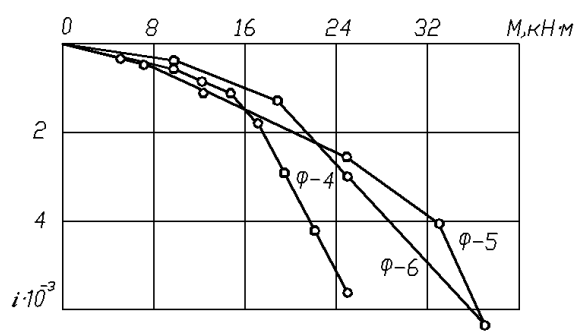
*Опыты в Калачеевском районе Воронежской области (площадка 2).* На рисунке 4.10 представлены результаты опытов с фундаментами  $d = 50$  см. Нагрузка во всех опытах прикладывалась с одинаковыми эксцентриситетами ( $e = 10$  см) за исключением опыта с Ф-14 ( $e_0 = 0$ ). В этой серии опытов исследовали влияние заглубления подошвы и боковой поверхности на крен фундаментов.



a)

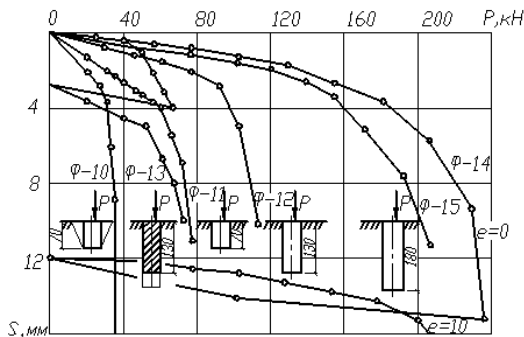


б)

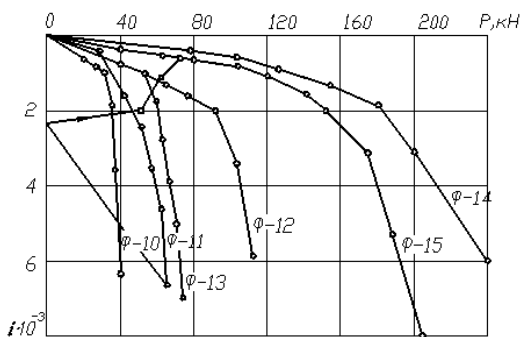


в)

**Рис. 4.9. Результаты опытов с фундаментами  $d = 50$  см:**  
 а – зависимость между нагрузкой и осадкой;  
 б – зависимость крена от вертикальной нагрузки; в – то же от момента



а)



б)

**Рис. 4.10. Результаты опытов с фундаментами  $d = 50$  см при  $e_0 = 0,4$  (за исключением Ф-14 при  $e_0 = 0$ ):**

*a* – зависимость между осадкой и нагрузкой; *б* – то же между креном и нагрузкой

Ф-10 ( $\lambda = 1,4$ ) изготовлен таких же размеров, как заглубленный фундамент Ф-11, но перед началом опыта грунт у боковой поверхности был удален и фундамент испытан как заглубленный штамп. Этим экспериментом приближенно оценивалось влияние сопротивления грунта по боковой поверхности. Крен 0,002 для Ф-11 достигался при нагрузке в 1,7 раз большей, чем для Ф-12.

В опытах с Ф-12 и Ф-13 ( $\lambda = 2,6$ ) приближенно оценивали сопротивление грунта под подошвой фундамента. Ф-13 изготовлен с полостью под подошвой. Вначале на фундамент передавалась внецентренная нагрузка ( $e_0 = 0,4$ ). Внешняя моментная нагрузка воспринималась реактивным моментом от отпора грунта по боковой поверхности. Фундамент получил крен (рис. 4.10, б).

При разгрузке крен уменьшился до некоторого остаточного значения. Затем на фундамент передавалась осевая вертикальная нагрузка, при которой происходило дальнейшее уменьшение крена. Сопротивление сдвигу по боковой поверхности фундамента  $f = 0,022$  МПа. Крен 0,002 Ф-13 соответствует нагрузке в 1,65 раз меньшей, чем крен Ф-12.

Следующую пару Ф-14 и Ф-15 ( $\lambda = 3,6$ ) нагружали при  $e_0 = 0$  и  $e_0 = 0,4$ . Несущая способность центрально нагруженного фундамента на 12% выше, чем внецентренно нагруженного ( $e_0 = 0,4$ ). После разгрузки Ф-14 испытан на действие внецентренной нагрузки при  $e_0 = 0,4$ . При  $P = 200$  кН осадка фундамента резко возросла, что свидетельствует об исчерпании несущей способности основания. Проанализировав график  $S = f(P)$  для Ф-14, можно заключить, что при  $e_0 = 0,4$  несущая способность уменьшилась на 11%. Крен Ф-14 оказался примерно на 22% меньше крена Ф-15 (при одинаковой вертикальной нагрузке), что объясняется влиянием предварительного уплотнения основания при  $e_0 = 0$ .

Подобный результат получен и на площадке 1 в опыте с Ф-3 и Ф-4 (см. рис. 4.9). Приведем численные значения координат мгновенных центров вращения Ф-15 (табл. 4.1).

Рассмотрим результаты опытов с фундаментами  $d = 80$  см. На площадке 2 Ф-16 вначале испытан при  $e_0 = 0$ , а после разгрузки – при  $e_0 = 0,5$  (рис. 4.11, а). Несущая способность при внецентренном приложении нагрузки уменьшилась на 35%. Абсцисса оси вращения при  $P = 160$  и 240 кН соответственно составила 3,33 и 2,71.

Таблица 4.1

$P, \text{кН}$	10	12	14	16	18	20
$\bar{x}_c$	8,1	7,6	5,6	6,4	5,2	4,8
$\bar{z}_c$	0,70	0,70	0,69	0,68	0,66	0,66

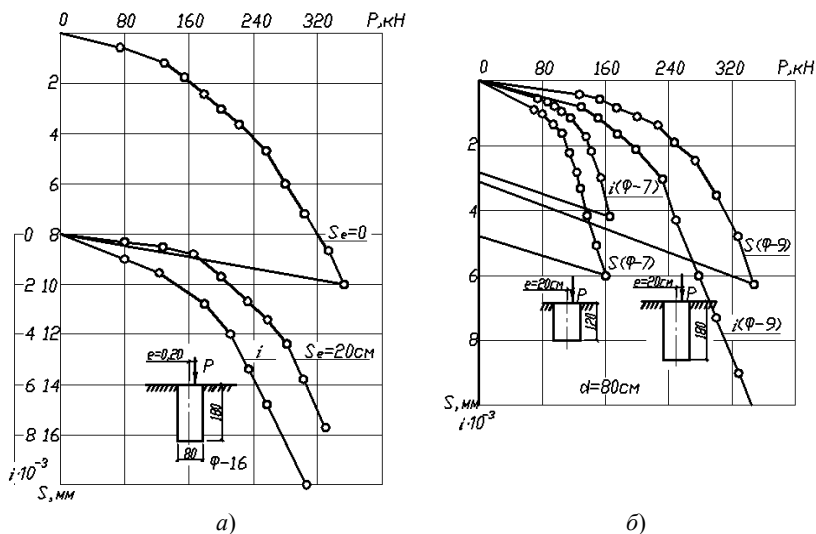


Рис. 4.11. Результаты опытов с фундаментами  $d = 80$  см:

а – влияние эксцентриситета на осадку фундамента; б – влияние заглубления фундамента на осадку и крен при постоянном эксцентриситете

При  $e_0 = 0,5$  (рис. 4.11, б)  $\Phi$ -7 имел  $\lambda = 1,5$ , а  $\Phi$ -8 –  $\lambda = 2,25$ , т.е. относительное заглубление различалось в 1,5 раза. Несущая способность  $\Phi$ -7 равна 90 кН,  $\Phi$ -9 – 250 кН, т.е. различалась в 2,77 раза. Координаты мгновенных осей вращения  $\bar{x}_c = 0,75 \dots 0,65$ ;  $\bar{y}_c = 3,7 \dots 4,1$  для  $\Phi$ -7 и  $\bar{x}_c = 5,1 \dots 5,5$  для  $\Phi$ -9.

Фундамент вначале был нагружен осевой вертикальной нагрузкой до  $P = 350$  кН (рис. 4.12), затем после разгрузки несколькими циклическими нагрузками до 225 кН достигался переход к упругому деформированию, после чего фундамент циклически нагружался с эксцентриситетами 15 см ( $e_0 = 0,375$ ) и 20 см ( $e_0 = 0,5$ ). Опыты показали, что два-три цикла нагрузки и разгрузки приводят к упругой стадии деформирования основания.

Опыты в северо-западном районе г. Курска. Относительный эксцентриситет во всех опытах принимали одинаковым (0,5), относительное заглубление меняли (1; 1,5; 2 и 3).

Результаты опытов приведены на рис. 4.13 и табл. 4.2.

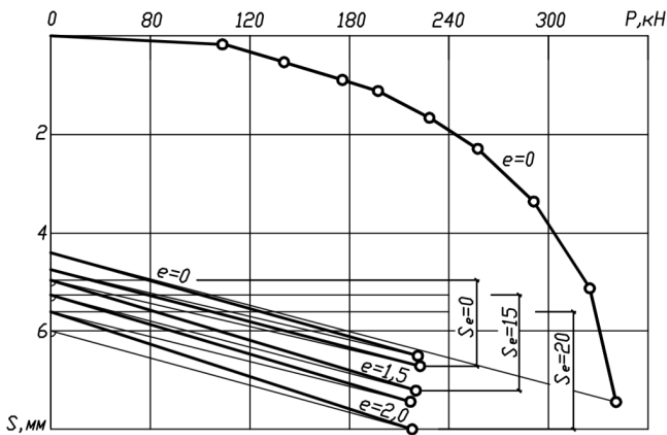


Рис. 4.12. Зависимость между осадкой и нагрузкой на фундамент  $d = 80$  см,  $\lambda = 2,25$ . Циклическое нагружение с увеличивающимся эксцентриситетом

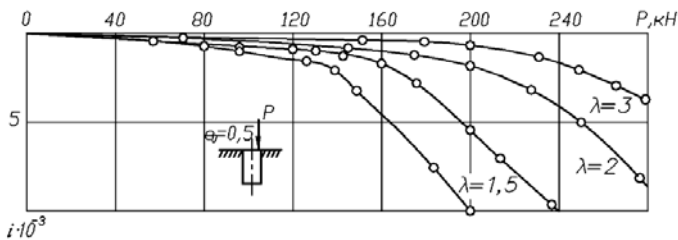


Рис. 4.13. Зависимость между креном и нагрузкой буронабивного фундамента при разных относительных заглублениях



Таблица 4.2

$P$ , кН	Перемещения фундамента	$1\lambda$	$1,5\lambda$	$2\lambda$	$3\lambda$
16	$S_0$ , мм	6,71	3,0	1,88	0,77
	$U_0$ , мм	3,25	1,47	0,73	0,31
	$i \cdot 10^{-3}$	4,65	1,64	0,78	0,24
	$\bar{x}_c$	4,61	5,73	7,53	10,1
	$\bar{z}_c$	1,1	0,92	0,72	0,66
20	$S_0$ , мм	14,32	9,75	4,57	1,32
	$U_0$ , мм	6,96	4,85	2,01	0,56
	$i \cdot 10^{-3}$	10,2	5,53	2,18	0,44
	$\bar{x}_c$	4,39	5,51	6,81	9,43
	$\bar{z}_c$	1,050	0,90	0,71	0,68
24	$S_0$ , мм	23,78	16,38	8,42	3,72
	$U_0$ , мм	11,24	9,02	3,86	1,78
	$i \cdot 10^{-3}$	18,4	10,4	4,25	1,43
	$\bar{x}_c$	4,04	5,07	6,19	8,14
	$\bar{z}_c$	0,94	0,89	0,70	0,64

Напомним, что грунт в основании – однородный слой суглинка твердой консистенции. Верхние слои чернозема и гумусированного суглинка предварительно были сняты, и опыты проводили в котловане глубиной 1,5 м, в дне которого пробурены скважины для фундаментов. Сравним полученные в опытах крены фундаментов с вычисленными по формуле (10) (СНиП П-15–74) при  $E = 14$  МПа.

Приближенно можно считать, что уменьшение крена фундаментов в основном связано с увеличением сопротивления грунта по боковой поверхности. Представленные в табл. 4.3 коэффициенты получены делением опытных величин кренов  $i_{\phi}$  на вычисленные  $i_{\text{расч.шт}}$  по СНиП П-15–74 для незаглубленных штампов.

Эмпирическая формула имеет вид

$$i_{\phi} = i_{\text{расч.шт}} \beta_{\lambda}.$$

Таблица 4.3

$P$ , кН	Коэффициенты $\beta_{\lambda}$ при $\lambda$			
	1	1,5	2	3
16	0,131	0,046	0,022	0,007
20	0,233	0,126	0,050	0,010
24	0,350	0,200	0,081	0,027

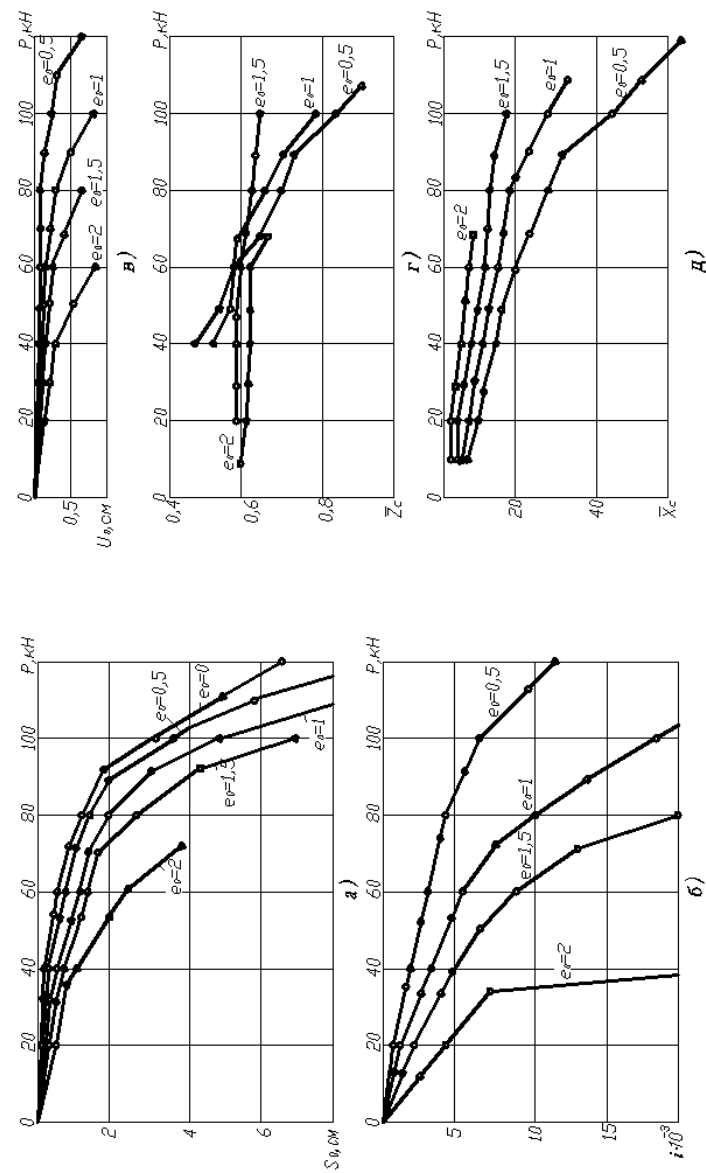
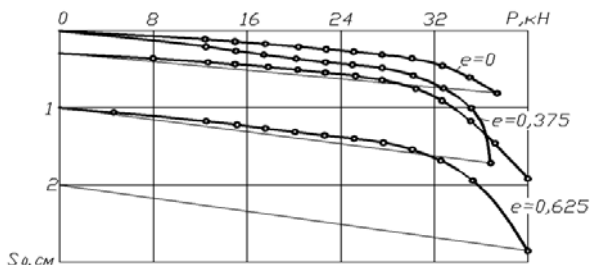
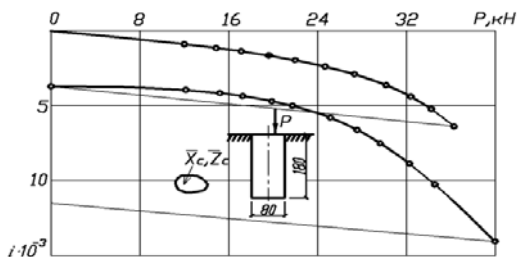


Рис. 4.14. Зависимость между нагрузкой и осадкой (а), креном (б), горизонтальным перемещением (в) модели, относительными координатами мгновенной оси вращения  $\bar{z}_c$  (г) и  $\bar{x}_c$  (д) модели при  $\lambda = 2,5$

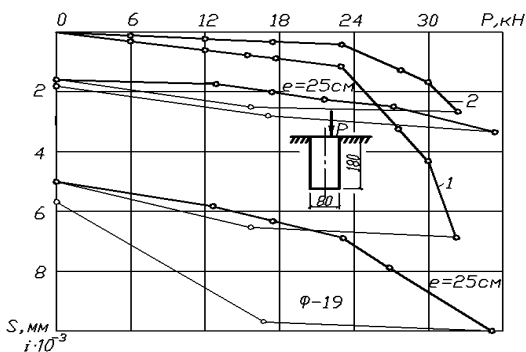
Опыты в г. Курске на промышленной базе ОПМК. На площадке 4 были изготовлены и испытаны 2 одинаковых по размерам фундамента  $d = 80$  см,  $\lambda = 180$  см ( $\lambda = 2,25$ ). На один из них передавалась ступенчато возрастающая вертикальная осевая нагрузка (рис. 4.15, а), а на второй – внецентренная



а)



б)



в)

Рис. 4.15. Результаты опытов с фундаментами  $d = 80$  см,  $\lambda = 2,25$ : зависимости между нагрузкой и осадкой (а), нагрузкой и креном – б) (площадки 4); между нагрузкой и осадкой (кривая 1), нагрузкой и креном (кривая 2) – в) (площадка 3)

вертикальная нагрузка. В I цикле нагружения  $e_0 = 0,375$ , во II –  $e_0 = 0,625$ , т.е. на 60% больше. Как показали опыты, при внецентренном нагружении осадка фундамента при одинаковых нагрузках была больше, чем при центральном. При повторном нагружении с большим эксцентриситетом крен фундамента при нагрузке более 250 кН возрастал с увеличивающейся скоростью. На рисунке 4.15, б показана область расположения мгновенных осей вращения. Крен, вычисленных по СНиП для незаглубленного штампа при  $e_0 = 0,375$  и  $P = 240$  кН, в 12,7 раз превышает крен опытного фундамента.

*Опыт в г. Курске на территории гормолзавода (площадка 3).* На фундамент передавалась вертикальная нагрузка сначала с эксцентриситетом  $e_0 = 0,5$ , а затем (после разгрузки) – с эксцентриситетом  $e_0 = 0,625$  (рис. 4.15, б). Осадки фундамента превышали горизонтальные перемещения. Равнодействующая вектора перемещений составляла угол наклона к горизонтали, равный в среднем  $62^\circ$  (интервал изменения равен  $61...65^\circ$ ). Положение мгновенных осей вращения видно на рис. 4.15. В I цикле нагружения  $\bar{z}_c = 0,70$ ;  $\bar{x}_c = 6,8$ , во II –  $\bar{z}_c = 0,95$ ;  $\bar{x}_c = 8,0$ . Крен фундамента при  $e_0 = 0,5$  и  $P = 225$  кН равен 0,000364, а крен, вычисленный по формуле (10) (СНиП П-15–74) при  $E = 12,5$  МПа равен 0,037. Соотношение кренов – 0,0098 ( $\lambda = 2,25$ ) близко к полученному в других опытах (табл. 4.3).

#### **4.3. Лабораторные опыты в песчаном основании при поверхностной передаче нагрузки**

В основании, уплотненном до  $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>, поставлено 44 опыта. Результаты опытов при  $\lambda = 2,5$  представлены на рис. 4.14. Как видно из рисунка, несущая способность основания уменьшается с увеличением эксцентриситета, особенно при небольших заглублениях. Предельное состояние здесь наступает при незначительных осадках и происходит внезапно. При этом модель совершает вращательное движение. Графики осадок укладываются в более узкую область, чем графики кренов.

В опытах при  $\lambda = 0,5$ ,  $e_0 = 0,25...1$  модель получает осадку, и мгновенная ось находится в левой (отрицательной) области значений. Учитывая, что в большинстве опытов  $\bar{x}_c$  находились в отрицательных областях значений, условимся знак минус перед величинами  $\bar{x}_c$  не ставить. Случаи расположения  $\bar{x}_c$  в положительной области в тексте оговариваются. Так, при  $e_0 = 1,5$  и  $\lambda = 0,5$  центр модели получил перемещение вверх, т.е. мгновенная ось вращения располагалась в положительной области. При этом происходил отрыв большей части подошвы от основания. Опыт, как правило, проводили до достижения осадки около 10 см, если модель не получила преждевременного непрерывного вращения, как, например в опытах при  $\lambda = 0,5$ ,  $\lambda = 2,5$ ,  $e_0 = 1,5$  и 2. В случае более заглубленных моделей ( $\lambda \geq 2,5$ ) несущую способность основания определить трудно, поэтому одновременно анализировали все данные рассматриваемого опыта. Мгновенная ось вращения во всех опытах при  $\lambda = 1...3,5$  находилась за пределами модели в отрицательной области, и отрыва подошвы от основания не происходило.

В опытах при  $\lambda = 0; 0,5$  и  $1$  максимальное горизонтальное перемещение не превышало  $4$  мм, а в опытах с  $\lambda = 1,5; 2,5$  и  $3,5 - 1,2$  см.

Координата  $\bar{x}_c$  увеличивалась с ростом нагрузки. При больших эксцентриситетах влияние нагрузки уменьшалось.

По мере увеличения  $e_0$  координата  $\bar{x}_c$  приближается к модели. На основе графического представления данных  $\bar{x}_c = f(\lambda, e_0, P)$  эмпирическая формула может быть представлена линейной функцией

$$\bar{x}_c = a + b\lambda + ce_0 + g\bar{P},$$

где  $\bar{P} = P/P_0$ ,  $P_0 = 1$  кН.

Методом наименьших квадратов получены следующие величины коэффициентов:  $a = 6,575$ ,  $b = 0,513$ ,  $c = -4,097$ ,  $g = 0,3133$ .

Аппликата мгновенной оси вращения несколько возрастает с увеличением нагрузки.

Для предельной нагрузки  $\bar{z}_{c \text{ пр}} \approx 0,665$ , что может быть принято для расчета. Эмпирическая формула имеет вид

$$\bar{z}_c = 0,8747 - 0,1244\lambda - 0,093e_0 + 0,00292\bar{P}.$$

Крен модели может быть вычислен по формуле

$$i = 0,00135\lambda^{-1,089} e_0^{0,883} \bar{P}^{-0,660}.$$

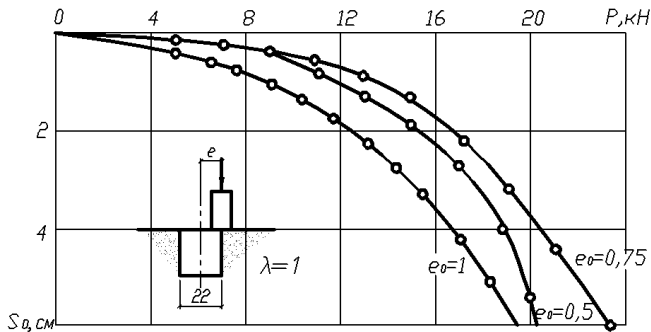
Несущая способность основания

$$\Phi = (19,43 + 30,64\lambda - 14,19e_0)P_0, \text{ кН.}$$

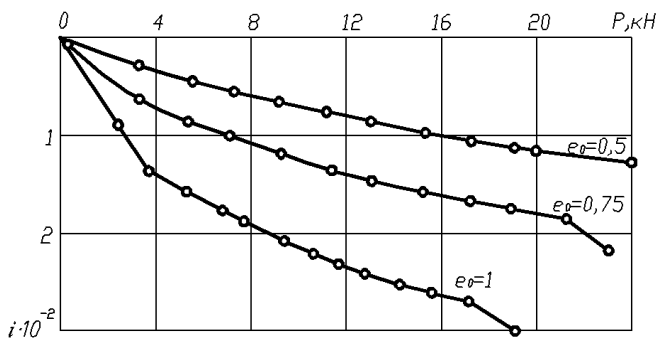
*Опыты в рыхлом основании.* В рыхлом основании ( $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>) было поставлено  $14$  опытов. На модели  $d = 22$  см передавалась поверхностная ступенчато возрастающая внецентренная нагрузка. Опыты проводили до достижения осадки  $10$  см (при больших эксцентриситетах). Результаты трех опытов при  $\lambda = 1$  приведены на рис. 4.16.

В процессе роста нагрузки на модель одновременно увеличивались осадка, крен и горизонтальное перемещение. При  $\lambda = 0; 0,5$  и  $1$  максимальное горизонтальное перемещение не превышало  $4$  мм, при  $\lambda = 1,5$  оно составило  $1,0 \dots 1,2$  см, после чего резко увеличивался крен модели. Во всех опытах с увеличением нагрузки координата  $x_c$  постепенно возрастала от  $1 \dots 4$  до  $10 \dots 58$ , а так как  $x_c$  определяется отношением осадки модели к крену, то осадка увеличивалась с ростом нагрузки быстрее, чем крены. При равных значениях  $\lambda$  меньшим эксцентриситетам соответствуют большие скорости увеличения  $x_c$ .

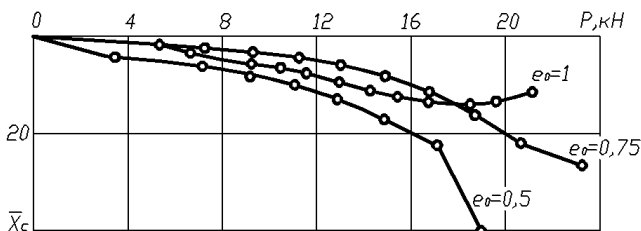
Координата  $\bar{z}_c$  в течение опыта оставалась примерно постоянной. Для  $\lambda = 0,5$   $\bar{z}_{c \text{ ср}} = 0,93$ ; для  $\lambda = 1$  и  $1,5$   $\bar{z}_{c \text{ ср}} = 0,6$ .



a)



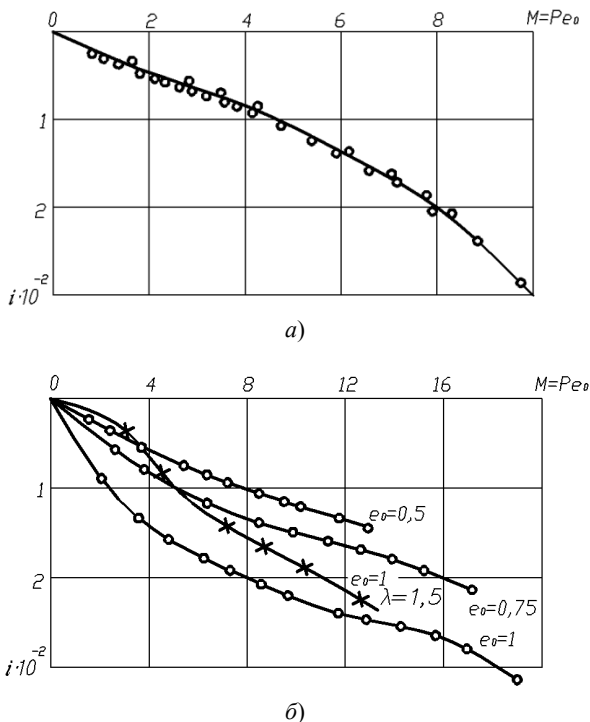
б)



в)

**Рис. 4.16. Зависимость между нагрузкой и осадкой (а), креном (б), координатой  $x_c$  (в) при  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda = 1$**

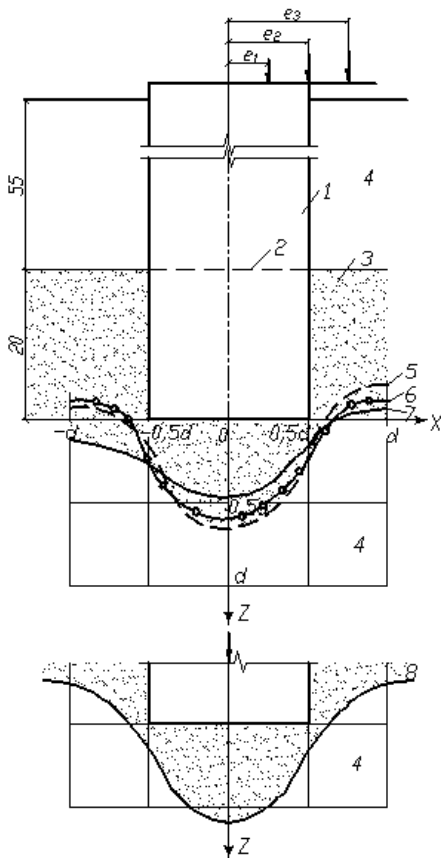
Зависимость крена от момента для  $\lambda = 0,5$  может быть представлена одной кривой (рис. 4.17), т.е. три графика практически совпали. При  $\lambda = 1$  графики не совпали, поэтому меньшим значениям крена соответствовал меньший крен.



**Рис. 4.17. Зависимость между креном и моментом при  $\lambda = 0,5$  (а),  $\lambda = 1$  (б)**

*Размеры и форма уплотненного ядра.* Модель фундамента  $d = 22$  см продавливалась через слой окрашенного песка толщиной 20 см и шириной 10 см (рис. 4.18). Песок в основании имел плотность  $\rho = 1,7$  г/см<sup>3</sup>. Опыты проводили при  $\lambda = 2,5$  и  $e_0 = 0; 0,5; 1,5$ . После погружения модели на 20 см, т.е. до начального положения нижней границы слоя окрашенного песка, в основании отрывался шурф. Очертание нижней границы слоя окрашенного песка замерили в вертикальной плоскости, совпадающей с направлением момента.

В случае осевой вертикальной нагрузки под подошвой образовывалось коническое тело высотой  $1,23r$  с закругленной вершиной и диаметром на уровне подошвы  $1,14d$ . За пределами конического тела зафиксирован подъем нижней границы слоя, обусловленный боковым перемещением грунта. При  $e_0 = 0,5$  высота конического тела такая же, как и при центральной нагрузке. Увеличение эксцентриситета до величины радиуса ( $e_0 = 1$ ) привело к уменьшению высоты конического тела до  $1,06r$  и смещению вершины в сторону, противоположную нагрузке.



**Рис. 4.18. Очертание нижней границы окрашенного слоя песка после продавливания через него модели фундамента при разных эксцентриситетах приложения нагрузки:**  
 1 – модель; 2 – верхняя граница полосы окрашенного песка (3);  
 4 – неокрашенный песок; 5 – 8 – нижняя граница окрашенной полосы после вдавливания модели при  $e_0 = 0,5; 1; 1,5; 0$

#### 4.4. Лабораторные опыты в песчаном основании при шарнирной передаче нагрузки

По данной схеме загрузки при  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$  поставлено 38 опытов. Для примера на рис. 4.19 приведены графики зависимости перемещений моделей от нагрузки при  $\lambda = 2$ . Кривые  $S = f(P)$  для разных эксцентриситетов близко подходят друг к другу, а в отдельных случаях совпали. В опытах при



$\lambda = 2$  и  $e_0 \geq 1,25$  вертикальные перемещения направлены вверх, и координата  $\bar{x}_c$  расположена в области положительных значений. На последних ступенях нагружения при  $e_0 = 1,5$  и  $2$  вся подошва модели отрывалась от основания.

С увеличением эксцентриситета до  $1,25r$  равномерно увеличивался крен. В опытах при  $e_0 = 1,25 \dots 2$  крен изменялся в меньшей степени. Предельное состояние основания сопровождалось резким увеличением крена.

Горизонтальное перемещение модели при  $\lambda \leq 1$  не превышало 5 мм, при больших значениях  $\lambda - 15$  мм. Зависимость координат мгновенных осей вращения  $\bar{x}_c$  и  $\bar{z}_c$  от нагрузки и относительных эксцентриситетов представлена на рис. 4.19,  $\varepsilon, \delta$ . Практически во всех опытах величина  $\bar{x}_c$  уменьшалась с ростом нагрузки, т.е. мгновенная ось вращения приближалась к модели. При одинаковых нагрузках большим эксцентриситетам соответствовали меньшие значения  $\bar{x}_c$ . На рисунке 4.19,  $\delta$  вертикальная шкала с делениями 0-10-20 относится к опытам при  $e_0 = 0,125$  и  $0,25$ , а с делениями 0-2-4 – к остальным опытам.

Абсциссы осей вращения на рис. 4.19,  $\delta$  могут быть представлены параллельными прямыми. При увеличении нагрузки на 1 кН величины  $\bar{x}_c$  в среднем уменьшаются на 0,086. Координата  $\bar{z}_c$  при изменении  $e_0$  от 0,125 до 1 при увеличении нагрузки на 1 кН в среднем возрастает на  $7,5 \cdot 10^{-2}$ .

В результате расчета по методу наименьших квадратов с учетом и без учета влияния нагрузки получены следующие формулы:

$$\begin{aligned}\bar{x}_c &= 3,933 + 3,563\lambda - 8,599e_0; \\ \bar{x}_c &= 2,702 + 4,794\lambda - 9,21e_0 - 0,00932 \bar{P}; \\ \bar{z}_c &= 0,660 + 0,0516\lambda + 0,0582e_0; \\ \bar{z}_c &= 0,6135 - 0,0894\lambda + 0,1283e_0 + 0,00158 \bar{P}.\end{aligned}$$

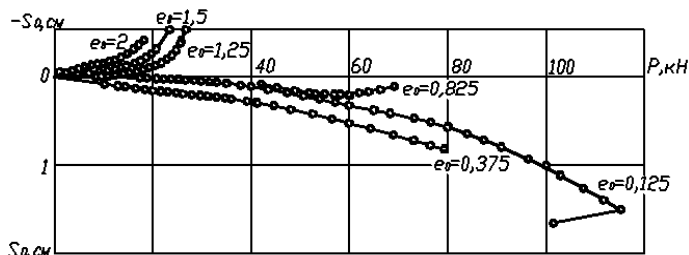
Зависимость между креном, нагрузкой, относительными заглублениями и эксцентриситетами получена в виде

$$i = 0,000353\lambda^{-1,889} e_0^{1,377} \bar{P}^{1,37}.$$

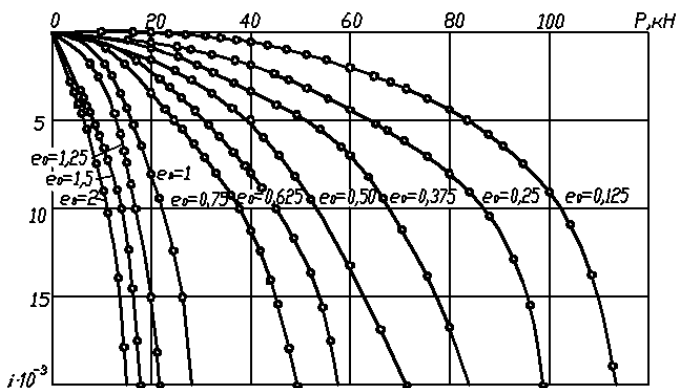
Для 22 опытов при  $\lambda = 0,5; 1$  и  $2$  построены графики  $\lg P - \lg i$ . По пересечению линейных участков графиков найдены значения несущей способности основания и соответствующие величины кренов –  $\Phi$  и  $i$ . Предлагается степенная зависимость между относительными значениями кренов и нагрузок  $i/i_0 = (P/\Phi)^m$ , где  $m$  – коэффициент, определенный по способу наименьших квадратов, равный  $1,472 \pm 0,198$  при коэффициенте вариации  $v = 0,134$  и показателе точности  $P = 0,049$ . Крен фундамента при нагрузке  $0 < P \leq \Phi$  может быть приближенно вычислен по формуле

$$i \cdot 10^3 = \frac{\Phi e_0}{1,588(\lambda - 0,261)} (P/\Phi)^{1,472}.$$

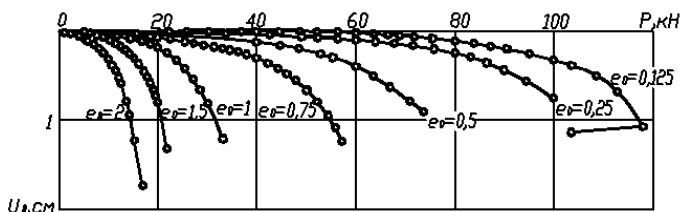
Приняв  $K = i_{0 \text{ расч}} / i_{0 \text{ опыт}}$ , получим  $K = 1 \pm 0,388$  при показателе точности, равном 0,146.



а)

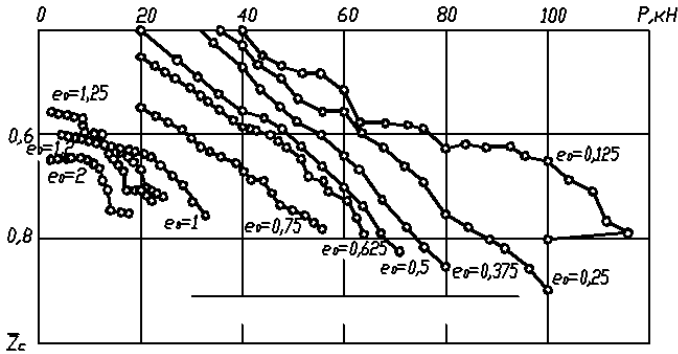


б)

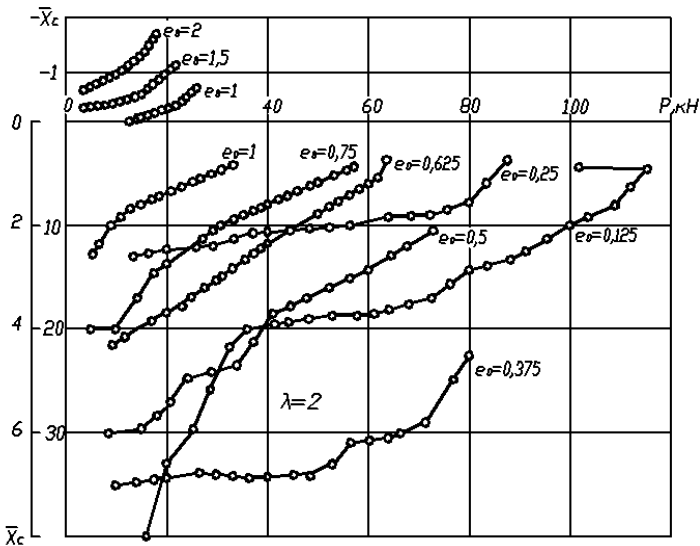


в)

Рис. 4.19. Зависимость между нагрузкой и осадкой (а), креном (б), горизонтальным перемещением (в) модели, относительными координатами мгновенной оси вращения  $\bar{z}_c$  (з) и  $\bar{x}_c$  (д) при  $\lambda = 2$



с)

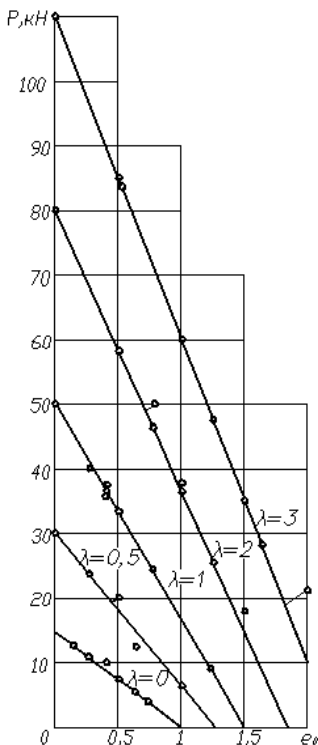


д)

Рис. 4.19. Окончание

Для пользования формулой необходимо учитывать зависимость  $\Phi = f(\lambda)$ . Зависимость несущей способности основания от относительного эксцентриситета и заглубления показана на рис. 4.20. Точки на графиках соответствуют полученным из каждого опыта значениям разрушающих нагрузок. Эмпирическая зависимость имеет вид

$$\Phi = (19,72 + 41,66\lambda - 55,48e_0) P_0.$$



**Рис. 4.20. Графики зависимости несущей способности основания от эксцентриситета и заглупления модели**

Относительная глубина оси вращения при предельных нагрузках практически не зависит от  $e_0$ . Для  $\lambda = 0,5$   $\bar{z}_{c\text{cp}} = 1$ ; для  $\lambda = 1$   $\bar{z}_{c\text{cp}} = 0,833$  при вариации значений от 0,611 до 0,979; для  $\lambda = 2$   $\bar{z}_{c\text{cp}} = 0,75$  при вариации от 0,707 до 0,81; для  $\lambda = 3$   $\bar{z}_{c\text{cp}} = 0,67$  при вариации от 0,63 до 0,71.

Крены, соответствующие предельным нагрузкам при  $\lambda = 0,5 \dots 3$ , в среднем примерно одинаковы для всех опытов и равны 0,024 (интервал изменения составляет от 0,0178 до 0,0298).

Средние горизонтальные перемещения модели при предельных нагрузках практически не зависят от  $e_0$ : для  $\lambda = 0,5$   $U_{\text{cp}} = 0,1$  см; для  $\lambda = 1$   $U_{\text{cp}} = 0,39$  см; для  $\lambda = 2$   $U_{\text{cp}} = 0,82$  см; для  $\lambda = 3$   $U_{\text{cp}} = 1,14$  см.

Осадки модели при предельных нагрузках уменьшались с увеличением эксцентриситета. Абсцисса оси вращения значительно уменьшалась с увели-

чения  $e_0$ . Прямые на рис. 4.20 проведены до оси нагрузок. Однако при небольших эксцентриситетах (произведения  $e_0\lambda$ ) уменьшение  $\Phi$  с увеличением  $e_0$  незначительное и соизмеримо с погрешностью опытов. На графиках это не показано.

Рассмотрим произведение предельной нагрузки на относительный эксцентриситет  $\Phi e_0$ , которое назовем предельным моментом. Во всех случаях после достижения определенных величин  $e_0$ , больших для больших  $\lambda$ ,  $\Phi e_0$  уменьшается. Эти значения эксцентриситетов превышают предельные ( $\lambda = 2$ ), при которых происходит отрыв подошвы от основания, или равны им.

Средние значения  $e_0$  могут быть приняты для  $\lambda = 0$  ( $e_0 = 0,25 \dots 0,65$ )  $\Phi e_0 = 3$  кН (интервал изменения 2,5...3,37 кН); для  $\lambda = 0,5$  ( $e_0 = 0,25 \dots 0,65$ )  $\Phi e_0 = 9,37$  кН (интервал изменения 8,25...11,5 кН); для  $\lambda = 1$  ( $e_0 = 0,375 \dots 1$ )  $\Phi e_0 = 15,44$  кН (интервал изменения 13...18,75 кН); для  $\lambda = 2$  ( $e_0 = 0,375 \dots 2$ )  $\Phi e_0 = 32,43$  кН (интервал изменения 30...38,25 кН). Зависимость между средними значениями  $\Phi e_0$  и  $\lambda$  линейная, удовлетворяющая уравнению

$$\Phi e_0 = (2,723 + 13,92\lambda - 1,882e_0)P_0.$$

Приближенно можно принять

$$\Phi e_0 = 3P_0(1 + 5\lambda).$$

чением  $e_0$ . В среднем при  $\lambda = 0,5$   $\bar{x}_c = 1,15$ ; при  $\lambda = 1$   $\bar{x}_c = 1,4$ ; при  $\lambda = 2$   $\bar{x}_c = 2,3$ ; при  $\lambda = 3$   $\bar{x}_c = 3,5$ . Отрыв подошвы от основания отмечался при следующих значениях эксцентриситетов:

$$\begin{aligned} \lambda = 0, \quad e_{0 \text{ пр}} &= 0,25; \\ \lambda = 0,5, \quad e_{0 \text{ пр}} &= 0,375; \\ \lambda = 1, \quad e_{0 \text{ пр}} &= 0,50; \\ \lambda = 2, \quad e_{0 \text{ пр}} &= 0,75; \\ \lambda = 3, \quad e_{0 \text{ пр}} &= 1. \end{aligned}$$

Зависимость между  $e_{0 \text{ пр}}$  и  $\lambda$  имеет вид

$$e_{0 \text{ пр}} = 0,25 (1 + \lambda).$$

С целью установления направления поверхностей скольжения по срезу полос в некоторых опытах в лотке размером  $2,4 \times 1,9 \times 2$  м в основании заглубленных моделей  $d = 22$  см устраивали сетку из вертикальных и горизонтальных полос окрашенного песка. Одна из полученных в этих опытах схем следов поверхностей скольжения приведена на рис. 4.21. В опытах при  $\lambda = 0,5$  и 1 под подошвой модели на глубине радиуса зафиксирован прогиб горизонтальных полос со стороны нагрузки и выгиб – с противоположной стороны. Срез или резкий излом вертикальных полос определил форму сдвигаемого под подошвой объема грунта. В результате опытов выявлена параболическая форма сдвигаемого тела глубиной до  $0,5t$ .

Характер разрушения грунта у передней грани такой же, как и в опытах с горизонтальной нагрузкой (см. гл. 3).

Форма тела выпора в плане близка к круглой, выходящей из концов диаметра модели, перпендикулярного моментной нагрузке. Длина зоны выпора для  $\lambda = 1$  составляет до  $1,5d$ ; для  $\lambda = 2$  – до  $2,3d$ ; для  $\lambda = 3$  – до  $3d$ . Длина зоны деформации значительно больше – до  $4,5d$ .

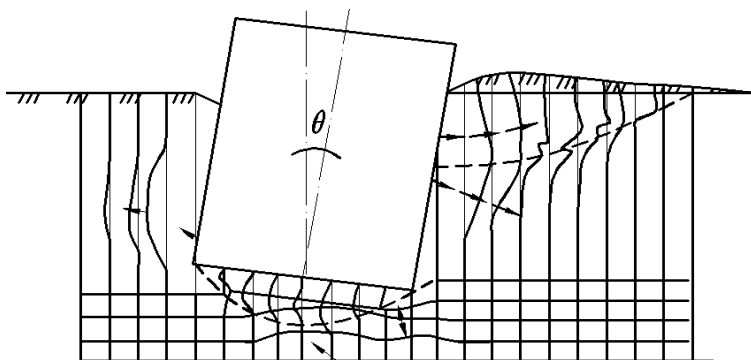


Рис. 4.21. Схемы следов поверхностей скольжения

*Влияние цикличности нагрузки.* Опыт проводили при  $\lambda = 1$ ,  $e_0 = 0,375$  и  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ . При повторных нагружениях с ростом нагрузки до величины предыдущей ступени крены почти не увеличивались (рис. 4.22). Упругие составляющие кренов незначительны.

Координаты  $\bar{x}_c$  находились в пределах от 4 до 6, они плавно (до 10%) возрастали на ветви нагружения и уменьшались на ветви разгрузки. Координаты  $\bar{z}_c$  в I–IV циклах нагружения находились в пределах 0,64...0,7 и в V–VI циклах – 0,7...0,84.

*Характер перемещений поверхности основания.* Рассмотрим результаты замера вертикальных перемещений поверхности ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ). Для примера на рис. 4.23 приведены эпюры перемещений ( $\lambda = 2$ ). Подъем поверхности со стороны передней грани достигал значительной величины (до 10 мм) и фиксировался на расстоянии до  $4,5d$  от оси модели. Он обусловлен выдавливанием грунта боковой поверхности модели. Подъем грунта со стороны задней грани, по-видимому, вызывался вертикальными перемещениями песка, выдавливаемого из-под подошвы. Кроме того, возможен некоторый подъем грунта и со стороны задней грани вследствие зацепления и сцепления зерен песка.

*Картина трещинообразования в опытах с поверхностной передачей нагрузки.* В опыте при  $\lambda = 0$ ,  $e_0 = 0,25$  трещины находились в пределах вытянутой полосы шириной до  $2d$  и длиной  $2d$ , расположенной у оси  $x$ .

При  $\lambda = 0,25$  и  $e_0 \geq 0,25$  отмечали систему радиальных трещин за задней гранью и ограничивающую кольцевую трещину, удаленную от модели на  $2,7d$ .

По данным опытов с  $\lambda = 0,5$  и  $e_0 \geq 0,25$  трещины располагались за задней полуокружностью модели. Радиальные трещины длиной от 1,5 до  $3,5d$  (по оси  $x$ ) ограничены плавной кольцевой трещиной.

При  $\lambda = 1$  и  $e_0 = 0,25$  трещины образовались вокруг модели.

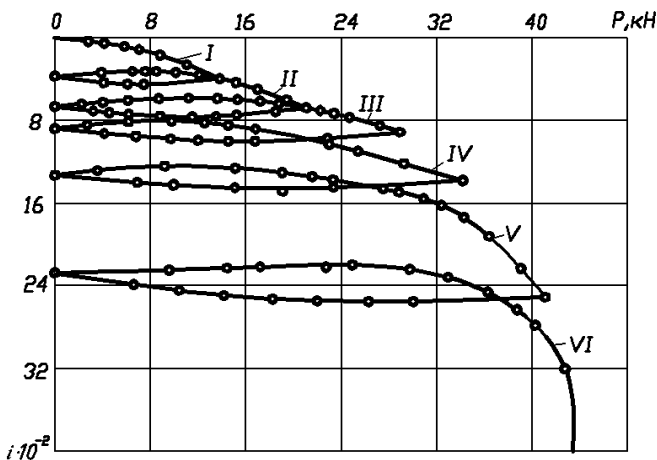
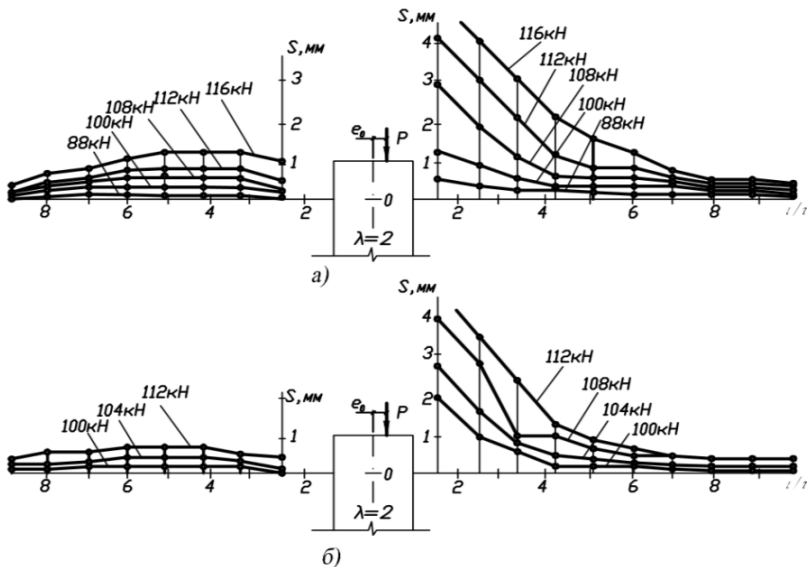


Рис. 4.22. Испытание модели на внецентренное циклическое нагружение ( $d = 22 \text{ см}$ ;  $\lambda = 1$ ;  $e_0 = 0,375$  и  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ )



**Рис. 4.23. Эпюры вертикальных перемещений поверхности основания модели ( $\lambda = 2$ ):**  
 $a - e_0 = 0,125$ ;  $b - e_0 = 0,25$

Область с трещинами средним диаметром  $7d$  смещена в сторону, противоположную эксцентриситету. В опыте при  $\lambda = 1$  и  $e_0 = 1$  трещины исходили из задней полуокружности. Кольцевая ограничивающая трещина была удалена от модели на  $4d$  (по оси  $x$ ) и на  $2,7d$  (от оси  $y$ ).

В опытах с  $\lambda = 1,5$ ,  $e_0 = 0,25$  и  $0,50$  кольцевые и радиальные трещины образовались вокруг модели на расстоянии до  $3d$ . В случаях с  $e_0 = 0,5$  область трещинообразования более смещена в сторону задней грани, в отличие от опытов с  $e_0 = 0,25$ . Увеличение эксцентриситета привело к полному смещению трещин за заднюю полуокружность. Радиальные трещины длиной до  $5,5d$  ограничивались кольцевой трещиной. В большинстве случаев область трещинообразования расположена симметрично относительно плоскости действия момента.

В опыте при  $\lambda = 2,5$ ,  $e_0 = 0,75$  радиальные трещины по оси  $x$  отходили от модели до  $4,5d$ , по оси  $y$  – на  $3,5d$ . Радиальные трещины ограничивались кольцевой трещиной.

В процессе роста нагрузки на модель постепенно увеличивались осадка, крен и горизонтальное перемещение (в положительном направлении оси  $x$ ). При достижении предельной нагрузки координата  $z_c$  резко уменьшалась, т.е. центр вращения смещался к поверхности, а модель – в сторону задней грани. Со стороны передней грани модель отрывалась от основания. Грунт из-под подошвы модели выдавливался в направлении задней грани. На поверхности со стороны эксцентриситета образовывался зазор между моделью и грунтом.

Результаты замера плотности грунта на уровне подошвы модели ( $\lambda = 1$ ,  $e_0 = 1$ ) после ее погружения на 2 см подтвердили ранее высказанные соображения о выдавливании грунта в сторону задней грани. Трещины появились при нагрузке 70% предельной. По окончании опыта со стороны передней грани зафиксирована щель в 1,5 см.

*Картина трещинообразования в опытах с шарнирной передачей нагрузки.* В опытах при  $\lambda = 0$ ,  $e_0 = 0,125$  и  $0,25$  трещины образовались со стороны передней грани.

Характер трещинообразования при  $\lambda = 0,5$  и  $1$  одинаков. В основном трещины имели радиальные направления и исходили из передней полуокружности. Длина трещин по оси  $x$  не превышала расстояния  $1,5d$  от модели, а по оси  $y - 1d$ . Трещина за задней гранью возникала при  $e_0 = 0,125$  (в отдельных опытах при  $e_0 = 0,25$ ) на расстоянии  $0,5d$  от модели; в одном опыте ( $\lambda = 0,5$  и  $e_0 = 0,375$ ) она имела форму дуги окружности с центром по оси  $x$ .

В опытах при  $\lambda = 2$  и  $e_0 = 0,125$ ;  $0,25$ ;  $0,375$  трещины появились со стороны задней грани на расстояниях соответственно равных  $1d$ ,  $0,75d$  и  $0,5d$  от модели. Как правило, образовывалось по одной прямой трещине или в виде дуги окружности с центром на оси  $x$  длиной  $(2...2,5)d$ , расположенной перпендикулярно плоскости действия момента. При больших эксцентриситетах трещины за задней гранью не возникали. Со стороны передней грани они образовывались во всех случаях на всей передней полуокружности и имели радиальное направление. В некоторых случаях и на отдельных участках появлялись кольцевые или близкие к ним трещины. Длина радиальных трещин по оси  $x$  достигала  $(1,5...2)d$ , а при отклонении от оси  $x$  уменьшалась до  $(0,3...0,7)d$ .

Рассмотрим в качестве примера процесс разрушения основания при  $\lambda = 2$ ,  $e_0 = 1,5$ . При  $P = 12$  кН трещины появились с обеих сторон модели по направлению диаметра, перпендикулярного плоскости действия момента. При увеличении нагрузки до 18 кН трещины развивались – увеличивались их длина и ширина раскрытия, возникали радиальные трещины со стороны передней грани. При нагрузке 20 кН отчетливо виден сдвиг и выпор грунта у поверхности со стороны передней грани, перемещения модели не стабилизировались. На следующей ступени нагружения (21 кН) резко увеличились крен и горизонтальное перемещение модели. Ближайший к модели индикатор со стороны передней грани показал подъем поверхности на 3,9 мм, с противоположной – подъем на 0,61 мм.

В опыте при  $\lambda = 3$  ( $P = 128$  кН,  $e_0 = 0,25$ ,  $S = 0,62$  см,  $u = 11$  см,  $\bar{x}_c = 26,12$ ,  $\bar{z}_c = 0,92$ ) индикаторы, поставленные с обеих сторон модели, не фиксировали вертикальных перемещений поверхности основания. В другом опыте при  $\lambda = 3$  ( $P_{\max} = 28$  кН,  $e_0 = 2$ ,  $S = 0,26$  см,  $i = 0,0221$ ,  $u = 1,14$  см,  $\bar{x}_c = 1,09$ ,  $\bar{z}_c = 0,78$ ) наблюдался подъем грунта со стороны передней грани на 4,6 см, за задней гранью перемещения поверхности не отмечено. В опытах при  $\lambda = 3$  отчетливо видно, что с увеличением  $e_0$  координата  $\bar{x}_c$  смещается к модели.

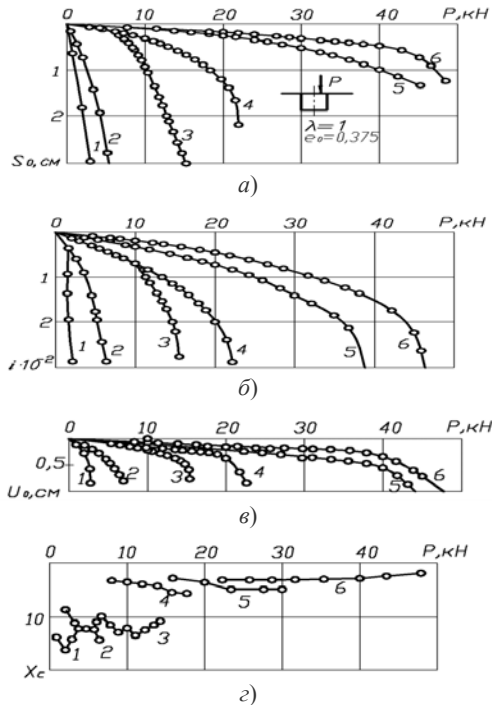
В зависимости от соотношения  $e_0$  и  $\lambda$  составляющие перемещений модели при предельной нагрузке изменялись. При относительно малых эксцентриситетах ( $\lambda = 0,5$ ,  $e_0 = 0,125$ ;  $\lambda = 1$ ,  $e_0 = 0,125...0,250$ ;  $\lambda = 2$ ,  $e_0 = 0,125...0,5$ ) осад-



ка модели превышала 1 см. В этих опытах предельное состояние основания возникало под подошвой модели и со стороны передней грани. Грунт из-под подошвы выдавливался в обе стороны, но преимущественное смещение было направлено к задней грани. Предельная нагрузка приводила к резкому увеличению крена модели. Трещины образовывались с обеих сторон.

При больших величинах эксцентриситетов осадка на последних ступенях нагружения была менее 1 см (с увеличением  $e_0$  осадка уменьшалась). Предельная нагрузка вызывала резкое увеличение крена и горизонтального перемещения. Грунт из-под подошвы не выдавливался в сторону задней грани или выдавливался в таком количестве и при таких перемещениях, что трещинообразования не возникало.

*Влияние плотности песчаного основания на перемещения модели.* Опыты проводили при  $\lambda = 1$  и  $e_0 = 0,375$  в трехкратной повторности (рис. 4.24). Сравнение нагрузок при одинаковых кренах (0,001...0,003) показало, что с увеличением плотности основания на  $0,1 \text{ г/см}^3$  нагрузка в среднем увеличивалась на 20 кН, а крен уменьшался в 9 раз.



**Рис. 4.24.** Влияние плотности основания на перемещения модели. Зависимость между нагрузкой и осадкой (а), креном (б), горизонтальным перемещением (в), координатой  $X_c$  (г),  $\rho$  ( $\text{г/см}^3$ ):

1 – 1,5; 2 – 1,55; 3 – 1,6; 4 – 1,65; 5 – 1,7; 6 – 1,75

Если нагрузку при  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$  принять за 1, то нагрузку при других значениях  $\rho_i$  по постоянных  $i$  можно вычислить по формуле

$$P_{\rho_i} = P_{\rho_i=1,7} \cdot \frac{P_{\rho_i=1,5}}{0,2}.$$

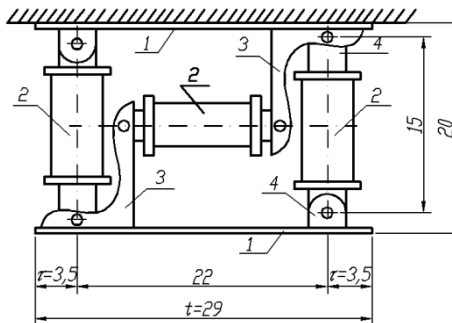
Предельную нагрузку на основание ( $\rho \geq 1,65 \text{ г/см}^3$ ) можно определить по очертаниям кривых. При меньшей плотности кривые более плавны, без характерных переломов. Координаты мгновенных осей вращения  $\bar{z}_c$  и  $\bar{x}_c$  при кренах 0,001...0,003 примерно постоянны:  $\bar{z}_c \approx 0,7...1$ ;  $\bar{x}_c \approx 3,6...14,2$  ( $\rho = 1,75...1,5 \text{ г/см}^3$ ).

#### 4.5. Исследование контактных давлений

Опыты проводили с двумя крупномасштабными тензомоделями фундаментов. В одной модели вся контактная поверхность являлась измерительной системой [24]. Определяли нормальные и касательные напряжения на отдельных площадках. Во второй тензомодели измеряли только контактные давления на подошве.

*Распределение напряжений по подошве и боковой поверхности тензомодели.* Основными конструктивными элементами модели являлись тензоблоки  $d = 40 \text{ см}$ ,  $l = 155 \text{ см}$ , состоящие из двух пластин размерами  $28 \times 8 \times 0,5 \text{ см}$  и шарнирно прикрепленных к ним трех дюралюминиевых трубок (рис. 4.25) диаметрами  $5 \text{ см}$  и длиной  $10 \text{ см}$ .

Две трубки поставлены перпендикулярно пластинам и предназначены для измерения нормальных усилий; а третья, расположенная вдоль пластин, служила для замера равнодействующей касательных напряжений. Особое внимание при изготовлении тензоблоков уделено обеспечению их жесткости, неизменяемости и точной посадке шарниров. Как показал опыт работы с тензоблоками, надежные результаты (при исключении смещения в шарнирах) могут быть получены, если начальный отсчет берется после предварительного нагружения системы первой ступенью.



**Рис. 4.25. Конструкция тензоблока:**

1 – опорные пластины; 2 – тензотрубки; 3 – уголки; 4 – шарниры

На внутреннюю поверхность каждой трубки вдоль образующих были наклеены по четыре рабочих проволочных тензодатчика сопротивлением  $R = 200 \pm 20$  Ом и базой 2 см. В поперечном сечении датчики образовывали угол  $90^\circ$ . Тензодатчики внутри трубок попарно соединяли последовательно, а на выходе – параллельно. При этом сопротивление тензоэлемента равнялось сопротивлению одного датчика. Для предотвращения обрыва проводов их выводы крепились на вставленную в трубку панель, сделанную из оргстекла в виде диска. Компенсационный датчик помещали на пластинке, изготовленной из материала трубки и прикрепленной ко второму диску из оргстекла. Все трубки в собранном виде многократно тарируют на рычажном прессе. Затем проверяли работу трубок в тензомодели, после ее сборки.

Тензоблоки крепили к тавровой балке Н20, служащей каркасом модели (рис. 4.26). Вдоль каждой стенки балки устанавливали по пять тензоблоков (с шагом 30 см) и закрепляли болтами. К наружным пластинам тензоблоков крепили полукольца высотой 29,5 см, так что между ними имелись зазоры в 1 см. К верхнему кольцу балки приваривали металлический диск диаметром 40 см, толщиной 2 см. Через него передавалась нагрузка на модель. У нижнего конца балки горизонтально устанавливали два тензоблока и к ним крепилось днище – стальной диск диаметром 40 см, толщиной 1,5 см. Между всеми элементами контактной поверхности модели оставляли зазоры. Перед испытанием их закрывали полосами из полиэтиленовых пленок. Для придания шероховатости наружную поверхность модели покрывали эпоксидным клеем и обсыпали песком. Смонтированную модель опробовали загрузкой на жестком основании без обсыпки грунтом по боковой поверхности.

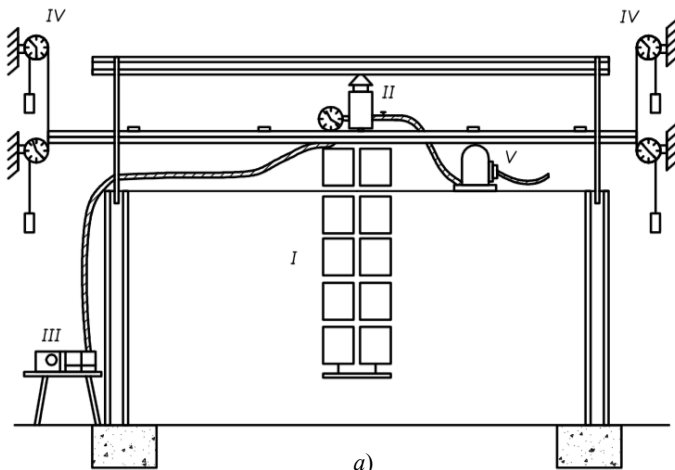
Определяли показания тензодатчиков, и с помощью тарировочных графиков вычисляли усилия, передаваемые на трубки. Нумерация измеряемых равнодействующих сил показана на рис. 4.27, в. По значениям равнодействующих с помощью расчетных формул вычисляли контактные напряжения.

Принимали, что давления на подошве в направлении действия момента изменялись по линейному закону (по трапеции), давления поперек действия момента и касательные напряжения распределены равномерно.

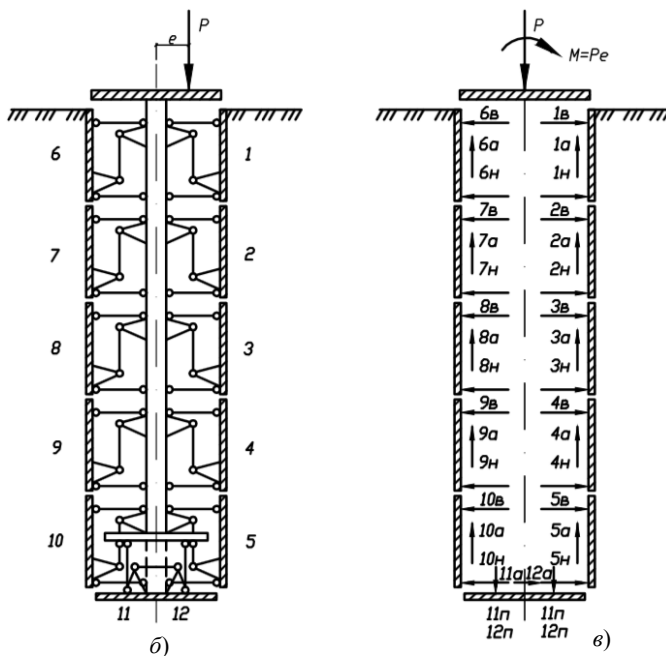
Песок укладывали слоями и уплотняли ручными трамбовками ( $\rho = 1,65$  г/см<sup>3</sup>). Плотность укладки песка контролировали отбором проб режущими кольцами. Вначале песок укладывали до уровня подошвы, по уровню устанавливали модель, а затем его укладывали до требуемой отметки.

Модель заглубляли на 120 и 150 см. При каждом заглублении проводили по три серии опытов  $1 - e_0 = 0,25; 0,5; 0,75$ ;  $2 - e_0 = 0,25; 0,5; 0,75$ ;  $3 - e_0 = 0,5; 0,75$ . После испытания при каждом значении эксцентриситета модель разгружали, а затем нагружали, но при другом эксцентриситете согласно принятой схеме и т.д. По окончании каждой серии опытов песок в лотке укладывали заново. С целью выявления влияния неточностей в изготовлении моделей на показания некоторых трубок, а также проверки отдельных результатов проводили циклические загрузки модели при  $e_0 = 0,5$  и  $0,75$ ,  $P = 19,2$  и  $24$  кН.

Отсчеты по прогибомерам снимали сразу после приложения нагрузки и далее через 15 и 30 мин, 1 ч 45 мин. За этот период достигалась условная стабилизация перемещений модели (0,01 мм/ч).



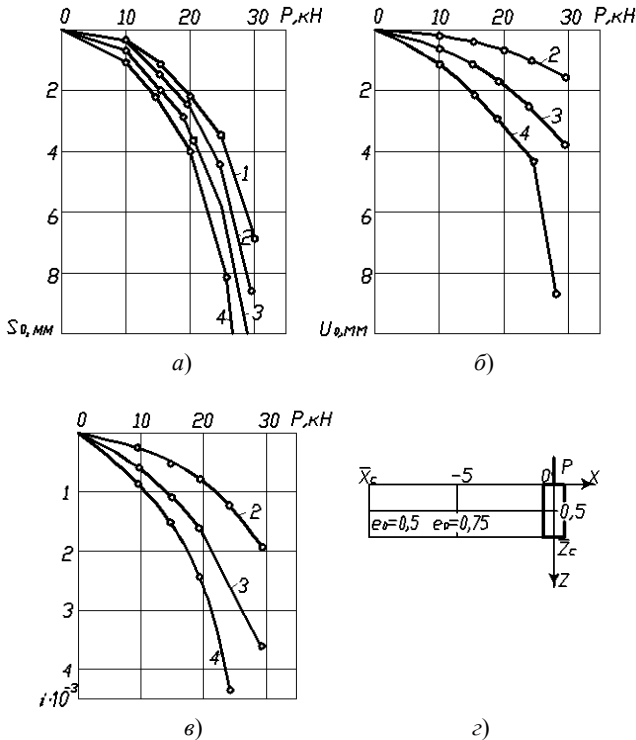
a)



б)

в)

Рис. 4.26. Схема испытания тензомодели (а), расчетная схема (б), обозначения усилий в трубках (в):  
 1 – 12 – номера тензоблоков; I – тензомодель; II – дократ;  
 III – измерительная аппаратура; IV – прогибомеры; V – насосная станция

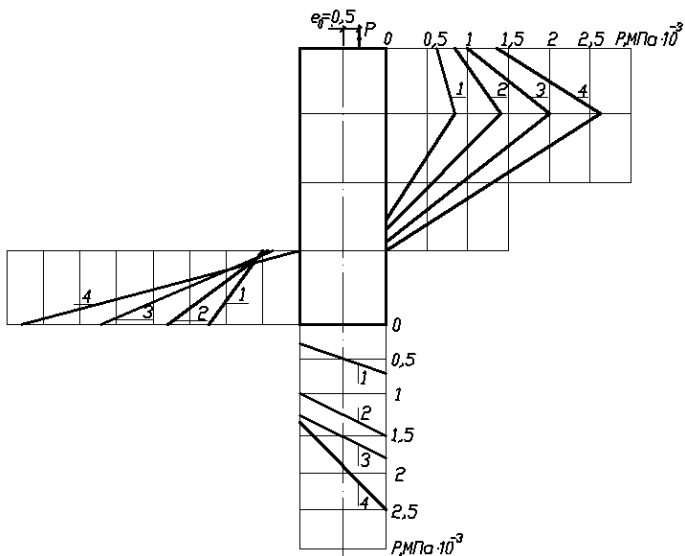


**Рис. 4.27.** Зависимость между нагрузкой и осадкой (а), горизонтальным перемещением (б), креном (в), положением координат мгновенных осей вращения (г) при  $e_0$ : 1 – 0; 2 – 0,25; 3 – 0,5; 4 – 0,75

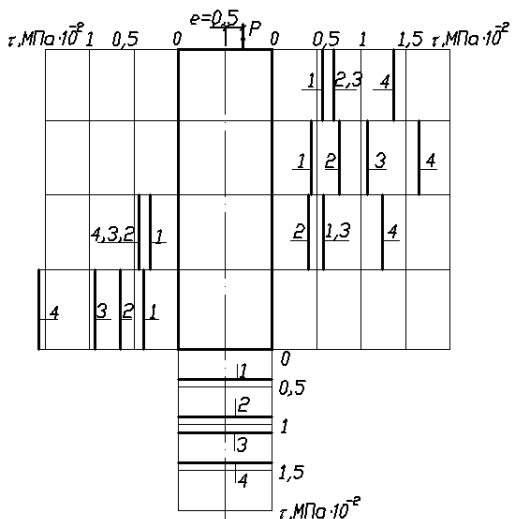
Показания датчиков регистрировали с помощью тензостанции ВСТ-4 (цена деления  $0,5 \cdot 10^{-5}$  отн. ед.) до и после обсыпки модели, а также на каждой ступени через 45 мин и 1 ч 45 мин после приложения нагрузки.

Результаты замера перемещений в одном из опытов приведены на рис. 4.27. С увеличением эксцентриситета перемещения моделей возрастали. Здесь же показано положение мгновенных осей вращения для  $e_0 = 0,5$  и  $0,75$ . Характерные эпюры нормальных и касательных напряжений даны на рис. 4.28.

Расчеты показали, что величины реактивных моментов при нагружении моделей с  $\lambda = 3$  и  $3,75$  складываются за счет: а) неравномерного распределения нормальных давлений по подошве (10...15 и 8...12%); б) разности суммарных значений сил трения по передней и задней граням (8...12 и 8...15%); в) горизонтальных сил трения по подошве (10...13 и 8...10%), отпора по боковой поверхности (72...60 и 76...83%).



а)



б)

Рис. 4.28. Эпюры нормальных (а) и касательных (б) напряжений ( $e_0 = 0,5$ ).

Нагрузки (кН):

1 – 9,6; 2 – 19,2; 3 – 24; 4 – 33,6

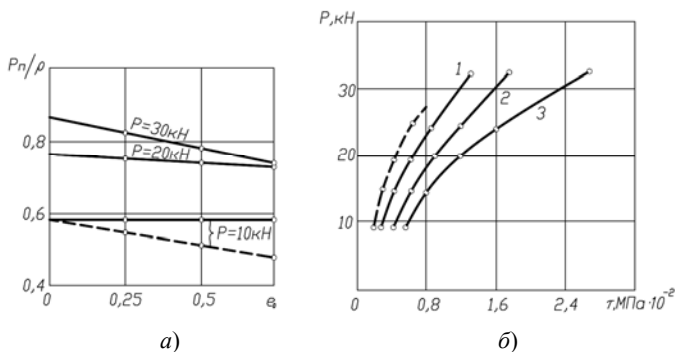
Во всех опытах отрыва подошвы от основания не наблюдалось. В то же время распределение давлений с возрастанием усилий к передней грани было симметричным. С ростом нагрузки, эксцентриситета ее приложения и с уменьшением глубины заложения фундамента разница в значениях краевых напряжений увеличивается. Так, при испытании фундамента, заглубленного в грунт на 120 см, нагруженного вертикальной нагрузкой 33,6 кН с эксцентриситетом 15 см, краевые напряжения отличались в 5 раз. Нагрузка, передающаяся на основание через подошву, составляла от 50 до 80% полной нагрузки на модель (рис. 4.29, а). Для более заглубленных моделей она была меньше, а с ростом внешней нагрузки – увеличивалась.

Касательные напряжения по подошве развивались по мере роста моментной нагрузки (рис. 4.29, б).

В пределах участка линейной зависимости перемещений от нагрузки эпюра горизонтальных давлений по боковой поверхности почти линейно изменялась по высоте фундамента. С увеличением моментной нагрузки и уменьшением заделки модели в грунт эпюры давлений становились более криволинейными, что согласуется с данными других авторов.

Разработанная конструкция модели позволила получить надежные результаты в процессе всего испытания.

*Распределение давлений по подошве модели.* Проведены две серии опытов. В одной из них домкрат устанавливали на крышке модели. Головка поршня домкрата имела сферическое очертание. Под упорной балкой устанавливали два динамометра, площадь опорных шайб которых составляла 12,8 см<sup>2</sup>. Такая передача силы, как мы полагаем, была шарнирной. В одной серии опытов (Г. Муса и Г. Каля) шарнир также помещали непосредственно под упорной балкой [54]. Затем было проведено несколько опытов с установкой дополнительного шарнира на крышке модели. Перемещения модели (крен и горизонтальное перемещение) в этом случае оказались большими, чем при расположении шарнира только у опорной балки.



**Рис. 4.29.** Доля нагрузки, передающаяся на основание при разных  $e_0$  (а); зависимость между касательными напряжениями, нагрузкой и относительными эксцентриситетами (б):

1 – 0,25; 2 – 0,5; 3 – 0,375; сплошные линии –  $\lambda = 3$ , пунктирные –  $\lambda = 3,75$

Передачу нагрузки на модель в первой серии опытов будем называть по-верхностной, во второй – шарнирной. Песок в обоих случаях опытов уплотня-ли ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ).

*Поверхностная передача нагрузки.* Относительный эксцентриситет на-грузки во всех опытах этой серии принимали одинаковым и равным 0,5 [28]. С увеличением относительного заглубления  $\lambda$  от 0 до 2 многократно уменьша-лись осадка и крен. Так, при нагрузке 42 кН соотношения осадок и кренов при  $\lambda = 0$  и 2 соответственно равны 6,4 и 12,5. Для незаглубленного фундамента отмечался отрыв подошвы от основания вблизи задней грани. В остальных опытах отрыва не происходило. С увеличением относительного заглубления эпюры давлений грунта выравнились относительно вертикальной оси фун-дамента, уменьшался реактивный момент отпора по подошве при все более возрастающем сопротивлении боковой поверхности (рис. 4.30). Эпюры давлени-ей грунта по оси фундамента возрастали почти пропорционально нагрузке. Для заглубленных фундаментов эпюры имели четкую седловидную форму. Равнодействующая реактивного отпора по подошве при  $\lambda = 0$  отклонялась от оси на 7,2 см, при  $\lambda = 0,5$  – на 2,5 см; при  $\lambda = 1$  – на 2 см и при  $\lambda = 2$  – на 1,6 см. Заметим, что эксцентриситет действующей нагрузки равен 10,5 см.

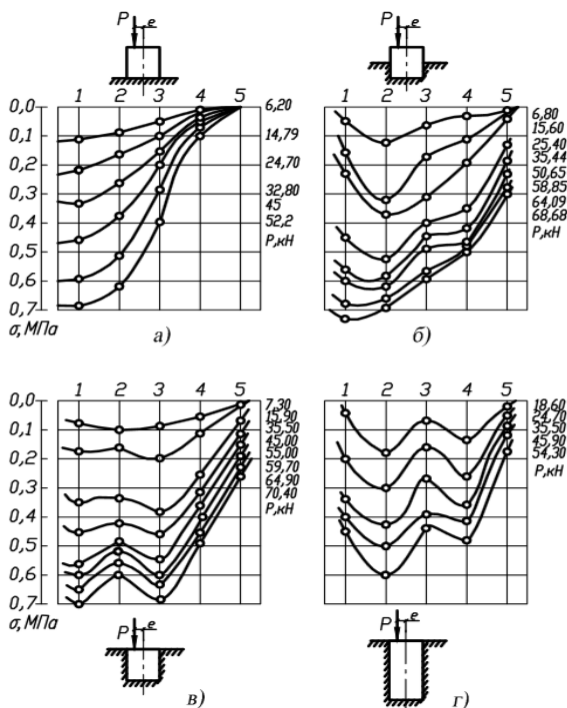


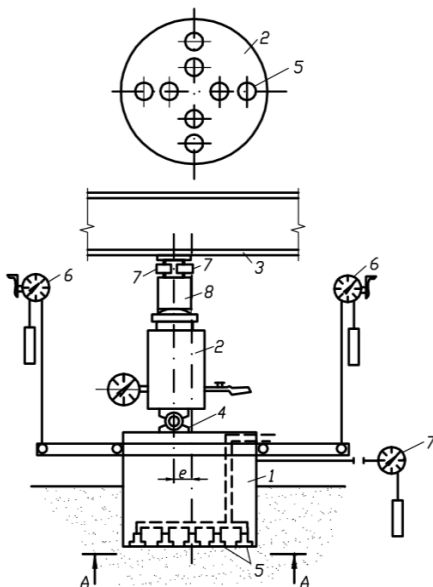
Рис. 4.30. Эпюры нормальных контактных давлений грунта при  $\lambda$ :  
а – 0; б – 0,5; в – 1; г – 2



Предельная нагрузка была достигнута только при  $\lambda = 0$  и составила 45,5 кН. Среднее давление по подошве с учетом зоны отрыва равно 0,4 МПа. Несущая способность основания незаглубленного фундамента, нагруженного осевой вертикальной силой, получена равной 60 кН или на 32% больше, чем нагруженного внецентренной силой. Предельное состояние основания достигнуто в обоих случаях при одинаковых осадках, равных 2,3 см.

В опытах при  $\lambda = 0$  и 0,5 вели наблюдения за вертикальными перемещениями грунта со стороны задней грани модели по диаметральному направлению в плоскости действия момента. При  $\lambda = 0$  с начальной ступеней нагружения отмечался подъем грунта. С увеличением нагрузки скорость перемещений росла и при изменении нагрузки от 45,5 до 57,2 кН увеличилась на 70%. Максимальные перемещения зафиксированы на расстоянии  $1r$  от грани модели. В опыте при  $\lambda = 0,5$  наблюдалась осадочная воронка. Осадка поверхности на расстоянии  $1r$  от модели при максимальной нагрузке составила 0,73 мм. В случае незаглубленного фундамента трещины на поверхности имели радиальное направление и зафиксированы на расстоянии  $1d$  от модели.

*Шарнирная передача нагрузки.* Было изготовлено специальное приспособление, обеспечивающее точное положение цилиндрического шарнира. Нагрузочное устройство, схема установки приборов, методика подготовки и проведения опытов принимались такими же, как и в первой серии опытов [28] (рис. 4.31).



**Рис. 4.31.** Схема испытательной установки при шарнирной передаче нагрузки:

- 1 – тензомодель; 2 – гидравлический домкрат; 3 – упорная балка;  
 4 – цилиндрический шарнир; 5 – грунтовые динамометры; 6 – прогибометры;  
 7 – динамометры сжатия; 8 – металлическая вставка

При возрастании нагрузки грузочное устройство наклонялось, и шарнир перемещался по дуге. Верх силового устройства у опорной балки во время опыта оставался неподвижным. От поворота грузочного устройства появлялась горизонтальная составляющая силы. Максимальная величина этой составляющей не превышала 1% величины вертикальной силы, а максимальный момент от горизонтальной силы не превышал 9% момента внецентренной вертикальной силы.

По вычисленным значениям  $S$ ,  $U$ ,  $i$ ,  $x_c$  и  $z_c$  построены графики их зависимости от вертикальной силы. Для примера приведены графики при  $\lambda = 0,5$  (рис. 4.32).

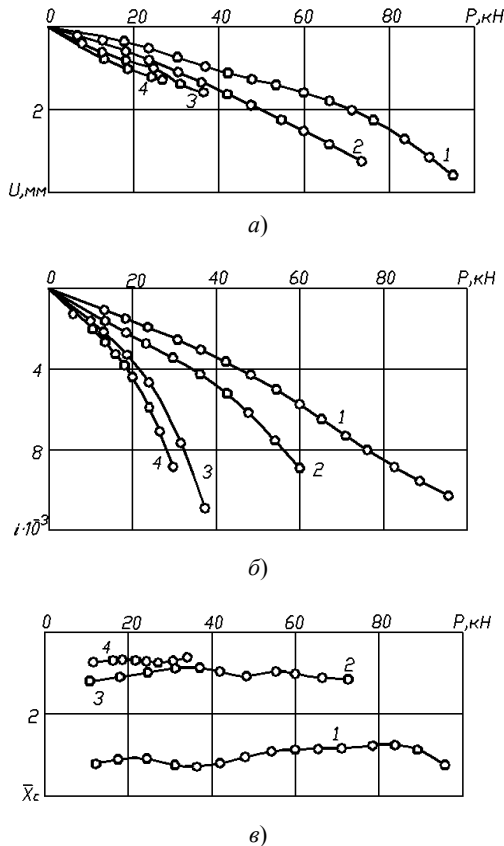


Рис. 4.32. Зависимость между нагрузкой и горизонтальным перемещением (а); креном (б); координатой  $\bar{x}_c$  (в), ( $\lambda = 0,5$ ) при  $e_0$ :

1 – 0,25; 2 – 0,375; 3 – 0,5; 4 – 0,625

Во всех опытах  $S$  и  $U$  не превышали 1 см, а  $i - 0,02$ . Значения предельных нагрузок, полученные в опытах на осевую вертикальную нагрузку с этими не модельями фундаментов, в таком же основании равны:

$$\begin{aligned} \lambda = 0, & P_{\text{пр}} = 60 \text{ кН}, S_{\text{пр}} = 2,3 \text{ см}; \\ \lambda = 0,5, & P_{\text{пр}} = 120 \text{ кН}, S_{\text{пр}} = 2,5 \text{ см}; \\ \lambda = 1, & P_{\text{пр}} = 180 \text{ кН}, S_{\text{пр}} = 3,5 \text{ см}. \end{aligned}$$

Достижимые в опытах нагрузки и соответствующие перемещения были меньше предельных, поэтому основание под моделью находилось в стадии уплотнения. Величины максимальных нагрузок ограничивались пределом измерения напряжений грунтовыми динамометрами. По результатам опыта с незаглубленной моделью определено среднее значение модуля деформации  $E = 31$  МПа. Вычисленные значения кренов по формуле К. Е. Егорова [13] (формула 8, СНиП П-15-74) и значения по результатам опыта при  $\lambda = 0$  приведены в табл. 4.4.

Как видно из табл. 4.4, опытные значения крена примерно вдвое превышают расчетные, что согласуется с [1].

Рассмотрим влияние относительного заглубления на величину кренов. В таблице 4.5 приведены экспериментальные данные.

**Таблица 4.4**

$P, \text{ кН}$	$e_0 = 0,25$		$e_0 = 0,375$		$e_0 = 0,5$	
	опыт	расчет по СНиП	опыт	расчет по СНиП	опыт	расчет по СНиП
6	0,0020	0,0007	0,0023	0,0011	0,0039	0,0015
12	0,0036	0,0015	0,0047	0,0022	0,0079	0,0030
18	0,0045	0,0022	0,0097	0,0033	0,0127	0,0045
30	0,0069	0,0037	0,0017	0,0051	–	–
42	0,0095	0,0052	–	–	–	–

**Таблица 4.5**

$P, \text{ кН}$	$e_0 = 0,25$			$e_0 = 0,375$		
	$\lambda = 0$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 1$	$\lambda = 0$	$\lambda = 0,5$	$\lambda = 1$
6	0,0020	0,0004	0,0002	0,0023	0,0007	–
12	0,0036	0,0009	0,0004	0,0047	0,0013	0,00035
18	0,0045	0,0016	0,0006	0,0087	0,0020	0,00097
30	0,0069	0,0025	0,0010	0,0170	0,0036	0,0024
42	0,0095	0,0037	0,0014	–	0,0050	0,0043
54	–	0,0050	0,0029	–	0,0077	0,0067
66	–	0,0064	0,0042	–	–	0,0094

$P$ , кН	$e_0 = 0,5$			$e_0 = 0,75$		
6	0,0039	0,0008	0,0004	–	–	–
12	0,0079	0,0021	0,0007	–	0,00306	–
18	0,0127	0,0035	0,0016	–	0,0067	–
30	–	0,0087	0,0040	–	0,0169	–
42	–	–	0,0070	–	0,0438	–
54	–	–	0,0088	–	–	–
66	–	–	0,0120	–	–	–

С увеличением относительного заглубления от 0 до 0,5 крен уменьшается в среднем в 3,5 раза, с увеличением заглубления от 0 до 1 – в 8 раз.

Зависимость перемещений от нагрузки близка к линейной. Положение мгновенных осей вращения представлено на рис. 4.33.

Приведены значения  $\bar{x}_c$  (табл. 4.6).

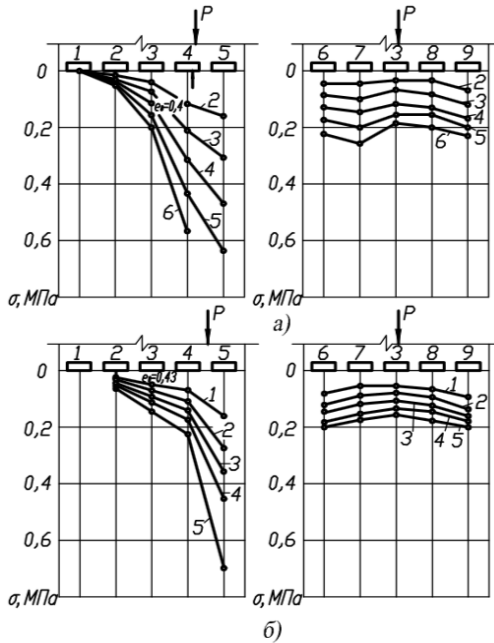


Рис. 4.33. Эпюры нормальных контактных давлений грунта на подошву модели при  $\lambda = 0,5$ ; а –  $e_0 = 0,5$ ; б –  $e_0 = 0,625$ . Нагрузки (кН): 1 – 6; 2 – 12; 3 – 18; 4 – 24; 5 – 30; 6 – 36

Таблица 4.6

$\lambda$	$e_0$			
	0,25	0,375	0,5	0,62
0	1,00	0,833	0,583	–
0,5	2,50	1,00	0,855	0,69/0,60
1	3,65	1,75	1,160	0,50/0,60

Примечание. В знаменателе приведены значения  $\bar{z}_c$ .

При значениях  $\bar{x}_c > 1$  мгновенная ось вращения располагается за пределами модели, при  $\bar{x}_c < 1$  – в пределах контура модели, при этом происходит отрыв подошвы от основания. С увеличением  $e_0$  ось вращения приближалась к вертикальной оси модели и при некотором его значении  $\bar{x}_c$  становилась менее единицы. По мере увеличения  $\lambda$  подошва отрывается при больших значениях начальных эксцентриситетов. Так, для  $\lambda = 0$  отрыв наблюдался при  $e_0 > 0,25$ , для  $\lambda = 0,5$  – при  $e_0 \geq 0,375$ , для  $\lambda = 1$  – при  $e_0 > 0,50$ .

Осадка модели  $S$  и горизонтальное перемещение  $U$  почти во всех опытах увеличивались с ростом эксцентриситета.

Эпюры контактных давлений показаны на рис. 4.33. В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента, эпюры имели слабовыраженную седловидную форму. Почти во всех опытах их очертания были одинаковые, и ординаты возрастали пропорционально нагрузке. Подобные эпюры описаны в [7, 23]. Так как нагрузка на основание не достигла предельной, то не наблюдалось трансформации эпюр давлений, отмеченной в [34]. Эпюры контактных давлений в плоскости действия момента имели очертание, близкое к прямолинейному.

Сравним результаты опытов двух серий. В таблице 4.7 приведены значения кренов для  $e_0 = 0,5$ .

Таблица 4.7

$P$ , кН	Поверхностная передача нагрузки при $\lambda$ :			Шарнирная передача нагрузки при $\lambda$ :		
	0	0,5	1	0	0,5	1
5	0,0020	0,0010	0,0004	0,0039	0,0008	0,0004
12	0,0041	0,0021	0,0010	0,0079	0,0021	0,0007
18	0,0065	0,0038	0,0020	0,0127	0,0035	0,0016
30	0,0120	0,0060	0,0030	–	0,0087	0,0040
42	–	–	0,0045	–	–	0,0070
54	–	–	0,0065	–	–	0,0088

Как видно из таблицы, влияние способа передачи нагрузки на величину крена сказывается только при  $\lambda = 0$ . При  $\lambda = 0,5$  и  $1$  это влияние заметно лишь на последних ступенях нагружения. Осадка модели при поверхностной передаче нагрузки была больше, чем при шарнирной.

*Исследование напряжений поляризационно-оптическим методом.* Представлены две серии опытов. В первой серии в пластинку из оптически активного материала вдавливали стальной прямоугольный штамп ( $\lambda = 1,25$  и  $2,25$ ), во второй – стальной диск. Исследовали напряженное состояние в среде – в пластинках длиной  $15$  см, высотой  $12,5$  см. В опытах выполнялись условия силового и геометрического подобия. На рисунке 4.34, *a*, *б* показаны фотографии изохром. По семействам изохром, изоклин и постоянной оптической материала вычисляли нормальные и касательные напряжения. Наиболее нагруженными участками оказались верхняя часть передней грани, нижняя часть задней грани и область под подошвой. Нижняя часть передней грани и верхняя часть задней грани отходили от контура пластинки. При малых эксцентриситетах и заглублениях напряжения вверху передней грани незначительны.



*a)*



*б)*

**Рис. 4.34.** Картина изохром при вдавливании в оптически активную пластинку:  
*a* – прямоугольной модели; *б* – круглого диска

Напряжения под подошвой прямоугольного штампа сосредоточивались в двух точках, к которым изохромы сходились концентрическими кругами. Одна точка располагалась в углу подошвы у задней грани, другая отстояла от передней грани на  $0,2d$ .

При вдавливании стального диска давление в основном распределялось на участке шириной  $\frac{3}{4}d$ , в пределах которого напряжениями воспринимается до 90% передаваемой нагрузки. Аналогичные эпюры давлений описаны в [44].

## Глава 5. ДЕЙСТВИЕ ОСЕВОЙ НАКЛОННОЙ НАГРУЗКИ

### 5.1. Исследование характера деформаций основания на маломасштабных моделях

Схема перемещений зерен песка в одном из опытов показана на рис. 5.1. Изменение угла наклона внешней нагрузки приводит к изменению угла наклона равнодействующей реактивных сил отпора грунта и точки приложения равнодействующей.

В опытах на маломасштабных моделях в уплотненном основании ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ) определяли характер разрушения основания и очертание поверхностей скольжения. При нагрузке более 65% разрушающей на поверхности образовывалась сеть радиальных трещин. Достижение предельной нагрузки сопровождалось возникновением кольцевых трещин, ограничивающих радиальные и отходящих от модели на  $3d$ , т.е. картина разрушения подобна наблюдаемой при действии на фундамент горизонтальной нагрузки (см. п. 3.1). Угол выхода поверхностей скольжения на поверхность в среднем составил  $33^\circ$ .

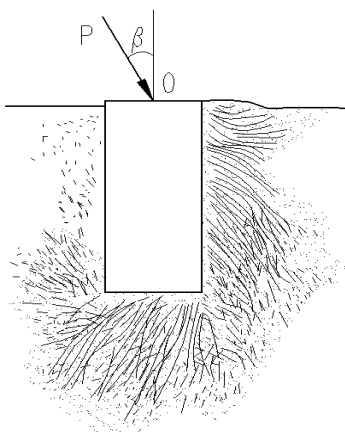


Рис. 5.1. Развитие деформаций в основании модели при действии наклонной нагрузки

## 5.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистом основании

Методика испытания на площадке 5 разработана в соответствии с условиями работы фундаментов теплиц. Кроме того, исследовали влияние вертикальной нагрузки на несущую способность горизонтально нагруженных фундаментов.

Были изготовлены 3 опытных буронабивных фундамента диаметрами 0,5 м и глубиной заложения 1,8 м ( $\lambda = 3,6$ ) (рис. 5.2, а): Ф-1 и Ф-2 – в вертикальных скважинах, а Ф-3 – в наклонной под углом  $9^\circ$  к вертикали. Ф-1 и Ф-2 испытывали одновременно (рис. 5.2, б). На первый из них передавали только вертикальную нагрузку, на второй – одновременно вертикальную и горизонтальную нагрузки. Ступени для вертикальной нагрузки принимали вдвое больше, чем для горизонтальной, т.е. угол наклона равнодействующей нагрузки к горизонтали составлял  $63^\circ 30'$ .

Горизонтальная нагрузка на Ф-1 после трех суток испытания достигла 38 кН (рис. 5.2, б). Горизонтальное перемещение при этом составило 2,1 см. Затем у Ф-2 был сделан упор и продолжено его нагружение. Величины горизонтальных нагрузок на Ф-1 и Ф-2 при горизонтальных перемещениях 5 и 10 мм соответственно равны 21 и 35, 34 и 50 кН. Равнодействующие наклонных нагрузок на Ф-2 – 78,3 и 112 кН превышают горизонтальные нагрузки на Ф-1 соответственно в 3,73 и 3,29 раза. С некоторым приближением эти данные можно сопоставить с данными на рис. 5.6. Как видно, они близки.

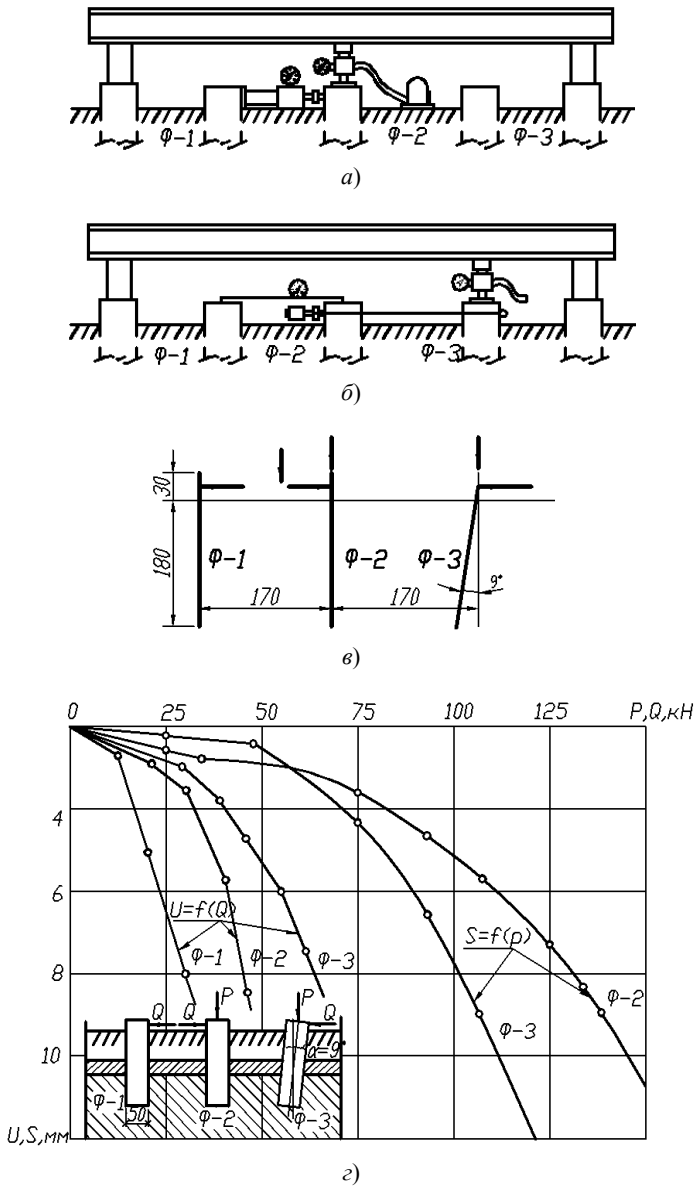
Ф-3 был испытан при одновременном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок (рис. 5.2, в). Сопротивление горизонтальному перемещению оказалось выше, чем вертикальному.

Исследования показали, что вертикальная нагрузка в данном случае существенно увеличивала сопротивление фундамента действию горизонтальной нагрузки.

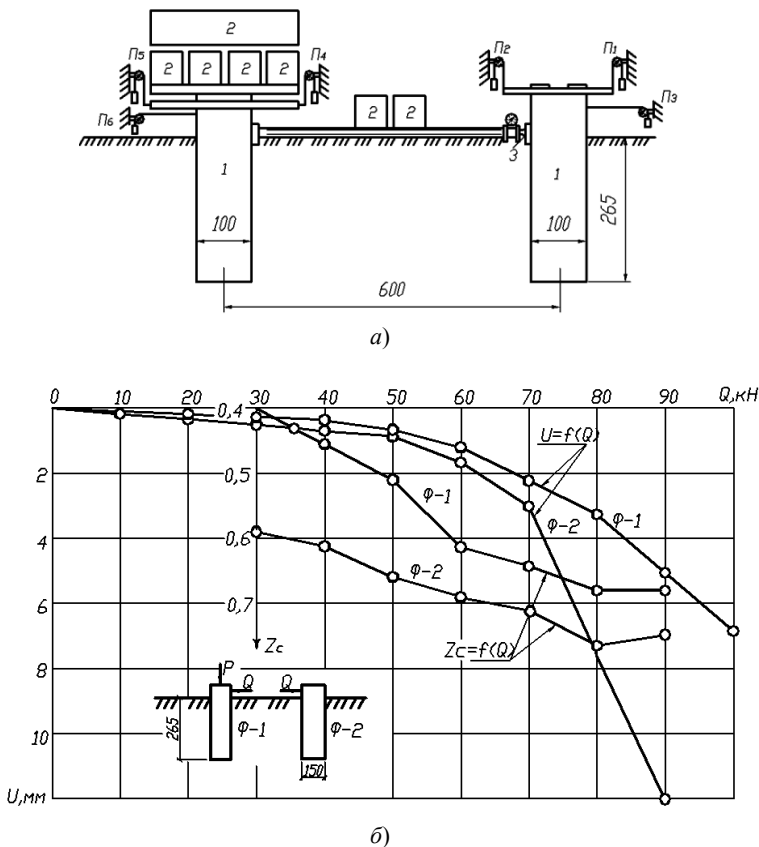
Склад минеральных удобрений построен из клееных стрельчатых трехшарнирных арок пролетом 24 м, непосредственно опирающихся на фундаменты (площадка 8). Для восприятия внешних нагрузок (вертикальной  $P = 117$  кН и горизонтальной  $Q = 70$  кН) запроектированы столбчатые фундаменты из сборных железобетонных блоков. Осуществление такого варианта сопряжено с большими затратами как на устройство фундаментов, так и на производство земляных работ, включая откачку воды из котлована, укрепление стенок, поэтому он не был принят.

Взамен проектного решения был предложен и осуществлен вариант из буронабивных фундаментов диаметром 1 м и глубиной заложения 2,65 м. Над цилиндрическим фундаментом, забетонированным до планировочной поверхности земли, устроен прямоугольный монолитный оголовок высотой 70 см, к которому должна крепиться на болтах пята деревянной полуарки. До уровня верха этого оголовка насыпан грунт. Для оценки перемещений фундаментов были проведены статические испытания двух из них. Один из фундаментов (Ф-1) был нагружен блоками весом 117 кН, ко второму (Ф-2) вертикальная нагрузка не прикладывалась (рис. 5.3, а).





**Рис. 5.2.** Опыты на площадке 5: схемы нагружения:  
 а – Φ-2; б – Φ-3; в – расчетные схемы;  
 г – зависимости между перемещениями и нагрузками



**Рис. 5.3. Опыты на площадке 8:**

*а* – схемы испытаний; *б* – зависимости между горизонтальными перемещениями и нагрузками, координатами  $z_c$  и нагрузками; 1 – фундамент; 2 – блоки; 3 – домкрат

В распор между фундаментами был установлен домкрат ДГ-50 с образцовым манометром для одновременной передачи на них горизонтальной нагрузки. При максимально достигнутой горизонтальной нагрузке  $Q = 100$  кН горизонтальное смещение  $\Phi-1$  составило 6,5 мм, а  $\Phi-2$  – 15 мм (рис. 5.3, б). Для  $\Phi-2$ , нагруженного только горизонтальной нагрузкой, предельная нагрузка  $Q_{пр} = 70$  кН ( $U = 2,9$  мм).

Статические испытания показали, что принятые размеры фундаментов достаточны для восприятия расчетных нагрузок. Кроме того, равнодействующая нагрузок была смещена внутрь здания на 30 см, что способствовало повышению устойчивости горизонтально нагруженных фундаментов вследствие появления разгружающих моментов.

В опытах измеряли горизонтальные перемещения поверхности по направлению действия силы. Зафиксированная область горизонтальных перемещений охватывает зону, удаленную от оси фундамента на  $2d$ . Стоимость возведения фундаментов была снижена в 5 раз по сравнению с проектным вариантом.

### 5.3. Лабораторные опыты с цилиндрическими моделями фундаментов на действие осевой наклонной нагрузки

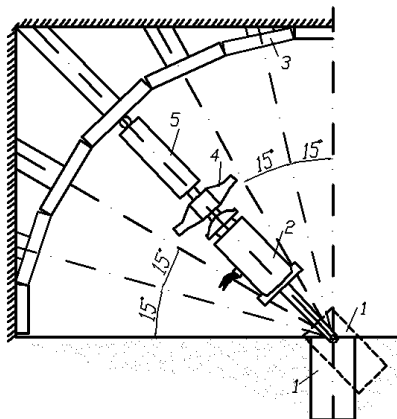
Усилие на модель передавалось нагрузочным устройством длиной 1 м, состоящим из гидравлического домкрата, динамометра и соединительных элементов (рис. 5.4).

Были проведены две серии опытов. В первой серии модель устанавливали так, что ее подошва в начале опыта была строго горизонтальной, а угол наклона силы в разных опытах принимали разным, во второй серии опытов – под углом  $45$  и  $60^\circ$  к горизонтали, нагрузка была направлена вдоль продольной оси модели. Заглубление модели принималось равным  $22$  см. Типичные графики испытаний показаны на рис. 5.5.

Усредненные результаты первой серии опытов (63 опыта) представлены на рис. 5.6. Эмпирическая формула имеет вид

$$\Phi = 0,572P_0 e^{0,794\lambda - 0,053\beta + 1,372\beta^2},$$

где  $e = 2,718$ ;  $\beta$  – угол наклона нагрузки к горизонтали, рад.



**Рис. 5.4. Схема установки для лабораторных опытов на действие наклонной нагрузки:**

1 – модель фундамента; 2 – гидравлический домкрат; 3 – секторная рама;  
4 – динамометр; 5 – металлическая вставка

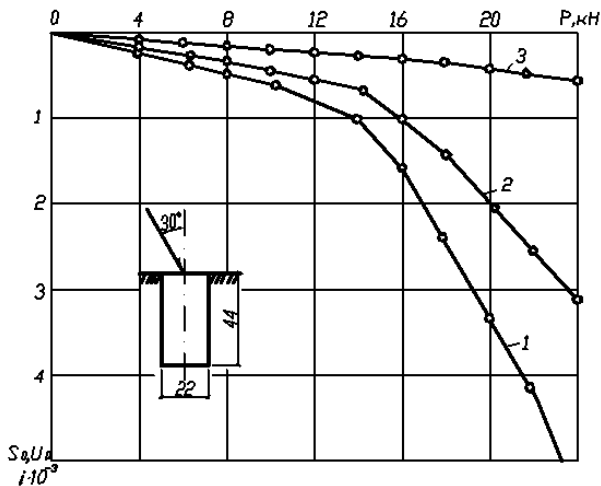


Рис. 5.5. Зависимость между нагрузкой и осадкой модели (1); горизонтальным перемещением (2); креном (3)

При угле наклона нагрузки к горизонтали  $60^\circ$  и относительном заглублении модели, равном 1, со стороны нагруженной грани образовались две поверхности скольжения, выходящие на поверхность по оси  $x$  на расстоянии  $1,1d$  от модели. Одна из них зародилась на глубине  $0,2h$ , вторая – на глубине  $0,4h$ . В трех опытах при  $\alpha = 45^\circ$  и  $\lambda = 1$  осадка модели равнялась нулю на всем интервале нагружения, т.е. ось вращения была расположена на вертикальной оси модели на средней глубине  $1,2h$ . Таким образом, вся передняя грань получила горизонтальное перемещение, и эпюра контактных давлений одного знака охватывала всю переднюю грань.

При меньших углах наклона нагрузки к горизонтали ось вращения смещалась к положению, соответствующему горизонтальному нагружению, т.е.  $x_c$  смещалась в положительную область – к передней грани, а  $\bar{z}_c$  поднималась к уровню подошвы. При наклоне модели ( $\alpha > 45^\circ$ )  $\bar{x}_c$  смещалась в отрицательную область. Так, при  $\alpha = 75^\circ$  и  $P = 28$  кН  $i = 0,0388$ ,  $S = 0,435$  см,  $\bar{x}_c = 1,01$ ,  $\bar{z}_c = 0,92$ . При максимально достигнутой нагрузке 34 кН  $i = 0,0578$ ,  $S = 0,57$  см,  $\bar{x}_c = 0,39$ ,  $\bar{z}_c = 1,05$ . В среднем  $\bar{z}_c = 1,1$ ;  $\bar{x}_c = 0,40$ . Это значит, что модель вращалась вокруг оси, расположенной у передней грани модели, и эпюра контактных давлений треугольная. При меньших углах наклона подошва отрывалась, при больших – отрыва не происходило, и ось вращения находилась за задней гранью.

В рассматриваемом опыте трещины на поверхности расположены у всей передней полуокружности модели, отходя от нее в направлении оси  $y$  на  $0,3d$ , оси  $x$  – на  $1,9d$ . Аналогичные данные отмечались и в опытах при  $\lambda = 2$  и 3. Усредненные величины относительных координат осей вращения приведены в табл. 5.1.

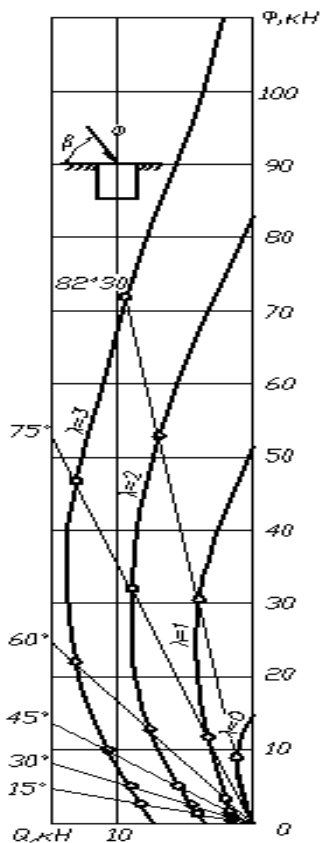


Рис. 5.6. Зависимость несущей способности основания от угла наклона и относительного заглубления

Таблица 5.1

$\lambda$	$\bar{z}_c / \bar{x}_c$ при $\delta$ , град.			
	30	45	60	90
1	1,50	1,20	1,15	1,10
	-2,00	0	0,25	0,45
2	1,35	1,10	0,90	0,85
	-2,50	0,50	0,30	0,55
3	1,20	1,1	0,85	0,70
	3,40	-1,00	0,20	0,50

#### 5.4. Опыты с наклонными цилиндрическими моделями фундаментов

Результаты опытов приведены на рис. 5.7. При углах наклона модели 45 и 60° происходит осадка, т.е. ее горизонтальное перемещение и крен в сторону основания. Перемещения модели до предельных нагрузок почти линейно возрастают с увеличением силы. В опыте с моделью, наклоненной под углом 45°, при  $P = 20$  кН резко упало давление в гидросистеме, нагрузка уменьшилась

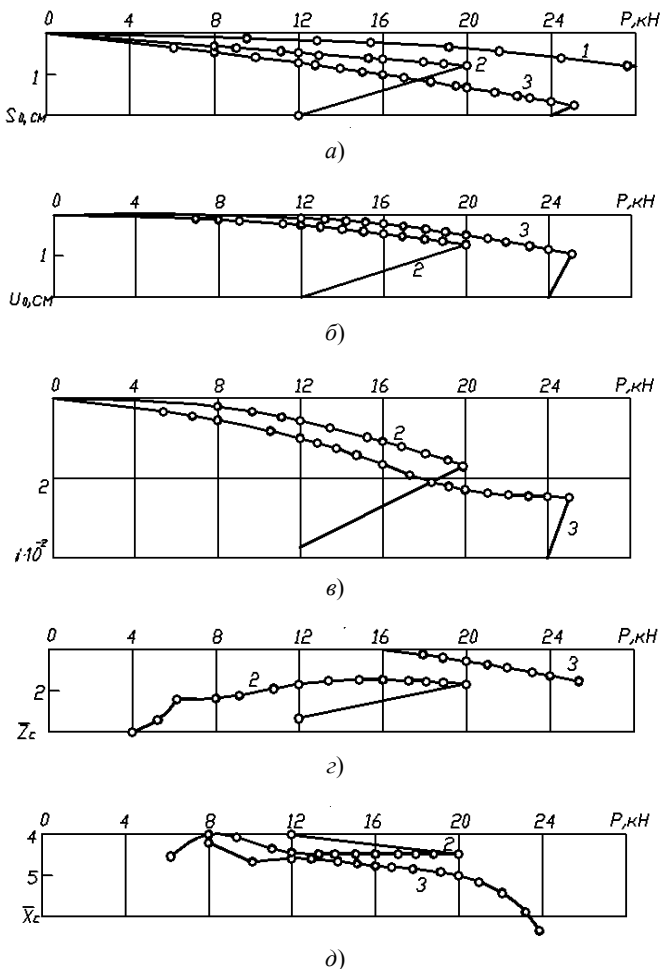


Рис. 5.7. Зависимость между нагрузкой и осадкой (а); горизонтальными перемещениями (б); креном (в); положением координат мгновенной оси (г), (д):  
 $1 - \alpha = 30^\circ$ ;  $2 - \alpha = 45^\circ$ ;  $3 - \alpha = 60^\circ$

до 12 кН и при этом ее значении происходило перемещение модели. При  $P = 20$  кН  $S_0 = 0,84$  см,  $U_0 = 0,53$  см ( $S_0/U_0 = 1,62$ ),  $\text{tg}\theta = 0,0161$ . После падения нагрузки до 12 кН осадка была доведена до 1,7 см. Горизонтальное перемещение  $U_0 = 2,02$  см ( $S_0/U_0 = 0,84$ ), крен  $- 0,0374$ . В опыте с моделью, наклоненной под углом  $60^\circ$ , при  $P = 17$  кН горизонтальное перемещение равно 0. При дальнейшем увеличении силы оно постоянно возрастало и при  $P = 25$  кН достигло 0,7 см;  $S_0/U_0 = 1,74/0,7 = 2,78$ , т.е. больше, чем при  $\alpha = 45^\circ$ . За предельную нагрузку принято  $P = 25$  кН, поскольку дальнейшее перемещение модели происходило при уменьшающейся нагрузке.

Зависимость между величиной предельной нагрузки и углом наклона модели видна из табл. 5.2.

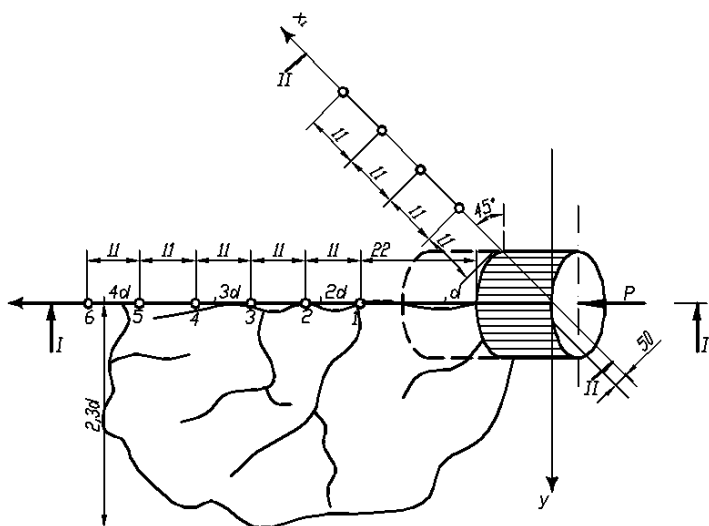
Несущую способность наклонной модели при любом значении можно определить по формуле  $\Phi_{\alpha \neq 90^\circ} = \Phi_{\alpha = 90^\circ} \cdot B$ .

Особое внимание в опытах уделяли изучению характера разрушения основания. Очертание линий скольжения определяли по срезу столбиков из окрашенного песка. Начальное положение столбиков показано на рис. 5.8. Столбики были изготовлены и с другой стороны от оси  $x$  по линии, отходящей от нее под углом  $45^\circ$ , но на рис. 5.8 они не показаны, так как результаты опытов в обоих случаях (при  $\alpha = 45$  и  $60^\circ$ ) по двум направлениям совпали. Область трещинообразования ограничена кольцевой трещиной, определяющей зону выпора.

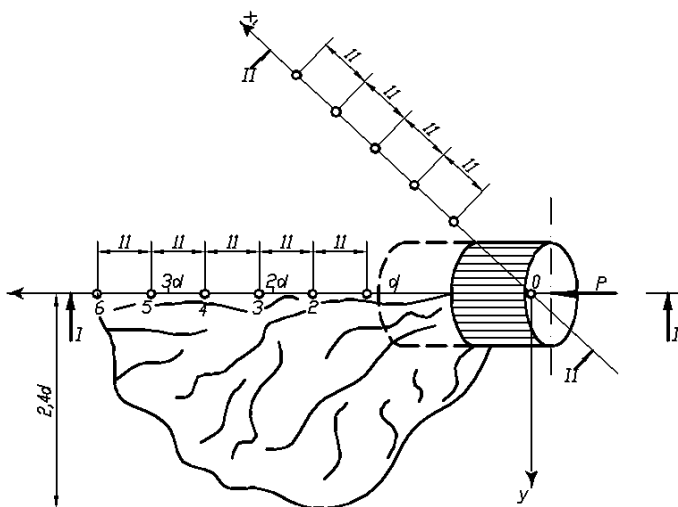
Рассмотрим полученные в опытах линии скольжения в вертикальной плоскости, совпадающей с проекцией нагрузки и в плоскостях, отклоняющихся от оси  $x$  под углом в  $45^\circ$  (рис. 5.9). С увеличением угла наклона модели к горизонтали возрастает крутизна выхода линии скольжения на поверхность. Вблизи поверхности наблюдается уменьшение угла наклона линии скольжения. Если продолжить продольную ось модели до пересечения с линией скольжения, то можно наметить размеры уплотненного ядра под подошвой, соответствующие полученным в [52]. Перемещение модели можно представить в виде ее вращения вокруг мгновенных центров.

Таблица 5.2

Угол наклона модели к горизонтали $\alpha$ , град.	Предельная нагрузка $\Phi$ , кН	$B = \frac{\Phi_{\alpha \neq 90^\circ}}{\Phi_{\alpha = 90^\circ}}$
0	5	0,10
45	20	0,4
60	25	0,5
90	50	1,0



a)

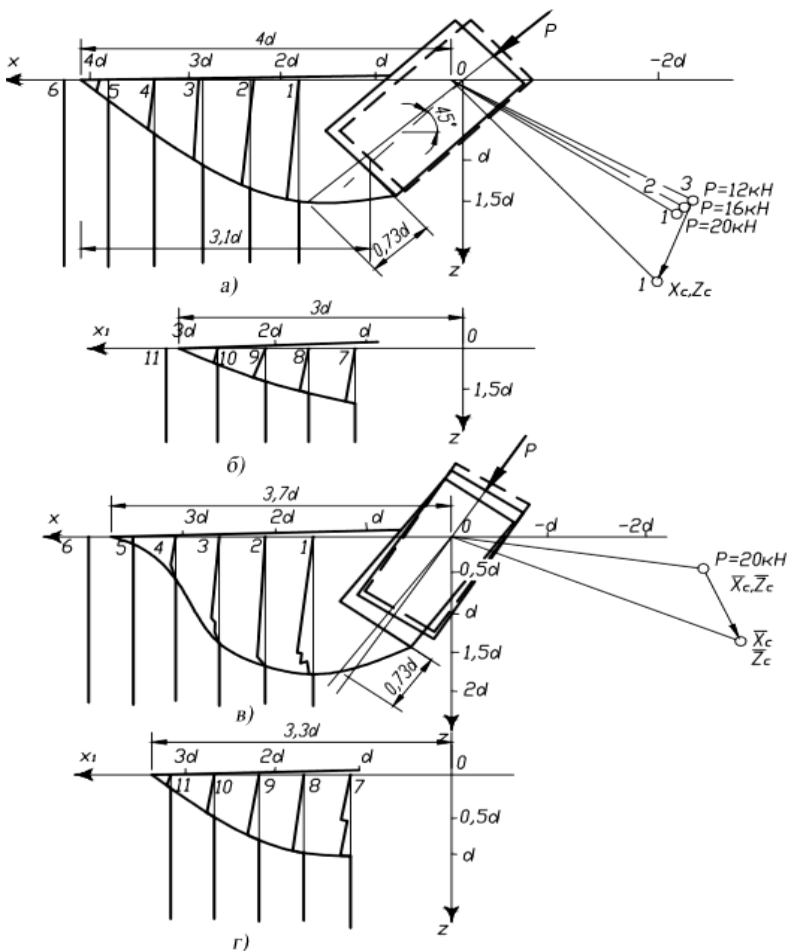


б)

**Рис. 5.8. Расположение столбиков из окрашенного песка для определения размеров поверхностей скольжения; схемы трещин на поверхности при углах наклона моделей:**

*a* – 45°; *б* – 60°

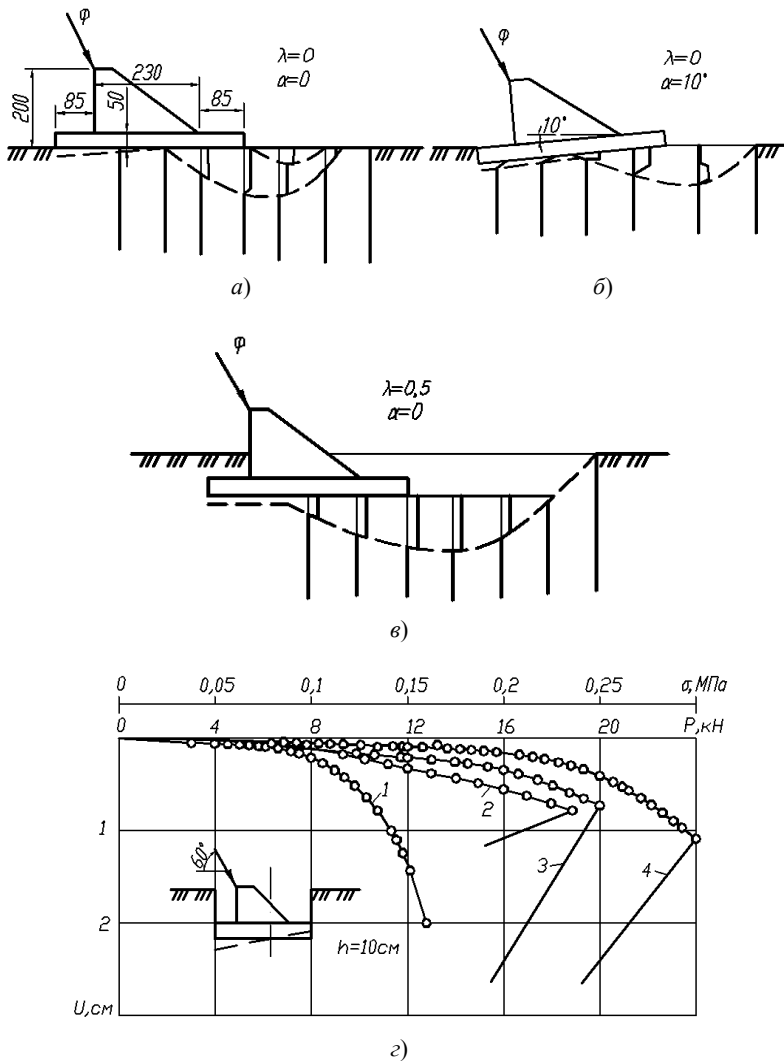




**Рис. 5.9. Положение следов поверхности скольжения при углах наклона моделей:**  
*a, б* – 45°; *в, г* – 60°

### 5.5. Опыты с прямоугольными моделями фундаментов

Угол наклона нагрузки к горизонтали  $\beta$  принимали постоянным и равным 60°, а угол наклона подошвы модели к горизонтали  $\delta$  изменялся, принимая значения 0, 5, 10 и 15°. Опыты проводили при двух заглублениях центра тяжести плиты:  $h_1 = l/2 \operatorname{tg} \lambda$  и  $h_2 = h_1 + l/2$  (рис. 5.10). Соответствующие относительные заглубления  $\lambda_1 = 0$ ,  $\lambda_2 = 0,5$ .



**Рис. 5.10.** Опыты с прямоугольными моделями фундаментов:  
*a – в* – схемы моделей и следов поверхностей скольжения;  
*г* – зависимости между горизонтальными перемещениями и нагрузками  
при разных углах наклона подошвы моделей:  
1 –  $\delta = 0$ ; 2 –  $\delta = 5^\circ$ ; 3 –  $\delta = 10^\circ$ ; 4 –  $\delta = 15^\circ$

Усредненные предельные величины нагрузок приведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

$\lambda$	Предельная нагрузка (кН), при $\beta = 60^\circ$ и $\alpha$			
	0	5	10	15
0	10	11,7	15	18
0,5	12,4	18,6	20	22

Во всех опытах наблюдалось значительное (до 50%) падение нагрузки после достижения предельного (пикового) значения. Оценим влияние угла наклона силы на несущую способность основания. Предельная нагрузка при  $\alpha = 0$  и  $\beta = 60^\circ$  в 4 раза ( $\lambda = 0$ ) и в 8 раз ( $\lambda = 0,5$ ) меньше по сравнению с этим показателем при  $\alpha = 0$  и  $\beta = 90^\circ$  (см. рис. 5.10).

Осадка модели во всех опытах была незначительной и не превышала 0,5 см. Предельное состояние достигалось при горизонтальных перемещениях 1...2 см и сопровождалось непрерывным сдвигом модели вместе с некоторым объемом грунта. Поверхности скольжения определяли по срезу вертикальных столбиков окрашенного песка.

При разрушении основания резко увеличивались крен и горизонтальное перемещение, на поверхности наблюдалась сеть трещин, заходящих в сторону задней грани модели. Результаты наших исследований согласуются с данными, приведенными в [37, 41, 50, 52, 53, 55, 59].

1. При действии на заглубленный фундамент внешних сил происходят сложные процессы изменения физических характеристик напряжений, перемещений, деформации грунтов; образуются зоны уплотнения, разуплотнения, сдвигов, выпора и т.д.

Изучение механизма взаимодействия фундамента с основанием необходимо для более точной оценки несущей способности и перемещений оснований, фундаментов, прогнозирования влияния изменений внешних условий на поведение оснований и фундаментов. Эксперименты показали, что необходимы комплексные исследования оснований фундаментов с применением более совершенного оборудования. Особый интерес представляют исследования перемещений фундаментов в зависимости от влияния различных факторов, что позволяет увязать в единой схеме разные случаи силового воздействия, установить области пластических деформаций, определить схемы разрушения оснований.

Автор исследовал наиболее сложную приповерхностную зону оснований ( $\lambda < 5$ ) в непосредственной близости от свободной поверхности.

2. Вокруг нагруженных фундаментов возникает и развивается значительная по размерам зона деформаций. Так, перед передней гранью горизонтально нагруженного фундамента в естественном основании зона деформаций распространяется на расстояние до  $5,5d$ . В пределах этой зоны развивается постепенно изменяющееся поле напряжений и перемещений. Во всех случаях отмечалась существенная концентрация напряжений перемещений вблизи фундаментов.

3. Несущая способность песчаного основания при действии на модель осевой вертикальной, горизонтальной, вертикальной внецентренной нагрузок линейно нарастает с глубиной при увеличении от 0 до 4. Исключение составили результаты полевых опытов в песчаном основании естественного сложения. Несущая способность моделей при действии горизонтальной нагрузки увеличивается по зависимости  $\Phi = f(\lambda^{1,72})$ , что объясняется возрастающей с глубиной прочностью песка.

Обобщенный график зависимости несущей способности основания от угла наклона центральной нагрузки, эксцентриситета вертикальной нагрузки и относительного заглубления моделей в песчаное основание представлен на рис. 5.11.

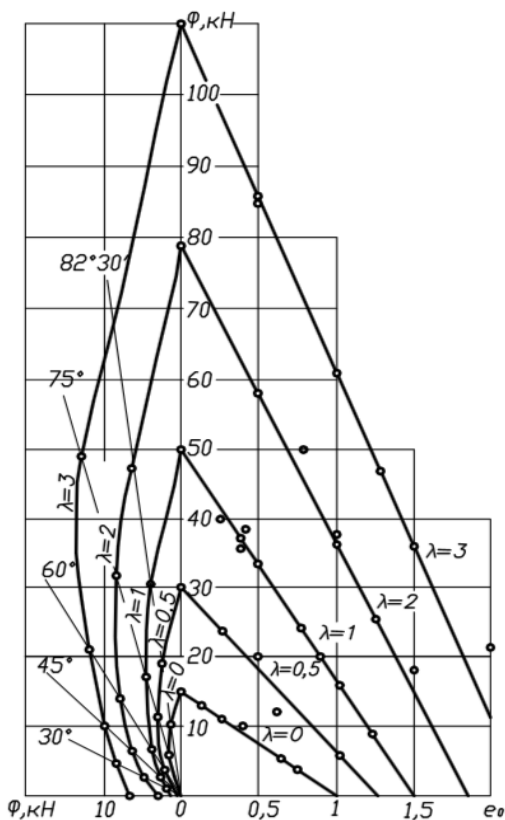


Рис. 5.11. Зависимость несущей способности основания от угла наклона, эксцентриситета вертикальной нагрузки и относительного заглубления моделей

4. Разрушение основания при осевой вертикальной нагрузке наблюдалось в виде общего и местного выпора грунта. Общий выпор происходил при  $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda = 0 \dots 1,5$ ;  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ;  $\lambda = 0 \dots 2,5$ . Графики «нагрузка–осадка» имели пиковое значение нагрузки. Поверхности скольжения выходили на свободную поверхность. При больших величинах  $\lambda$  возникал местный выпор грунта вблизи подошвы. В случаях, когда  $\rho \leq 1,6 \text{ г/см}^3$ , грунт под подошвой уплотнялся без выпора. Графики «осадка–нагрузка» имели плавное криволинейное очертание.

Характер разрушения основания модели зависит также от величины ее осадки. При значительных осадках ( $S > 0,5$ ) поверхности скольжения, характерные для местного выпора, развиваются и в отдельных случаях выходят на поверхность. Таким образом, условная граница между общим и местным сдвигами подвижна и в зависимости от величины осадки смещается в ту или другую сторону. Предельная нагрузка ясно определяется только в случае общего выпора. Элементы таких схем разрушения отмечались и при других условиях нагружения.

5. При определенных углах наклона модели, приблизительно больших  $0,05$ , в основании появлялись поверхности скольжения. В районе этих поверхностей возникал разрыв в величинах и скоростях перемещений, происходило разуплотнение песка. В большинстве случаев следы поверхностей скольжения выходили на свободную поверхность под углом в  $30^\circ$ , т.е.  $(45 - \varphi/2)$ .

При нагружении моделей горизонтальной и внецентренной вертикальной шарнирной нагрузками получены одинаковые формы поверхностей скольжения со стороны передней грани. При  $\lambda = 1$  следы поверхности скольжения по направлению нагрузки прямолинейны и отходят от модели на расстояние  $1d$ , при  $\lambda \geq 2$  они имеют очертание логарифмической спирали и выходят на поверхность под углом, примерно равным  $(45 - \varphi/2)$ , на расстоянии около  $2d$  ( $\lambda = 2$ ) и при  $(3 \dots 4)d$  ( $\lambda \geq 3$ ) от модели. При действии на модель внецентренной нагрузки ( $\lambda \leq 1$ ,  $e_0 \leq 0,5$ ) на очертаниях поверхностей скольжения оказывается выпор грунта из-под подошвы моделей.

6. В опытах на послойно уплотненных основаниях при всех видах силовых воздействий и относительных заглублениях  $\lambda < 2$  наблюдалось падение нагрузки после достижения предельного состояния, деформирование основания продолжалось при уменьшающихся нагрузках. Это явление наблюдалось и при вдавливании в грунт моделей с полостью под подошвой, и в полевых опытах с горизонтально нагруженными фундаментами на естественном песчаном основании.

7. В опытах на послойно уплотненном песчаном основании отмечался подъем поверхности основания с начальных ступеней нагружения, что объясняется большой величиной коэффициента бокового давления ( $\xi \approx 1$ ) и воздействием горизонтальных напряжений на вертикальные перемещения свободной поверхности.

8. Предельное состояние основания достигалось при определенных величинах перемещений: осадка при осевой вертикальной нагрузке  $\sim 0,06d$  горизонтальные перемещения при горизонтальной нагрузке  $0,02u/d$ ; крены при горизонтальной нагрузке  $0,01$  и вертикальной внецентренной нагрузке  $0,02$ .

9. В результате обработки данных опытов с моделями и натурными фундаментами в естественных и искусственных основаниях на действие горизонтальной и вертикальной внецентренной шарнирной нагрузок получены сходные результаты о положении аппликаты мгновенной оси вращения  $\bar{z}_c$ , которая практически не изменяется с ростом нагрузки вплоть до предельной. В обеих схемах нагружения  $\bar{z}_c$  зависит от относительного заглубления модели: при  $\lambda = 1$   $\bar{z}_c = 1 \dots 1,2$ ; при  $\lambda = 2$   $\bar{z}_c \approx 0,75$ ; при  $\lambda \geq 3$   $\bar{z}_c \approx 0,67$ .

Исследование моделирования координат мгновенных осей вращения в полевых опытах в песчаных грунтах на действие горизонтальной нагрузки показало, что у геометрически подобных фундаментов механизм вращения остается одинаковым на всем интервале нагружения.

10. В опытах с моделями на действие осевой вертикальной, горизонтальной и вертикальной внецентренной нагрузок размеры диаметров моделей различались в 9 раз. Несмотря на это получены сходные схемы взаимодействия моделей с основанием. Можно предположить, что при нагружении жестких фундаментов при  $\lambda = 0 \dots 4$  и глубине заложения 6...8 м будут получены такие же зависимости, как и в опытах с моделями. При больших глубинах заложения возможно существенное влияние собственного веса грунта на перемещение фундамента.

11. Замеры давления грунта по передней грани боковой поверхности показали, что с увеличением нагрузки на модель и угла наклона модели равнодействующая отпора грунта (центр тяжести эпюры) в песке средней плотности смещается вниз от 0,66 до 0,5  $\bar{z}_c$ , а в рыхлом основании – от 0,6 до 0,53  $\bar{z}_c$ . Эюра имеет параболическое очертание.

Касательные напряжения по подошве и боковой поверхности составляют значительную долю (до 50% и более) от общего сопротивления грунта внешним воздействиям. С ростом нагрузки доля касательных напряжений в реактивном отпоре грунта уменьшается, нормальных напряжений – возрастает.

### Список литературы

1. Азаров, В. С. Влияние заделки фундамента в грунте на величину его крена / В. С. Азаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 4.
2. Баранов, Д. С. Исследование распределения давлений в основании свая со сферической поверхностью уширенных пят / Д. С. Баранов, Д. А. Романов, К. Д. Романов, В. Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 2.
3. Березанцев, В. Г. Исследования прочности песчаных оснований / В. Г. Березанцев, В. А. Ярошенко, А. Г. Прокопович, И. Ф. Разоренов, Н. Н. Сидоров. – М., 1956.
4. Бишоп, А. У. Параметры прочности при сдвиге ненарушенных и перемятых образцов / А. У. Бишоп // Определяющие законы механики грунтов. – М., 1975. – № 20.

5. Буданов, В. Г. Взаимодействие основания с горизонтально нагруженной стойкой опоры ВЛ, подкрепленной ригелем / В. Г. Буданов // Энергетическое строительство. – 1976. – № 1.
6. Бухарин, Е. И. Проектирование фундаментов опор линий электропередачи / Е. И. Бухарин, Ю. А. Габляя, Л. Э. Левин. – М., 1971.
7. Вронский, Л. В. Экспериментальное исследование работы заглубленного фундамента при действии внецентренной нагрузки / Л. В. Вронский, В. А. Ильиных. – В кн. : Труды НИИ оснований и подземных сооружений. – М., 1962. – Вып. 78.
8. Глушков, Г. И. Статика и динамика сооружений, заглубленных в грунт / Г. И. Глушков. – М., 1967.
9. Гольдштейн, М. Н. Расчеты осадок и прочности оснований здания и сооружения / М. Н. Гольдштейн, С. Г. Кушнер, М. И. Шевченко. – Киев, 1977.
10. Горбунов-Посадов, М. И. Устойчивость фундаментов на песчаном основании / М. И. Горбунов-Посадов. – М., 1962.
11. Горбунов-Посадов, М. И. Проблемы нелинейной механики грунтов / М. И. Горбунов-Посадов. – В кн. : Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. – Новочеркасск, 1979.
12. Довнарovich, С. В. Влияние характера деформирования основания на его напряженное состояние / С. В. Довнарovich, Д. Е. Польшин, В. Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 6.
13. Егоров, К. Е. Деформация основания круглого жесткого фундамента под действием эксцентричной нагрузки / К. Е. Егоров. – В кн. : Основания и фундаменты. – Киев, 1946. – Вып. 2.
14. Евдокимов, П. Д. Экспериментальные исследования несущей способности песчаных оснований / П. Д. Евдокимов, П. Н. Кашкаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – № 1.
15. Завриев, К. С. Расчет фундаментов мостовых опор глубокого заложения / К. С. Завриев, Г. С. Шпиро. – М., 1970.
16. Иконин, С. В. Исследование особенностей взаимодействия буронабивного фундамента, нагруженного осевой вертикальной силой, с песчаным основанием / С. В. Иконин, В. В. Леденев. – Киев, 1978. – Вып. 2.
17. Иконин, С. В. Влияние глубины заложения фундамента, нагруженного горизонтальной силой, на несущую способность глинистого основания / С. В. Иконин, В. В. Леденев. – Там же, 1980. – Вып. 13.
18. Иконин, С. В. Влияние заглубления фундамента, нагруженного горизонтальной силой, на характер деформирования и разрушения основания / С. В. Иконин, В. В. Леденев. – Там же, 1981. – Вып. 14.
19. Иконин, С. В. Статистическая обработка результатов полевых испытаний буронабивных фундаментов / С. В. Иконин, С. А. Слюсаренко, В. В. Леденев. – Там же, 1982. – Вып. 13.
20. Канаян, А. С. Экспериментальное исследование разрушения песчаного основания вертикальной нагрузкой / А. С. Канаян. – В кн. : Труды НИИ оснований и фундаментов. – М., 1954. – Вып. 24.

21. Канаян, А. С. Экспериментальные исследования работы оснований горизонтально нагруженных круглых стоек при различных размерах подземной части / А. С. Канаян, Ю. А. Соболевский, М. И. Никитенко. – В кн. : Строительные конструкции и теория сооружений. Основания, фундаменты и механика грунтов. – Минск, 1973. – Вып. 2.
22. Лалетин, Н. В. Расчет жестких безанкерных шпунтовых стенок / Н. В. Лалетин. – М., 1940.
23. Ле Ат Хой. Исследование устойчивости жестких фундаментов неглубокого заложения на песчаном основании : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ле Ат Хой. – М., 1965.
24. Леденев, В. В. Исследование взаимодействий с основанием заделанного в грунт столбчатого фундамента при внецентренной нагрузке : автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. В. Леденев. – Новочеркасск, 1973.
25. Леденев, В. В. Полевые испытания буронабивных фундаментов в песчаных грунтах / В. В. Леденев, С. В. Иконин. – В кн. : Основания и фундаменты. – Новочеркасск, 1976.
26. Леденев, В. В. Исследование процесса разрушения основания буронабивных фундаментов, нагруженных горизонтальной силой / В. В. Леденев, С. В. Иконин. – В кн. : Напряженно-деформированное состояние основания и фундаментов. – Новочеркасск, 1977.
27. Леденев, В. В. О влиянии заделки буронабивных фундаментов на их перемещения / В. В. Леденев, В. И. Морозов. – В кн. : Механика грунтов, основания и фундаменты. – Воронеж, 1978.
28. Леденев, В. В. Экспериментальное исследование распределения нормальных давлений по подошве внецентренно нагруженных набивных фундаментов / В. В. Леденев, П. И. Калугин, С. В. Иконин, О. В. Левченко. – Там же, 1979.
29. Леденев, В. В. Характер деформирования глинистого основания вокруг заглубленных цилиндрических фундаментов, нагруженных горизонтальной силой / В. В. Леденев, С. В. Иконин. – В кн. : Механика грунтов, основания и фундаменты. – Воронеж, 1980.
30. Леденев, В. В. Исследование перемещений заглубленных вертикальных штампов в глинистом основании / В. В. Леденев, С. В. Иконин. – Там же, 1980.
31. Леденев, В. В. Исследование вращения плоского заглубленного фундамента при действии наклонной эксцентричной силы / В. В. Леденев, М. Е. Соболевский. – Деп. в ВИНТИ, 18 апр., 1960. – № 1529-80 Деп.
32. Ломизе, Г. М. Исследование закономерностей развития напряженно-деформированного состояния песчаного основания при плоской деформации / Г. М. Ломизе, А. Л. Крыжаковский, В. Ф. Петрянин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 1.
33. Малышев, М. В. Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания / М. В. Малышев. – М., 1993.
34. Мурзенко, Ю. Н. Экспериментально-теоретические исследования взаимодействия фундаментов и песчаного основания : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Ю. Н. Мурзенко. – Новочеркасск, 1971.



35. Разоренов, И. Ф. Вопросы испытаний и расчета одиночных фундаментов на горизонтальную нагрузку / И. Ф. Разоренов. – Транспортное строительство. – 1952. – № 2.
36. Разоренов, В. Ф. Пенетрационные испытания грунтов. (Теория и практика применения) / И. Ф. Разоренов. – М., 1980.
37. Рудницкий, Н. Я. Центробежное моделирование несущей способности насыщенного водой глинистого основания при наклонной нагрузке / Н. Я. Рудницкий, К. В. Малахова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 4.
38. Сергеев, И. Т. Экспериментальные исследования характера распределения напряжений на модели свай под действием вертикальных и горизонтальных сил / И. Т. Сергеев, В. С. Глухов. – Там же, 1976. – № 1.
39. Скормин, Г. А. Экспериментальные исследования распределения напряжений в песчаном основании под круглым фундаментом в процессе роста нагрузки / Г. А. Скормин, М. В. Малышев. – Там же, 1976. – № 5.
40. Слюсаренко, С. А. Исследование масштабного фактора при нагружении фундамента горизонтальной силой / С. А. Слюсаренко, В. В. Леденев, С. В. Иконин, Л. Т. Ковальчук. – В кн. : Основания и фундаменты. – Киев, 1981. – Вып. 14.
41. Сорочан, Е. А. Исследование несущей способности основания фундаментов с наклонной подошвой / Е. А. Сорочан, А. О. Снарский, Л. Н. Таренский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – № 1.
42. Строганов, А. С. Экспериментальное исследование условной пластического течения и некоторых задач теории предельного равновесия сыпучих сред / А. С. Строганов. – В кн. : Механика твердого тела. – М., 1968.
43. Тарикулиев, З. Я. Исследование распределения контактных напряжений в песчаном основании под заглубленными квадратными штампами / З. Я. Тарикулиев, Ю. Н. Муразенко. – В кн. : Экспериментальные исследования инженерных сооружений. – Новочеркасск, 1969.
44. Филатов, А. В. Исследование несущей способности коротких буронабивных свай с комбулетным уширением / А. В. Филатов, Н. В. Бойко, В. И. Быков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 3.
45. Цытович, Н. А. Основы прикладной геомеханики в строительстве / Н. А. Цытович, З. Г. Тер-Мартirosян. – М., 1981.
46. Черкасов, И. И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве / И. И. Черкасов. – М., 1976.
47. Швец, В. Б. Определение строительных свойств грунтов / В. Б. Швец, В. В. Лушников, Н. С. Швец. – Киев, 1981.
48. Экимян, Н. Б. Экспериментальное исследование закономерностей развития осадки моделей опор глубокого заложения / Н. Б. Экимян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 6.
49. BCP Committee. Field testa on piles in sand // Soils and Foundations. – 1971. – N 2, vol. 11.
50. Demoicki, E. A Contribution to the Teste on the Bearing Capacity of Stratified Subsoil under the Foundations / E. Demoicki, W. Adrobinski // Proceedsinge of the Eighth International Conference on soil mechanics and foundation engineering. – М., 1973. – Т. 1.3.

51. Eastwood, W. The Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Foundations on Sandy Soils / W. Eastwood // *The Structural Engineer*. – 1955. – N 6, vol. 33.
52. Lebeque, Y. Pouvoir portant du sol sous une charge incline / Y. Lebeque // *Ann de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Serie Soils et Foundatione*. – 1972. – N 88.
53. Meyerhof and Inclined Loads // *Proceedings 3-rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. – 1953. – Vol. 1.
54. Muhs, H. Ermittlung der Bruchlast in Sand / H. Muhs, H. Kahl // *Mitteilungen der DEGEBO*. – 1957. – N 12; 1954. – N 8; 1961. – N 14.
55. Muhs, H. Inclined Load Tests on Shallow Strip Footing / H. Muhs, K. Weiss // *Proceeding of the Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. – M., 1973, 1.3.
56. Prakash, S. Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings / S. Prakash, S. Saran // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. – 1971. – Vol. 97, N SM.
57. Prakash, S. Effect of Shape on Bearing Capacity of Model Footings in Sand / S. Prakash, M. S. Chumman // *Journal of Institution on Engineers (India)*. – 1978. – Vol. 59, N 3.
58. Purkeystha, R. D. Investigation of Footings under Eccentric Load / R. D. Purkeystha // *Indian Geotechnical Journal*. – 1979. – Vol. 9, N 3.
59. Tran-Vo-Nhiem. Terme de surface de la force portante limite d'une fondation a charge inclines excentree par la methode du cointran-gulaire minimal / Tran-Vo-Nhiem // *These de Doctorat de Specilides Granobls*, 1965.
60. Vesic, A. S. Analysis of Ultimate Loads of Shallow foundations / A. S. Vesic // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. – 1973. – Vol. 99, N SMI.

## Часть 2

### ОПЫТЫ И РАСЧЕТЫ ОТЕЧЕСТВЕННЫХ И ЗАРУБЕЖНЫХ УЧЕНЫХ

---



#### Глава 1. ДЕЙСТВИЕ ОСЕВОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

Несущая способность свай складывается из сопротивления по подошве  $Q_t$  и по боковой поверхности  $Q_s$  [1]

$$Q = Q_t + Q_s; \quad Q_t = N'_q A q; \quad Q_s = c \int_0^H P'_h \operatorname{tg} \delta dh,$$

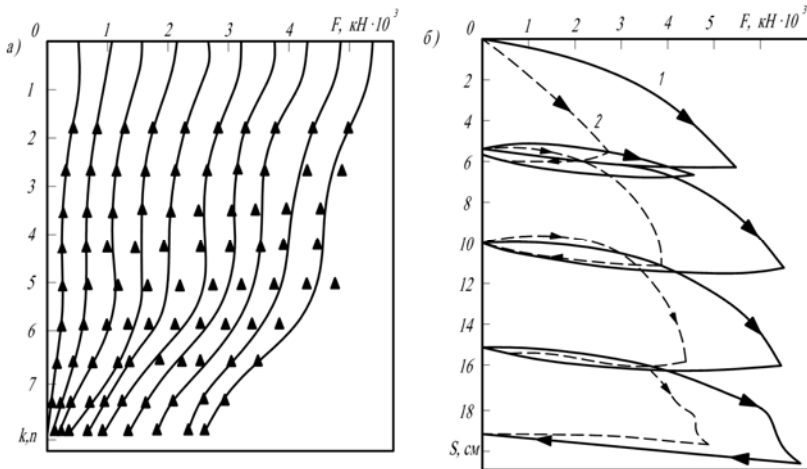
где  $N'_q$  – коэффициент несущей способности;  $A$  – площадь поперечного сечения сваи;  $q$  – эффективное давление грунта;  $H$  – глубина погружения;  $P'_h$  – эффективное горизонтальное давление на любой глубине;  $\delta$  – угол сопротивления сдвигу между грунтом и бетонной свайей (принимают равным углу внутреннего трения песка и зависящий от относительной плотности песка).

Предельное сопротивление подошвы свай почти линейно возрастает с глубиной, асимптотически приближаясь к критической глубине, равной  $10d$  для рыхлых песков и  $20d$  для плотных песков. Величина диаметра влияет на осадку сваи, но не влияет на несущую способность под подошвой при больших глубинах.

Горизонтальное и вертикальное давление на любой глубине по периметру сваи зависит от скорости усадки, температуры и консистенции бетона, размера скважины, глубины расположения рассматриваемой точки от поверхности грунта, технологии уплотнения.

При высоких сжимающих давлениях под подошвой и выше нее образуются две зоны течения и сводообразования. Явление сводообразования вызывает увеличение давлений выше зоны течения и уменьшение ниже этой зоны. В рыхлых песках сопротивление подошвы небольшое, зона сжатия под подошвой распространяется на малую глубину и влияние ее на напряжение по боковой поверхности незначительное. В очень плотных песках давления под подошвой достигают значительных величин, а зоны течения и анкеровки поднимаются выше подошвы на 5–6 диаметров. Распределение напряжений и усилий по длине ствола показано на рис. 1.1, а, б. Для свай диаметром от 2 до 4 футов за разрушающую может быть принята нагрузка, соответствующая осадке в 1 дюйм. Нагрузка на подошву при этом составляет 40...100% от полной.

Скемптон показал [1], что степень нарушения механических свойств грунта вокруг буронабивных свай зависит от количества грунтовой воды, иммигрирующей в менее напряженные зоны и воды из бетона. Нарушение происходит в зоне, ограниченной одним дюймом от ствола сваи. Это приводит к снижению сцепления между свайей и грунтом. Такое же размягчение грунта возникает и под торцом сваи. Однако объем нарушенного грунта здесь значительно меньше, чем вдоль ствола.



**Рис. 1.1.** Кривые распределения нагрузок по длине ствола буронабивной сваи (а), зависимость осадки от нагрузки (б) для головы (1) и подошвы (2)

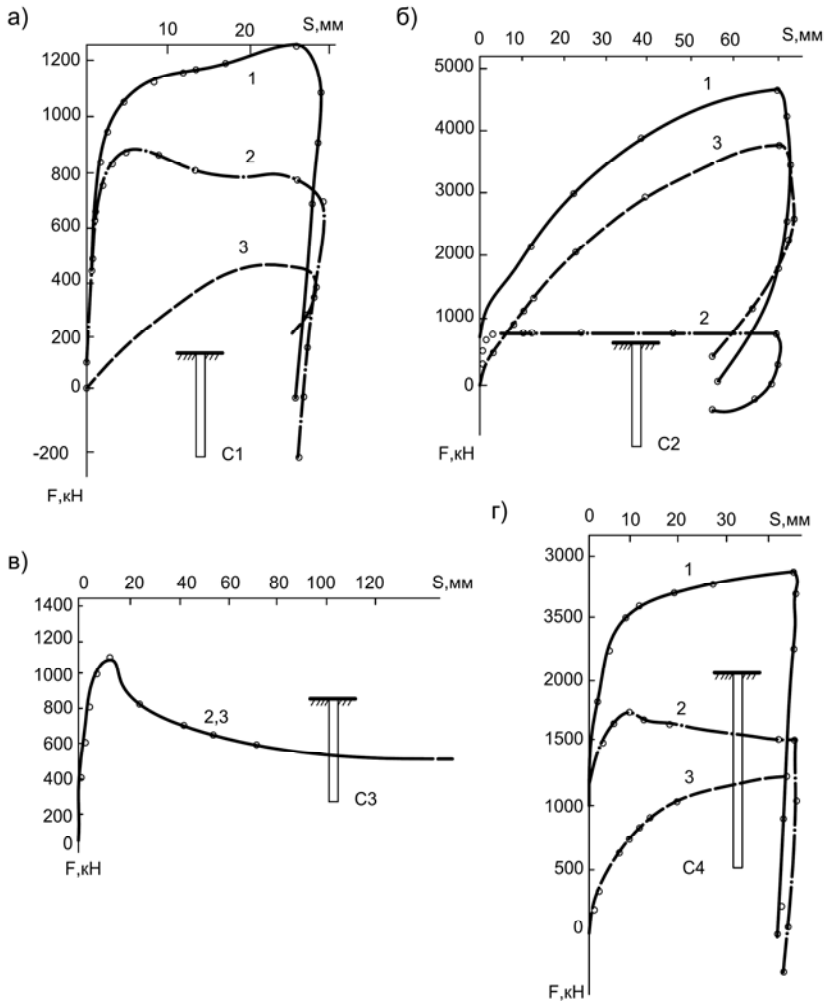
Витакер и Кук по результатам испытания нескольких буровых свай диаметром до 80 см и длиной до 20 м с регистрацией сопротивления подошвы и боковой поверхности определили [2], что сопротивление сдвигу глины ненарушенной структуры линейно возрастало с глубиной. Оно несколько уменьшалось после достижения пикового значения.

Аналогичные эксперименты выполнены Нейли и Ризом [3] с буровыми сваями цилиндрической формы, с уширением у подошвы с полостью под подошвой (рис. 1.2).

В [4] приведены результаты испытаний трех буронабивных свай диаметром 67 см, длиной около 4,5 м, опытная площадка сложена сверху растительным слоем 1,05 м, далее до глубины 3,6 м – глиной. Нижняя часть свай погружена в гравелистый песок. В двух сечениях и под подошвой свай размещались тензометры. Нагрузка на боковую поверхность при осадке до 20 мм составила 75%. Полное использование несущей способности основания достигалось при осадке равной 10% от диаметра сваи. Мобилизация бокового трения в слоистом основании происходила постепенно в отдельных слоях. В опытах на выдерживание боковое трение глин составило 1/3 бокового трения при задавливании.

В работе [5] описаны статические испытания буронабивных свай диаметром 20 см в песке плотном и средней плотности. Погружение свай осуществляли циклами по 10 см до перемещения, равного 5 – 9 диаметрам свай. Несущую способность буровых свай могли установить лишь при осадках от одного до полутора диаметров свай, в то время как забивной при осадке, равной 0,1 диаметра сваи. Под подошвой сваи было зафиксировано уплотненное ядро высотой 15 см (0,75d) конической формы. Плотность грунта в ядре была равной 2,0 г/см<sup>3</sup>, в то время как естественная 1,47 г/см<sup>3</sup>. Эпюра контактных давлений под подошвой в большинстве случаев имела седлообразную форму с мак-

симумом у краев, где давление превышало более 10 МПа. Среднее давление составило около 7 МПа. При этом частицы грунта разрушались. Частиц размером менее 0,105 мм увеличивалось с 17% (естественный грунт) до 65% (после проведения опыта).



**Рис. 1.2. Зависимость между нагрузкой и осадкой при испытании цилиндрической буронабивной сваи (а); то же с уширением (б); то же с плотностью под подошвой (в); то же большей длины (г).  
 Графики сопротивления основания (3); боковой поверхности (2); сваи в целом (1)**

В работе [6] описаны результаты статических испытаний моделей опор глубокого заложения диаметром от 60 до 530 мм в послойно уплотненном песчаном основании ( $\rho = 1,73 \text{ г/см}^3$ ,  $\varphi = 33^\circ$ ). Удельная сила трения по боковой поверхности свай-штампов возрастала с увеличением диаметров моделей:

$d$ , мм	60	75	115	195	430	530
$\tau$ , МПа·10 <sup>2</sup>	3,3	5,4	5,0	19	19	21,8

Относительная предельная осадка была примерно постоянной и равной 0,01. С увеличением ( $p = \text{const}$ ) осадки модулей резко снижались.

**Влияние начальной плотности песка.** Опыты [7] проводили в сухом песке со следующими характеристиками:  $d_{10}/d_{60} = 0,66$ ;  $d_{15}/d_{85} = 0,56$ ;  $d_{10} = 0,135 \text{ мм}$ ;  $\rho_{d,\text{min}} = 1,391 \text{ г/см}^3$ ;  $n_{\text{max}} = 47,5\%$ ;  $\rho_{d,\text{max}} = 1,696 \text{ г/см}^3$ ;  $n_{\text{min}} = 36\%$ ;  $\varphi_{\text{min}} = 29^\circ$ ;  $\varphi_{\text{max}} = 45^\circ$ .

Ширину или диаметр моделей изменяли от 36 до 150 мм. Все модели имели шероховатую контактную поверхность. Одна серия опытов проведена с незаглубленными штампами для определения  $N_\gamma$  и  $s_\gamma$ , другая – с пригрузкой 10 и 30 кН/м<sup>2</sup>. Песок отсыпали с определенной высоты. Для оценки результатов опытов использован критерий Бринч-Гансена: за разрушающую нагрузку принимается  $p_u$ , при котором за интервал  $0,9p_u - p_u$  осадка возрастала не менее, чем в 2 раза.

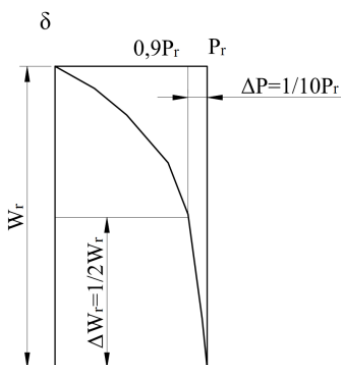
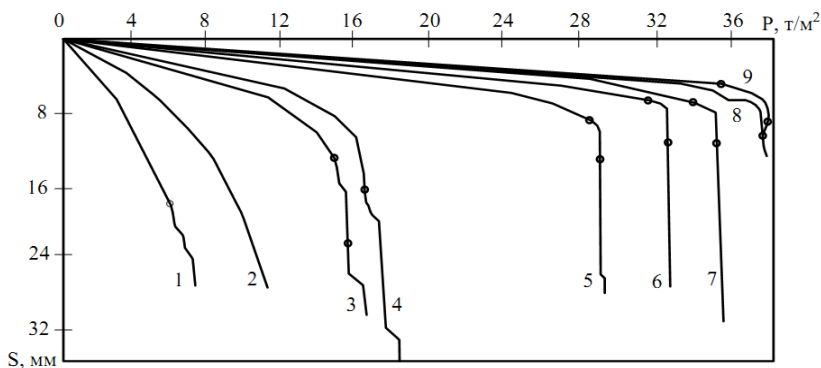
Влияние плотности на несущую способность показана на рис. 1.3.

**Влияние относительного заглубления на осадку и несущую способность основания.** Этому вопросу уделялось большое внимание [8 – 11]. В большинстве экспериментов начальная плотность и влажность грунта вокруг моделей и натуральных фундаментов была примерно постоянной.

Мейергофом Г. [12] проведена серия опытов с моделями опор квадратного и четырехугольного сечения на сухом мелкозернистом песке, уплотненном до достижения пористости  $n = 37,1\%$ . Модели были выполнены из бронзы шириной 0,5 и 1 дюйм, длиной и высотой от 0,5 до 6 дюймов. Критическая нагрузка достигалась при осадках, составляющих (0,05...0,2) ширины опоры. Верхний предел относится к более заглубленным опорам. При опорах с квадратным сечением поверхность разрушения не наблюдалась при глубинах, более чем в 2 раза превышающих ширину опоры. Несущая способность увеличивалась пропорционально глубине

$$q_{u\lambda} = q_{u0}(1 + 1,4\lambda). \quad (1.4)$$

Отношение величины остаточной несущей способности к пиковой в среднем составило 0,4 и несколько уменьшалось с заглублением модели. Критические нагрузки на опоры с квадратным сечением примерно на 30% меньше, чем прямоугольных при одинаковой ширине и несколько выше, чем для круглых.



**Рис. 1.3. Результаты экспериментов Де Беера [7] (а), критерий разрушения по Бринч-Гансену (б)  $D_r$ :**  
 1 – 0,324; 2 – 0,554; 3 – 0,625; 4 – 0,678;  
 5 – 0,825; 7 – 0,890; 9 – 0,875

В опытах А. Я. Лускина, В. Г. Березанцева и О. А. Савинова [13] рассмотрено влияние заглабления штампа на величины предельных нагрузок. Получены следующие данные

$h$ , см	0,5	4	7,5	13,5
$\sigma_{из}$ , МПа	3,50	500	700	1000

Ширина кольца, образуемого валиками выпирания вокруг штампа, равнялось 1,5 диаметрам штампа.

Мурзенко Ю. Н. и Тарикулиев З. Я. проводили [14] эксперименты в среднезернистом послойно уплотненном до  $\rho = (1,7 \dots 1,75)$  г/см<sup>3</sup> песке с шероховатыми и гладкими моделями.

В опытах с шероховатым штампом диаметром 354 мм получено:

$\lambda$	0	0,25	0,5	1
$F_{из}$ , кН	9,4	13,5	19,0	28,7

В работе [15] исследовали механизм влияния масштабного эффекта на несущую способность плотного песчаного основания, на которое передавалась осевая вертикальная нагрузка через фундамент мелкого заложения. Ранее эту проблему рассматривал Де Беер (1965). Анализируя опубликованные экспериментальные данные, он установил, что коэффициент несущей способности  $N_\gamma$  уменьшался с увеличением ширины фундамента. Опираясь на гипотезу Муса о прогрессирующем разрушении плотных песков, Де Беер пришел к выводу, что максимальный угол сопротивления сдвигу становился меньше для широких фундаментов, чем для узких.

Опыты [15] проводили на центрифуге с радиусом вращения 118 см в условиях плоской деформации с моделями из дюралюминия шириной 2,3 и 4 см. Основанием моделей являлся послойно уложенный песок, уплотненный вибратором и имеющий следующие характеристики:  $D_{10} = 0,13$  мм;  $D_{60}/D_{10} = 1,39$ ;  $n_{\max} = 49,9\%$ ;  $n_{\min} = 37,9\%$ ;  $n = 37,9\%$ ;  $D_r = 87\%$ ;  $\omega = 0,12\%$ ;  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>;  $\varphi_{\max} = 46^\circ$ . Коэффициент несущей способности вычисляли по формуле

$$N_{\gamma q} = q \left/ \frac{B}{2} \right. \gamma,$$

где  $q$  – интенсивность несущей способности.

Результаты опытов приведены в табл. 1.1 и на рис. 1.4.

Для анализа результатов использован введенный Де Беером параметр  $\gamma B/E_q$ . С увеличением этого параметра уменьшался коэффициент несущей способности  $N_{\gamma q}$  и возрастала максимальная относительная осадка  $s_f/B$ . Масштабный эффект становился более заметным с увеличением относительного заглубления  $D_t/B$ . При  $\gamma B/E_q \geq 0,15$  величины  $N_{\gamma q}$  и  $s_f/B$  практически оставались постоянными.

Несущая способность моделей с гладкой подошвой была на 60...80% ниже, чем шероховатой. Средние значения мобилизованного угла сопротивления сдвигу уменьшались с увеличением ширины фундамента. Степень уменьшения возрастала с увеличением  $\lambda$ .

### 1.1. Измеренные величины несущей способности

$\lambda$	$B$ , см	$\Phi$ , град.	$q_u$ , МПа
0	3	44,5	0,13
	60	43,7	1,76
	120	43,0	2,23
1	3	43,0	0,39
	80	42,1	3,76
	120	41,5	5,20



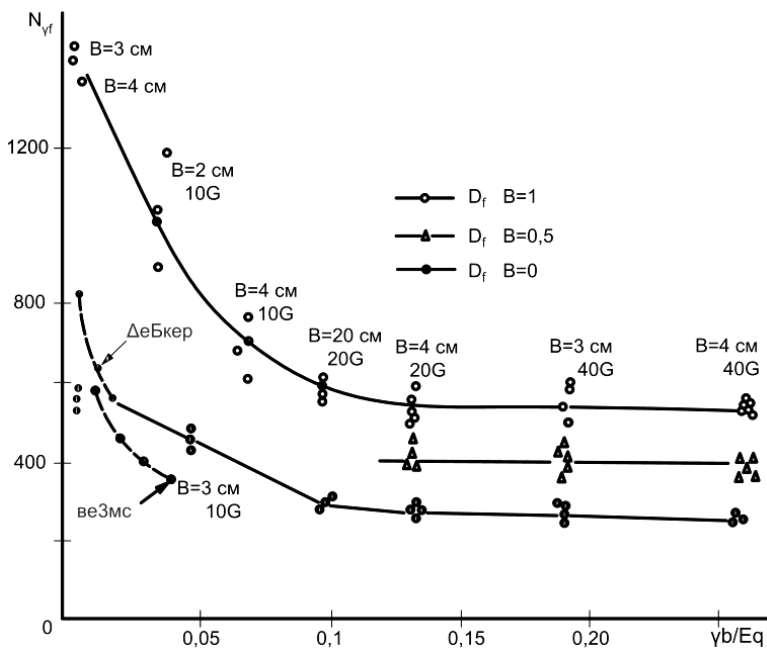


Рис. 1.4. Зависимость коэффициента несущей способности от плотности и относительного заглубления модели

Деформации сдвига и линии скольжения наблюдали с помощью  $\gamma$ -лучей. Сдвиговые деформации вдоль линий скольжения существенно различались, в среднем достигая 5%. Средний угол сопротивления сдвигу вдоль линии скольжения близок к максимальному (пиковому). Разница между пиковым и остаточным величинами угла внутреннего трения составляла  $5...6^\circ$ . Остаточный коэффициент несущей способности  $\{N_{\gamma q}\}_r$  практически не зависел от параметров  $\gamma B/E_q$  и  $s_f/B$ .

**Влияние размеров и формы фундамента на осадку и несущую способность.** Теоретическим путем П. А. Миняев показал [16], что сопротивление грунта изменяется в зависимости от размеров и формы загрузочной площадки. Для подтверждения этого были проведены опыты в ящике размером  $1 \times 0,8 \times 0,8$  м на песчаном основании.

Для пластинок диаметром 16, 24, 32 и 40 см соответственно получены предельные нагрузки 0,095, 0,159, 0,224 и 0,326 МПа, т.е. несущая способность основания оказалась почти пропорциональной диаметру площадки.

Кананян А. С. исследовал [17] очертание линий скольжения и величины критической нагрузки на штампы шириной 10 и 15 см. Основание приготавливалось из среднезернистого песка ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ,  $\phi = 32...34^\circ$ ). Критическая

нагрузка на штамп шириной 10 см составила 0,151 МПа, на штамп шириной 15 см – 0,251 МПа. Длина зоны выпирания составила от 4 до 6 ширин штампа, глубина 1,5–2 ширины. Угол выхода поверхности сдвига к дневной поверхности основания 27...42°.

Мейергоф Г. в опытах на песке установил [12]: несущая способность возрастала с уменьшающейся скоростью по мере роста ширины модели фундамента; при равной площади подошвы несущая способность квадратных моделей фундаментов несколько выше, чем круглых; несущая способность квадратных моделей на 30% меньше, чем прямоугольных при одинаковой ширине.

Иствуд пришел к выводу [18]: несущая способность не зависит от длины фундамента; скорость роста несущей способности уменьшается с увеличением ширины; несущая способность круглых фундаментов диаметров 10 и 15 см была несколько ниже, чем прямоугольных такой же ширины. Коэффициент формы для круглых моделей диаметром 10 см равнялся 0,96, а диаметром 15 см – 0,94.

Нархари и Моган проводили эксперименты [19] на мелком речном песке, уплотненном до разной степени, с моделями разных размеров и формы. Опыты показали: наблюдаемая несущая способность в 5,6 раз превышала вычисленную по формуле Мейергофа; коэффициент формы на песке плотностью  $103 \text{ rb} / \text{ft}^3$  равнялся 1,25, а плотность  $107 \text{ rb} / \text{ft}^3$  – 2,64; а увеличением плотности на  $4 \text{ rb} / \text{ft}^3$  несущая способность основания возрастала на 185%.

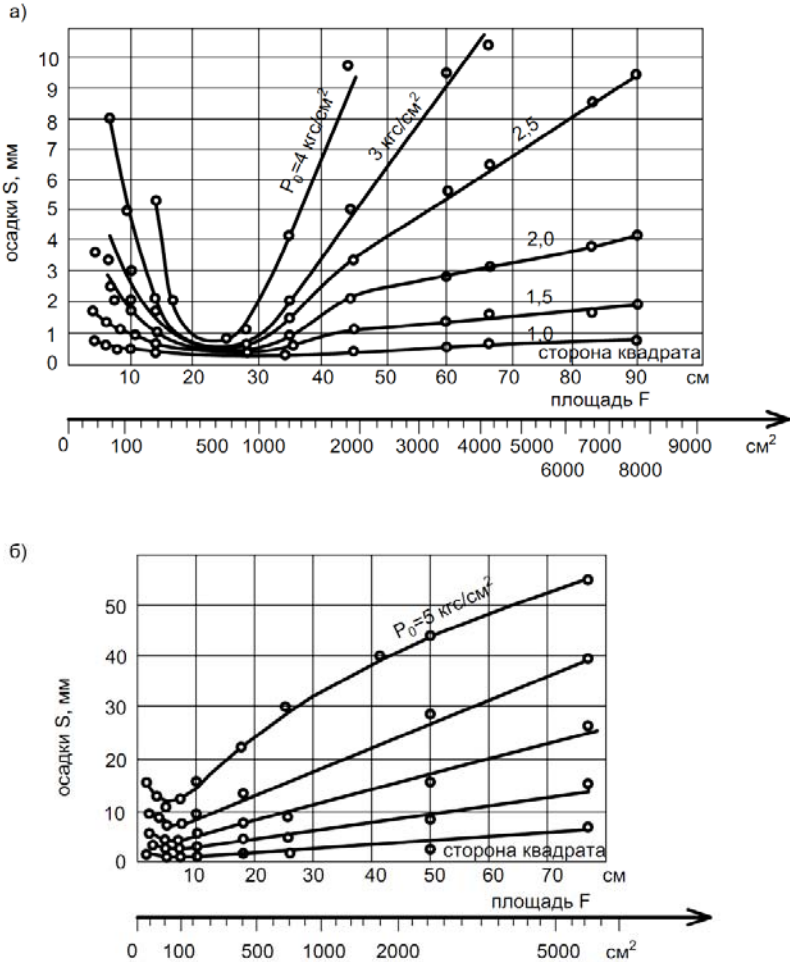
Селиг и Макки [20] в опытах на плотном песке установили, что несущая способность прямо пропорциональна ширине фундамента. При равной площади отношения несущей способности круглых фундаментов к квадратным равнялось 0,887. Несущая способность квадратных фундаментов на 34,6% меньше, чем прямоугольных такой же ширины.

Анализируя экспериментальные данные, Де Беер установил [7], что коэффициент несущей способности уменьшается с увеличением ширины фундамента. Опираясь на гипотезу Муса о прогрессирующем разрушении плотных песков, он пришел к выводу, что максимальный угол сопротивления сдвигу становился меньше для широких фундаментов, чем для узких.

Для установления зависимости между осадкой штампа и его размерами проведены многочисленные опыты в СССР и за рубежом. Впервые такие опыты были поставлены инженером Прессом в 1930 г. [21]. Начиная с определенных размеров сторон штампа при одинаковых удельных давлениях, осадки возрастали с увеличением размером штампа (рис. 1.5, а). При меньших размерах наблюдалась обратная зависимость.

По результатам опытов, проведенных Фундаментстроем со штампами площадью от 2500 до 80 000 см<sup>2</sup> на пылеватых влажных суглинках, при удельных нагрузках, не превосходящих предела пропорциональности, осадка оказалась пропорциональной корню квадратному из площади штампа (рис. 1.5, б).

Подобные результаты получены Х.Р. Хакимовым в опытах с фундаментами площадью от 0,5 до 15 м<sup>2</sup> на водонасыщенных мелкозернистых заиленных песках, и В. Н. Голубковым в опытах с кустами свай, нагруженными вертикальной силой [22].



**Рис. 1.5. Зависимость между осадкой и размерами штампа:**

*а* – для песка ( $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$ ;  $n = 42\%$ );

*б* – для суглинка с содержанием песка до 46%

По данным Д. Е. Польшина осадки квадратных штампов на лессовидных суглинках пропорциональны размеру стороны при средних давлениях до 0,125 МПа.

Прокаш С. и Гумман М. С. провели эксперименты [20] с круглыми, квадратными и прямоугольными штампами в песке с  $\varphi = 43^\circ$  и  $\rho = 1,8 \text{ г/см}^3$ . Результаты представлены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Размеры штампа, см×см	Площадь штампа, см <sup>2</sup>	Несущая способность основания, МПа	$\frac{q_{ni}}{q_{nsg5}}$	Примечания
5×5	25	0,230	1,0	
$d = 5,65$	25	0,20	0,87	
7,5×7,5	56,25	0,315	1,37	
$d = 8,4$	56,25	0,283	1,23	
10×10	100	0,387	1,68	
$d = 11,29$	100	0,352	1,53	
7,5×7,5	112,5	0,351	1,53	
7,5×22,5	168,7	0,381	1,61	
7,5×30	225,0	0,408	1,77	
7,5×37,5	281,2	0,418	1,82	
7,5×45	337,5	0,424	1,84	
7,5×52,5	393,7	0,25	1,85	
5×5	25	0,215	1,00	
$d = 5$	19,6	0,200	0,93	
$d = 10$	78,5	0,275	1,28	
8,86×8,86 <sup>×</sup>	78,5	0,302	1,40	Опыты автора $\omega = 0,05$ ; $\rho = 1,7$ г/см
8,86×17,72 <sup>×</sup>	157	0,339	1,58	
8,86×35,44 <sup>×</sup>	317	0,359	1,67	
5×5 <sup>xx</sup>	19,6	0,080	1,00	
$d = 5^{xx}$	19,6	0,067	0,84	
$d = 10^{xx}$	78,5	0,140	1,75	
$d = 15^{xx}$	176,7	0,162	2,02	
$d = 20^{xx}$	314,1	0,148	1,85	
$d = 25^{xx}$	490,9	0,148	1,85	Опыты автора $\omega = 0,005$ ; $\rho = 1,58$ г/см

По результатам экспериментов были сделаны следующие выводы:

- при постоянной ширине несущая способность увеличивается с увеличением длины модели до  $4b$ , дальнейшее увеличение длины не приводит к существенному росту несущей способности;
- несущая способность возрастает с увеличением ширины или диаметра штампа с уменьшающейся скоростью;
- при равной площади фундаментов несущая способность круглого фундамента примерно на 8% меньше несущей способности квадратного;

– наблюдаемые значения несущей способности в 2–3 раза превышают теоретические;

– ширина поверхности разрушения  $b_u$  увеличиваются с уменьшающейся скоростью с увеличением длины фундамента: для  $n = L_t / b_t = 1b_u / b_f = 1,25$ ;  $n = 2b_u / b_f = 4,1$ ;  $n = 7b_u / b_f = 5,7$ .

Зависимость относительной осадки фундамента  $\bar{s} = s_t / b_f$  от ширины фундамента  $b_f$  слабопараболическая. Для квадратных моделей получено:

$b_f$ , см	5	7,5	10
$\bar{s}$	0,066	0,06	0,057

для круглых

$d_f$ , см	5,65	8,45	11,29
$\bar{s}$	0,057	0,045	0,042

Мус и Вейс [23] на основе опытов на песчаном основании под водой (что исключало сцепление) со штампами шириной 50 см и различной длины получили формулы для коэффициентов, учитывающих влияние формы  $v$  и заглубления  $v_t$  фундаментов

$$v = 1 - 0,22B / L,$$

$$v_t = 1 + 0,76B / L.$$

**Эмпирические формулы для определения осадки фундамента.** Зависимость между нагрузкой  $p$  и осадкой  $s$  незаглубленного жесткого штампа представляют различными формулами

$$p = ks;$$

$$p = ks^{1/2};$$

$$p = c(1 - e)^{s/k};$$

$$p = ks^n;$$

$$p = (k_0b + k\varphi) s^n;$$

$$p = (k_1 + \alpha Bk_2)\beta^n (s/B),$$

где  $k, c, n, k_c, k_\varphi, \alpha, \beta$  – опытные параметры;  $k_1, k_2$  – сопротивление грунта сдвигу,  $B$  – ширина или диаметр штампа.

Для круглых и квадратных штампов  $\alpha = 0,5$  и  $\beta = 4$ . Черкасов И. И. рекомендовал следующее выражение

$$p = A(s/s_0)^n,$$

где  $A$  – число твердости;  $s_0$  – единичная осадка.

Терцапи К. и Пек Р. в 1948 г. предложили следующее эмпирическое соотношение для определения осадки натурного фундамента шириной  $B$  по осадке квадратного штампа с размерами стороны 1 фут –  $s_1$  при том же вертикальном давлении

$$s_B = s_1 \left( \frac{2B}{1+B} \right).$$

Бьерум и Егестаг в 1963 г. получили подобную формулу

$$s_B = s_1 \left( \frac{2B}{1+B^{0,875}} \right).$$

Затем Бьерум вместе с Баратой в 1973 г. ввели относительную прочность грунта

$$2 s_B = s_1 \left( \frac{2B}{1+B^m} \right),$$

где  $m = 0,788 + 0,0025R$ .

Бурмистер в 1947 г. рекомендовал (ОФиМГ, 1973, № 4) следующую формулу для определения осадки фундамента шириной  $B$  с учетом возрастания модуля деформации с глубиной

$$s = c_{\Delta} \frac{pB}{(E_z + cB)} (1 - u^2),$$

где  $c_{\Delta}$  – коэффициент, зависящий от формулы и жесткости фундамента.

Зарецким Ю. К. предложена формула, связывающая осадку штампа с его размерами, нагрузкой на штамп и параметрами нелинейного закона деформации:

$$s = f(\sigma_i, c, B^*),$$

где  $B^*$  – параметр закона деформирования грунта, принятого для деформации сдвига в виде

$$e_i = \frac{B^* \sigma_i}{(c + \sigma_i \tan \varphi) - \sigma_i}, \quad B^* = B^*(b, c^*),$$

где  $e_i$ ,  $\sigma_i$  – интенсивность деформаций и напряжений сдвига;  $B$  – полуширина полосового штампа или радиус круглого;  $c$  – коэффициент формы, равный для полосы единице, круглого штампа  $c = 0,43$ .

Арнольд М. в 1980 г. получил формулу в виде [24]

$$s_B = s_1 \frac{43,06B^2}{[1 + (3,281)^m]^n}.$$

Для расчета осадок ленточного фундамента на рыхлом песке Н. Я. Рудницкий предложил следующие выражения [37, Ч. 1]

$$s/2a = A(p/2ap)^n,$$

$$s = (0,026a - 0,005h)\sqrt{(p/2ap)^3},$$

где  $A$  и  $m$  – параметры, определяющиеся из опыта;  $a$  – полуширина штампа.

Осадки штампа при  $\rho = 1,52 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho = \text{const}$ , заглубленного на ширину штампа ( $\lambda = 1$ ) примерно в 6 раз меньше, чем незаглубленного.

Чижиков П. Г. и Беда В. И. [26] на основе обработки графиков нагрузка-осадка в разных грунтовых условиях с натурными и модельными фундаментами мелкого и глубокого заложения сваями получили зависимость

$$s = 0,22Fs_u / F_u; \quad \bar{s} = 0,22\bar{F} / 1 - 0,78F.$$

Осадку для песчаных грунтов рекомендовано вычислять по формуле

$$s = 4,2a_s F_s^{0,4},$$

где  $a_s$  – коэффициент, определяемый по графику (рис. 1.6).

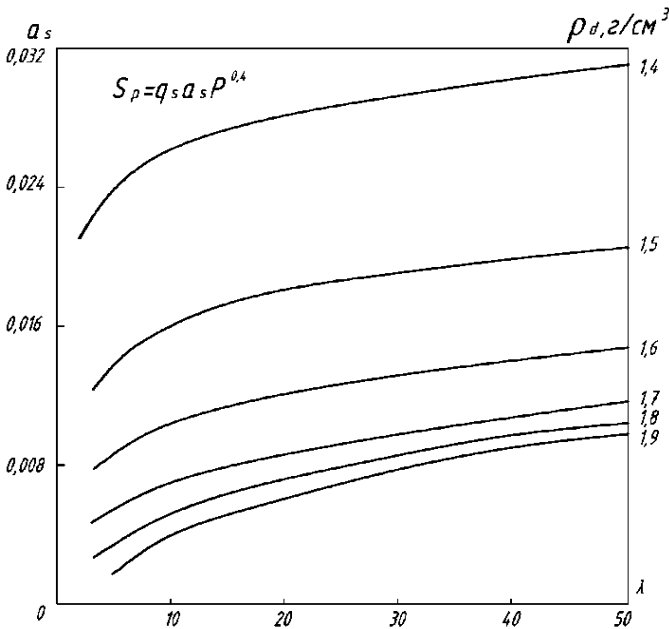


Рис. 1.6. График зависимости параметра  $a_s$  от относительного заглубления фундамента в грунт при разных значениях плотности сухого грунта

Воробьева Е. Ю. и Черкасов И. И. предложили [27] использовать для описания кривой зависимости полной осадки штампа от нагрузки уравнения вида

$$p = A_n (s/D)^{n_n},$$

где  $A_n$  – параметр полных деформаций, имеющих параметр напряжения;  $n_n$  – безмерный параметр полных деформаций.

Граница разниц между слабыми и средними основаниями описывается уравнениями

$$p = 2(s/D)^{0,67}$$

между средними и твердыми основаниями

$$p = 7(s/D)^{0,67}.$$

Полные деформации поверхности за пределами штампа могут быть вычислены по уравнению

$$s_n = sL_n(e^{m_n} R/D),$$

где  $s$  – полная осадка штампа;  $R$  – расстояние от кромки штампа до точки определения осадки;  $L_n, m_n$  – безмерные параметры полных деформаций (табл. 1.3).

В работе [28] на основе анализа теории размерностей приведены следующие зависимости между безмерными комплексами для круглого фундамента радиусом  $R$ , заглубленного на  $h$ :

$$\begin{aligned} s/R &= (F/\gamma R^3)^\alpha c_n h_k(h/R, \xi); \\ \varepsilon_z &= f_\varepsilon(h/R, x/R, y/R, \xi) c_n (\Delta F/\gamma h)^\alpha; \\ \varepsilon_z &= \alpha \varepsilon_0, \quad s = \alpha s_0, \end{aligned}$$

где  $c_n = f(n_k/n)$  – функция, определяемая из графиков в координатах  $\max \log(s/R) - \log(F/\gamma \pi R^3)$  при разных значениях  $n_k/n$ ;  $h_k, f_\varepsilon$  – экспериментально определяемые функции;  $\xi$  – коэффициент бокового давления;  $\alpha$  – скалярный коэффициент.

**Таблица 1.3**

Тип основания	Осадки жесткого штампа				Осадки поверхности за пределами штампа	
	полная		остаточная		упругая	
	$A_n$	$n_n$	$A_0$	$n_0$	$L$	$m$
Слабое	7	0,50	8	0,50	12	0,4
Среднее	34	0,67	41	0,67	9	0,6
Твердое	94	0,80	120	0,80	6	0,8



Для оценки результатов статических испытаний свай используют следующее гиперболическое уравнение

$$F = s/a + bs.$$

Постоянные  $a$  и  $b$  определяются из двух уравнений. При  $s \rightarrow \infty$  получают  $F_u = 1/b$ .

Для практического расчета часто применяют (НИИпромстрой) уравнение

$$s/F = a + b.$$

В координатах « $s/F - \lg s$ » параметры прямой являются « $a$ » – по оси  $s/F$  и « $b$ » =  $\Delta(s/F)/\Delta s$  – тангенс угла наклона прямой.

Автор проанализировал результаты испытаний штампом на территории г. Воронежа, выполненных ВТИСИЗом. В основании залежали мелко- и среднетерrestrialные пески в основном средней плотности, суглинки и глины от мелкопластичной до твердой консистенции.

Эмпирическая формула имеет вид

$$s_i = \bar{s}_u d \bar{F}_{ui}^{0,686}, \lg F_u = 1,36 - 1,72e.$$

**Размеры и форма поверхностей скольжения.** Исследования проводили В. Г. Березанцев и В. А. Ярошенко [29], М. В. Малышев [30, 31], А. С. Канаян [17, 32], Ю. Н. Мурзенко [14], С. Е. Кагановская [33], В. Н. Домбровский [34, 35], М. В. Малышев и С. А. Егоров [36], А. Джамикис [37], Е. Селиг и К. Ки [20], К. Коль [38, 23] и др.

Рассмотрим результаты опытов, выполненных большим авторским коллективом под руководством В. Г. Березанцева [29, 39, 40]. Предельное состояние песчаного основания возникло в момент окончания формирования уплотненного ядра под фундаментом. При наличии возможности выпирания потеря устойчивости основания происходила в виде общего сдвига прилегающего к фундаменту грунта по поверхностям скольжения.

При отсутствии выпирания интенсивное нарастание осадки имело место за счет уплотнения окружающего грунта, происходящего в результате взаимодействия зон сдвигов и зон уплотнения, расположенных выше и ниже подошвы фундамента.

Исследован процесс образования уплотненного ядра с помощью кино съемки (рис. 1.7). Упругая часть ядра, непосредственно примыкающая к подошве штампа, имела близкую к треугольной форму с углом у вершины в пределах от 60 до 80°. Неупругая часть ядра имела, как правило, не симметричную форму высотой до 2-х ширин штампа. Очертание неупругой части ядра и положение ее вершины в процессе нагружения штампа непрерывно менялось. При  $\lambda < 0,5$  (незаглубленные и мало заглубленные фундаменты) поверхности скольжения выходили на поверхность основания под углом  $(45 - \varphi/2)$  к горизонту и в момент выхода происходило выпирание грунта. В случае фундаментов мелкого заложения ( $0,5 < \lambda < 1,5 \dots 2,0$ ) поверхности скольжения, поворачиваясь вверх, достигали плоскости на уровне подошвы под углом  $(90 - \varphi)$

и только при подходе к поверхности происходило изменение этого угла до  $(45 - \varphi/2)$ . Выпирание грунта здесь имело место при больших осадках. Для фундаментов глубокого заложения ( $\lambda > 1,5 \dots 2,0$ ) поверхности скольжения при допустимых для сооружений осадках доходили до горизонтальной плоскости на уровне подошвы фундамента.

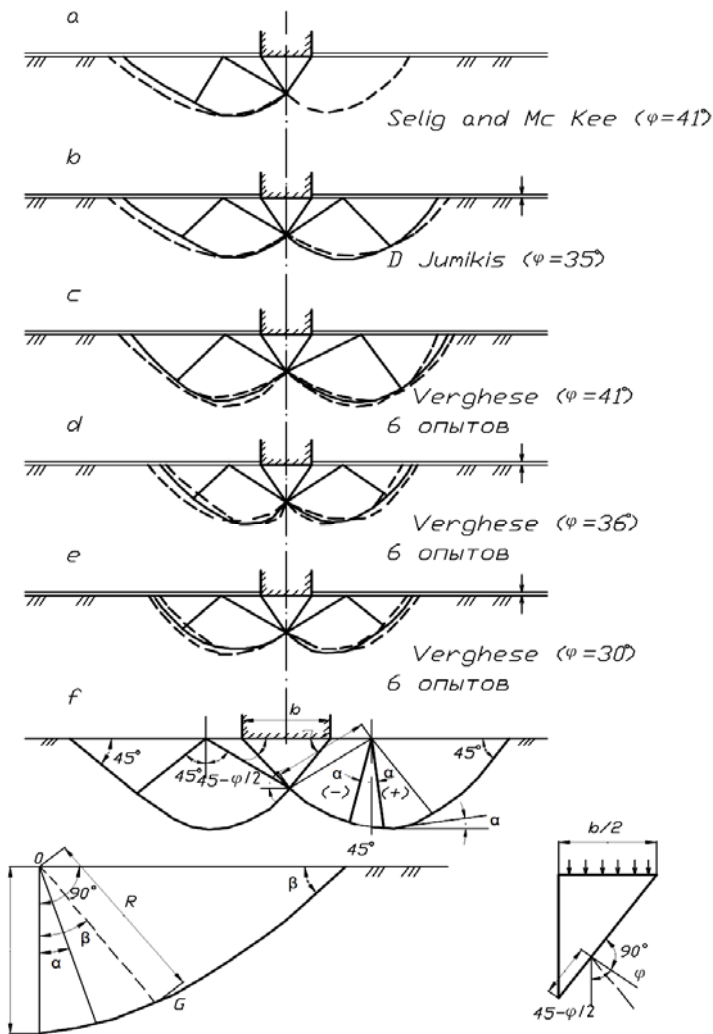


Рис. 1.7. Схемы наблюдаемых (пунктир) и принятых в расчете (сплошная линия) поверхностей разрушения

Основными характеристиками поверхностей скольжения являются: наибольшая глубина поверхности  $h_s$  (или  $\bar{h}_s = h_s/b$ ); расстояние от штампа до линии пересечения следа поверхности скольжения с горизонталью на уровне подошвы штампа  $r_s$  (или  $\bar{r}_s = r_s/b$ ); угол наклона к горизонтали касательной, проведенной к следу поверхности скольжения в месте выхода его на поверхность  $\varphi_s$ .

По данным Селига и Ки [20]  $\bar{h}_s = 0,95$ ;  $\bar{r}_s = 1,95$ ;  $\beta_s = 42$  при  $\beta = 42^\circ$ .

По результатам опытов Вергиса [41]  $\bar{h}_s = 1,05$ ;  $\bar{r}_s = 2,3$ ;  $\varphi_s = 42^\circ 30'$  при  $\varphi = 41^\circ$ .

Мурзенко Ю. Н. проводил опыты [14, 42] со стальными жесткими квадратными штампами с размерами 707, 612, 300 и 200 мм на воздушно-сухом песчаном основании плотностью  $1,75 \text{ г/см}^3$  ( $\varphi = 41^\circ$ ). Длина зоны выпирания находилась в пределах  $(1,33 \dots 2,30)d$ . В опытах с передачей нагрузки через шарнир и жесткую опору отмечены одинаковые средние осадки, длины зоны выпирания и предельные нагрузки на основание.

Линейная зависимость осадки от давления наблюдали до  $\bar{F} = 0,7 \dots 0,8$ . Относительная осадка уменьшалась с увеличением размеров подошвы модели.

В работе [43] исследовалась деформация песка ( $e = 0,58$ ;  $\omega = 0,01$ ;  $\varphi = 35^\circ$ ) в основании полосового штампа методом фотограмметрии. На рисунке 1.8 показаны изолинии сдвиговых деформаций для запредельного состояния грунта по устойчивости. В области 1 отсутствуют сдвиговые и объемные деформации. В вертикальном направлении элементы среды в этой зоне расширяются, а в горизонтальном – сжимаются.

Линии скольжения выходят на поверхность основания под углом, близким к  $45 - \varphi/2$ , а максимальная сдвиговая деформация – под углом  $40 \dots 45^\circ$ .

В работе [34] описаны эксперименты на однородном песке средней крупности и средней плотности со штампами размером  $0,4 \times 0,4 \text{ м}$ ;  $0,7 \times 0,8 \text{ м}$ ;  $0,4 \times 1,2 \text{ м}$  и  $0,4 \times 1,6 \text{ м}$ . Минимальные значения глубины и длины зоны разрушения установлены при  $n = r/b = 1$ , а максимальные – при  $n = 4$  и составили для квадрата  $0,65b$  и  $(1,3 \dots 1,6)b$ , а для ленты –  $1,26b$  и  $2,12b$ . Пересечение поверхностей скольжения происходило на глубине  $(0,15 \dots 0,25) \text{ м}$ .

Величина разрушающих давлений для  $n = 1$  составило  $0,8 \text{ МПа}$ , а для  $n = 3 \dots 4$  – около  $0,6 \text{ МПа}$ .

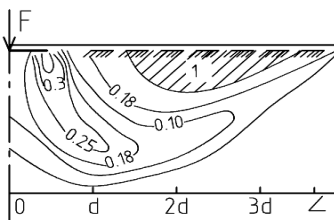
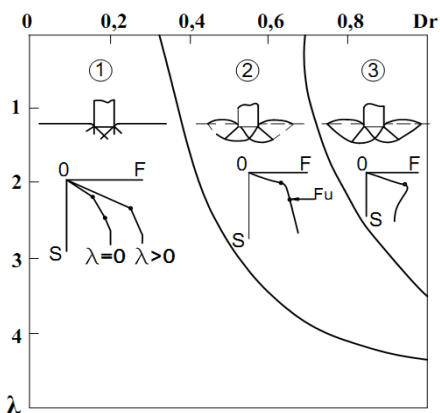


Рис. 1.8. Изолинии сдвиговых деформаций при осадке штампа  $9,3 \text{ мм}$

В работе [36] описаны результаты исследования деформирования песчаного основания жесткого полосового шероховатого штампа. Основание формировали из послонного уплотненного воздушно-сухого песка до  $\rho = 1,71 \dots 1,73 \text{ г/см}^3$  ( $e = 0,55 \dots 0,51$ ). Угол внутреннего трения  $\varphi$ , определенного в стабилометре в условиях плоского деформирования, равнялся  $44,5^\circ$ , а при осесимметрическом деформировании –  $40^\circ$ . Нагружение осуществляли по силовой схеме (статическое нагружение) и по схеме задаваемых перемещений (кинематическое нагружение).

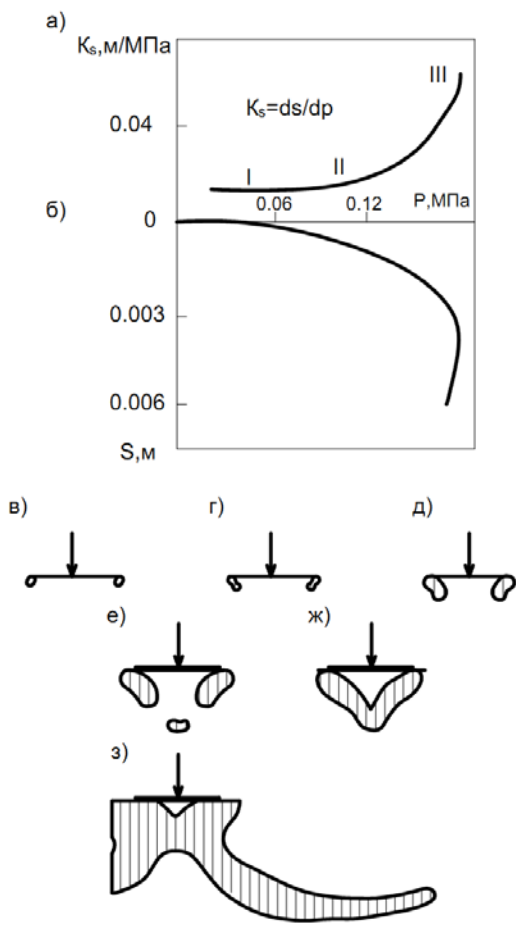
Для оценки предельного состояния вводили параметр  $\eta = \varepsilon_i^0 / \varepsilon_i^f$ , где  $\varepsilon_i^f$  – интенсивность деформации сдвига, определенная из стабилометрических испытаний в условиях плоской деформации при достижении пиковой прочности, а  $\varepsilon_i^0$  – интенсивность деформаций сдвига элементов грунта, выделенных на боковой поверхности основания в форме квадратов, определенная по перемещениям марок.

При статическом и кинематическом нагружении зависимость осадок штампа от действующих нагрузок вплоть до потери основанием устойчивости мало различались. Интенсивность нарастания осадки с увеличением нагрузки оценивали коэффициентом  $k_s = ds / dp$  (рис. 1.10). График « $k_s - p$ » до  $\bar{p} = 0,6 \dots 0,7$  имел горизонтальный участок. При дальнейшем нагружении величина  $k_s$  возрастала. Выпор грунта наблюдали при осадке, в несколько раз превышающей предельную нагрузку. Выделены (рис. 1.9) следующие фазы деформирования, характеризующиеся: 1) уплотнением грунта; 2) линейной деформируемостью; 3) нелинейной деформируемостью; 4) разупрочнением; 5) общим выпором.



**Рис. 1.9. Зависимость вида разрушения основания от относительных величин плотности грунта и заглубления фундамента:**

1 – уплотнение, 2 – местный сдвиг, 3 – общий сдвиг



**Рис. 1.10.** Графики зависимости  $s(p)$  (а),  $k_s(p)$  (б); очертания областей предельного состояния грунта в основании жесткого полосового штампа при  $\bar{p}$  :  $\bar{p} - 0,5$ ;  $z - 0,3$ ;  $d - 0,5$ ;  $e - 0,7$ ;  $ж - 0,85$ ;  $z - 1$

Авторы приходят к выводу, что во всем рассматриваемом диапазоне нагрузок в областях, находящихся непосредственно под штампом и в призме выпирания, грунт может не достигать предельного состояния по прочности. В областях разрушения сопротивление сдвигу будет падать, достигая остаточного значения  $\varphi$ .

**Форма и размер уплотненного ядра.** Многочисленными опытами установлено, что перед движущимися в какой-либо среде (грунте, воде, воздухе, металле, сплавах и др.) предметами разной формы образуется поверхностный

слой округлой формы из материала среды. Ядра серпообразного очертания появлялись также перед движущимися элементами цилиндрической и эллиптической формы. Специалисты по механике грунтов и фундаментостроению в основном изучали ядра под подошвой жестких штампов, нагруженных осевой вертикальной силой. При этом использовали разные приемы: продавливание штампов через слой окрашенного грунта, методы фотофиксации, окрашенных экранов, измерение плотности перемещений, анализа деформаций закладываемых в грунт тонких пластических элементов и др. Большинство исследователей использовали первый способ. На основе экспериментов по продавливанию моделей фундаментов разной формы через окрашенные слои песка С. С. Тимофеев сделал заключение, что форма ядра не зависит от характеристики грунта, размеров штампа, шероховатости подошвы, скорости, глубины и способа погружения штампа. Во всех опытах ядро имело круглое очертание. С увеличением глубины погружения серповидные полосы окрашенных слоев утончаются и несколько выпрямляются. Концы их фиксированы на краях подошвы вне зависимости от степени шероховатости штампа. Ядро сохраняет во всех случаях размеры и форму.

Методами фотофиксации, измерения плотности и перемещений грунта под подошвой определили форму упругого уплотненного ядра в виде криволинейного треугольника с вогнутыми сторонами [29, 36, 33, 44, 17, 30 и др.]. К моменту потери устойчивости образуется другая часть уплотненного ядра, облегчающая первую и превосходящая ее по размерам. Упругое ядро образуется при  $\bar{F} > 0,2$ , глубина ее вершины с ростом нагрузки уменьшается от  $0,65B$  до  $0,3B$ , а при наступлении предельного состояния вновь увеличивается до первоначальных размеров.

Приведенный краткий обзор исследования размеров и формы уплотненного ядра под жестким незаглубленным штампом, загруженным осевой вертикальной силой, показал, что этот вопрос требует дальнейшего тщательного изучения. Мало исследовано деформирование основания при более сложных случаях нагружения штампа и при заглубленных фундаментах.

***Изменение плотности основания в процессе нагружения.*** Поля плотности исследовали Д. Е. Польшин, И. И. Черкасов, Ю. Н. Мурзенко, Э. В. Аринина, М. Н. Окулова, М. В. Балура, А. П. Криворотов и др. Наиболее полно этот вопрос изучал Ю. Н. Мурзенко [14]. Плотность определяли при разных уровнях нагрузки иглой-плотномером путем послойной срезки песка после остановки опыта и снятия нагрузки.

При  $\bar{F} = 0,8$  размер ядра уменьшался, зона разуплотнения охватывала окрестности под всей проекцией штампа на глубине  $(1,0 \dots 1,5)D$  и непосредственно по его краям. При предельной нагрузке продолжалось уменьшение высоты ядра и появлялась область очень интенсивных сдвигов.

За рубежом успешно применялись радиационные и другие косвенные способы оценки плотности грунта. Полученные поля плотности имели, как правило, чрезвычайно сложную картину зон разной относительной плотности. Вероятно, наряду с погрешностью измерений существенное влияние оказывала исходная однородность основания по плотности.

Под штампом выделялось уплотненное ядро округлой конической формы с плотностью 0,7...0,8 от исходной, шириной (0,65...0,80)  $B$  и глубиной (0,3...0,45)  $B$ . Под краями развигалась зона сдвигов шириной (0,2...0,4)  $B$ , сливающаяся под серединой штампа на глубине (0,5...0,7)  $B$ . В отдельных опытах уплотненное ядро окружал слой пониженной плотности. Поля плотности перед и после разрушения основания существенно различались. Отметим, что в отдельных экспериментах, например, в [48] плотность грунта в ядре при больших перемещениях значительно превышает исходную.

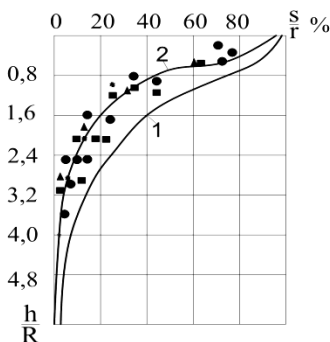
В наших опытах плотность песка под штампом измеряли penetromетром с углом конуса  $30^\circ$  в условиях плоской и пространственной задач. В отдельных опытах плотность измеряли кольцами из лаборатории И. М. Литвинова.

Полученные результаты близки к вышеописанным. В отдельных опытах непосредственно под подошвой зафиксирована зона пониженной плотности (до 0,95  $I_{d,0}$ ). Ширина ядра составляла (0,75...0,85)  $B$ , высота – (0,45...0,55)  $B$ .

Плотность песка в уплотненном ядре составляла 0,99...1,0 от исходной (1,7 г/см<sup>3</sup>,  $\omega = 0,05$ ), в зоне интенсивных сдвигов – 0,88...3 от исходной. На глубине 0,9  $B$  и более, расстояние (2,5...3,0)  $B$  от штампа плотность грунта заметно не изменялась. Процесс изменения плотности песка носил волно- и скачкообразный характер.

**Глубина активной зоны.** Исследованию распределения деформаций под штампом посвящены работы А. Т. Абрамова, И. М. Крыжановского, А. Г. Петровой [49], В. В. Швеца, Г. Б. Кульчицкого, А. М. Гельдфанбейна, Л. М. Шелест, А. М. Фиша, Л. Г. Абрамова, В. К. Дермелева, И. Н. Глуховцева [50], П. А. Коновалова и др. Глубина сжимаемой толщины примерно равна (1,5...2,0)  $d$ . В пределах слоя толщиной происходило около 85% осадки штампа. Деформации на любой глубине могут быть вычислены по формуле (50) (рис. 1.11).

$$s_\lambda = s_0 / (1 + 8\lambda^2).$$



**Рис. 1.11. Распределение напряжений (1) и деформаций (2)**

**по глубине грунтового массива:**

опыты СоюзДорНИИ – черные кружки; опыты УПИ: треугольник – песок пылеватый, крестик – суглинок, звездочка – глина, квадратик – грунт

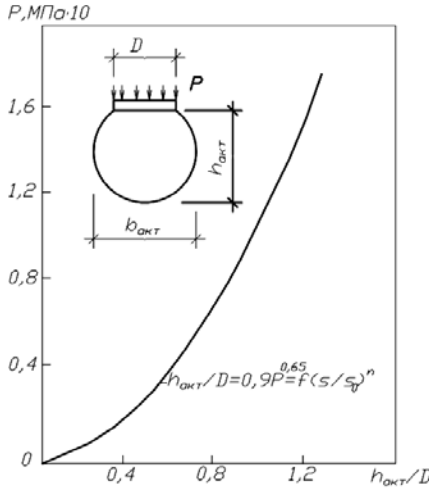


Рис. 1.12. Зависимость глубины активной зоны от давления на грунт и осадки фундамента

Деформации по глубине массива уменьшались значительно интенсивнее напряжений (рис. 1.12) [49].

В работе [51] исследован характер горизонтальных перемещений основания под жестким штампом размером  $40 \times 40$  см. Затухание горизонтальных перемещений наблюдалось до глубины  $(2 \dots 2,5)d$ . Соотношения между осредненными горизонтальными перемещениями и осадками составили  $(10 \dots 25)\%$ . С увеличением глубины заложения штампа значительно уменьшались горизонтальные перемещения (рис. 1.13). Такой же эффект наблюдался с уменьшением коэффициента пористости (рис. 1.13, а).

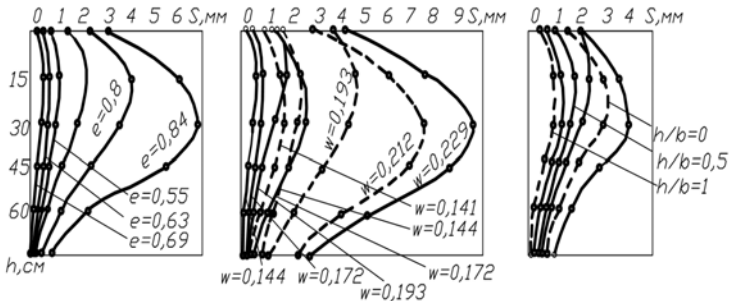
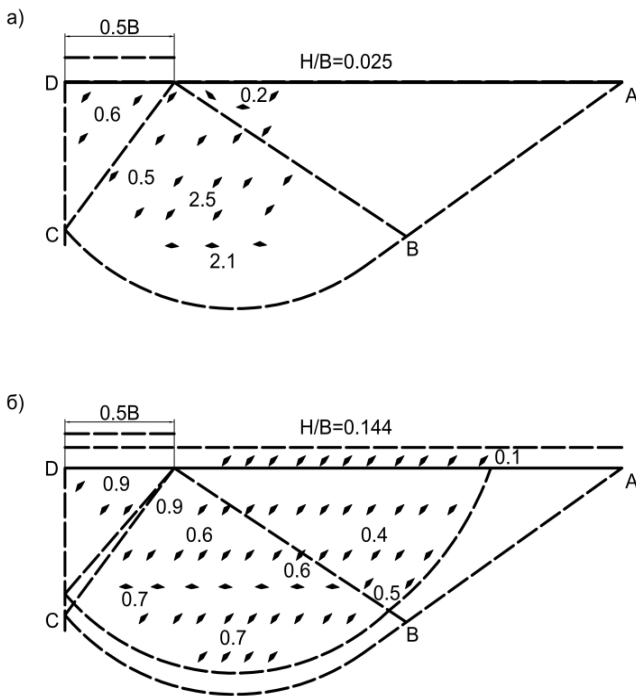


Рис. 1.13. Эпюры горизонтальных перемещений по вертикали под краем штампа в зависимости от плотности песчаного основания (а) при  $p = 0,2$  МПа. Влажность суглинка (б) при  $p = 0,2$  МПа (пунктирная линия), относительного заглубления (в) при  $p = 0,3$  МПа





**Рис. 1.14. Поле скоростей при внедрении жесткого штампа в полуплоскость, заполненную на  $H/B$ :**  
 $a - 0,025$ ;  $b - 0,144$

В работе [52] приведено поле скоростей (рис. 1.14), наблюдаемое в опытах по внедрению жесткого штампа в полуплоскости. В зависимости от глубины погружения штампа поле скоростей меняется. На рисунке 1.14, б просматриваются линии разрыва, разделяющие пластическую и жесткую зоны. Форма деформированной области и поле скоростей здесь хорошо описываются неассоциированным законом пластического течения.

В работе [53] определяли глубину активной зоны под круглым штампом диаметром 138 см и под плитой элеватора размером в плане  $20 \times 61$  м. Штамповые испытания проводили на илистом грунте (опыт 1,  $E = 1,6$  МПа), мелком песке (опыт 2,  $E = 2,5$  МПа), лессовом суглинке (опыт 3,  $E = 12,3$  МПа) и на очень плотном глинистом песке (опыт 4,  $E = 53$  МПа).

Зависимость  $s/s_0 = f(\bar{z})$  для основания элеватора имела такую же форму, как и для штампов. Затухание деформаций наблюдали при  $\bar{z} = 1 \dots 1,5$ . Существование активной зоны объясняется нелинейной зависимостью между напряжениями и деформациями грунта при его нагружении и неоднородностью характеристик грунтового основания.

### 1.6. Зависимость от глубины активной зоны величин нагрузок и перемещений

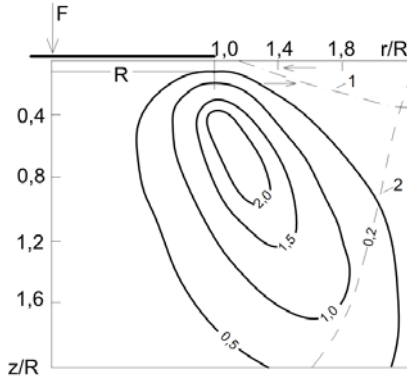
№ опытов	$z/B$	$z/B$ при $p$ (МПа):				
		0,05	0,10	0,20	0,40	0,75
1	$\bar{z}_{s5}$	0,9	–	1,05	–	–
	$\bar{z}_{s0}$	1,7	–	2,0	–	–
2	$\bar{z}_{s5}$	–	1,0	1,2	–	–
	$\bar{z}_{s0}$	–	1,5	1,6	–	–
3	$\bar{z}_{s5}$	–	0,55	0,6	0,7	–
	$\bar{z}_{s0}$	–	0,8	1,0	1,6	–
4	$\bar{z}_{s5}$	0,7	0,9	1,1	1,3	1,7
	$\bar{z}_{s0}$	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6
5*	$\bar{z}_{s5}$	0,65	0,90	1,35	1,55	–
	$\bar{z}_{s0}$	1,35	1,65	1,95	2,45	–
6**	$\bar{z}_{s5}$	0,70	0,85	1,10	1,35	–
	$\bar{z}_{s0}$	1,90	2,15	2,45	2,90	–

Примечания: \* – опыты автора на суглинке со штампом диаметром 30 см (площадка 6 [44]); \*\* – опыты автора на маловлажном песчаном основании (лаборатория ВИСИ) со штампом диаметром 20 см.

За активную зону принята [54] глубина, на которой вертикальные перемещения равны 5% от осадки штампа. Результаты приведены в табл. 1.6.

Горизонтальные перемещения грунта под штампом начинали проявляться при  $p \geq 0,15$  МПа. На поверхности основания они возникали раньше и были направлены в сторону штампа, на глубине – от штампа (рис. 1.15). Максимальные перемещения наблюдали на глубине  $(0,4 \dots 0,08)R$  и на расстоянии  $(1,0 \dots 1,2)R$  от оси штампа, а затем убывали во всех направлениях. Осадка поверхности основания на расстоянии  $2R$  от края штампа по расчету составили 52%, фактически 1,4% от осадки штампа. Максимальные фактические значения углов сдвига превышали расчетные в 2,3–3,3 раза. Объясняется это большой теоретической распределительной способностью грунта.

**Характер эпюр контактных напряжений.** Эксперименты японской комиссии по несущей способности свай проведены с буровыми и забивными сваями в песке плотном и средней плотности [5]. Несущая способность буровых свай окончательно определялась при осадках от одного до полутора диаметров свай, в то время как забивной – при осадке 0,1 диаметра свай.



**Рис. 1.15. Эпюры горизонтальных перемещений грунта при  $p = 0,3$  МПа:**

1 – линия нулевых горизонтальных перемещений;

2 – линия равных вертикальных перемещений

Под подошвой сваи зафиксировано уплотнение грунта в ядре высотой 15 см ( $0,75d$ ) конической формы. Плотность грунта в ядре равнялась  $2 \text{ г/см}^3$  при естественной  $1,47 \text{ г/см}^3$ . Эпюры контактных давлений в большинстве случаев имели седлообразную форму с максимумом у краев, где давление превышало 10 МПа. Среднее давление составило около 7 МПа. Под подошвой происходило разрушение зерен песка. Количество частиц размером менее  $0,105 \text{ мм}$  увеличилось с 17% (естественный грунт) до 65% (после проведения опыта).

По данным Ю. Н. Мурзенко и З. Я. Тарикулиева [14] предельная нагрузка на песчаное основание ( $\rho = 1,7 \dots 1,75 \text{ г/см}^3$ ) почти пропорционально возрастала с увеличением относительного заглубления ( $\lambda = 0,25; 0,5; 2$ ) штампов диаметром 354 мм. При  $\bar{F} = 0,8 \dots 0,9$  осадки возрастали почти линейно нагрузке, а затем происходило резкое увеличение осадки и разрушение основания. На начальных ступенях нагружения более интенсивно возрастали краевые нагружения. При  $\bar{F} = 0,6 \dots 0,8$  ( $\lambda = 0$ ) их рост плавно замедлялся, а при больших нагрузках уменьшались краевые ординаты и увеличивались средние. Для более заглубленных штампов седловидность этих эпюр возрастала (рис. 1.17). Этот же эффект имел место и у шероховатых штампов по сравнению с гладкими, это объяснялось влиянием касательных напряжений.

Скормин Г. А. и Малышев М. В. провели [56] эксперименты с незаглубленным штампом диаметром 60 см на песчаном основании ( $\omega = 0,02; s_r = 0,09; \rho = 1,65 \dots 1,67 \text{ г/см}^3; e = 0,62$ ). При давлениях на штамп, больше  $0,05$  МПа, в грунте отмечался интенсивный рост напряжений под центром штампа за счет их замедленного увеличения под краями и за его пределами. В процессе роста нагрузки от  $0,03$  до  $0,2$  МПа эпюра активных давлений трансформировалась от слабоседлообразной с нулевыми ординатами у краев до прямоугольной или слабопараболической, а в дальнейшем вновь принимала в средней части седлообразное очертание (рис. 1.17, а). Осадка при этом составляла  $4 \dots 8$  см.

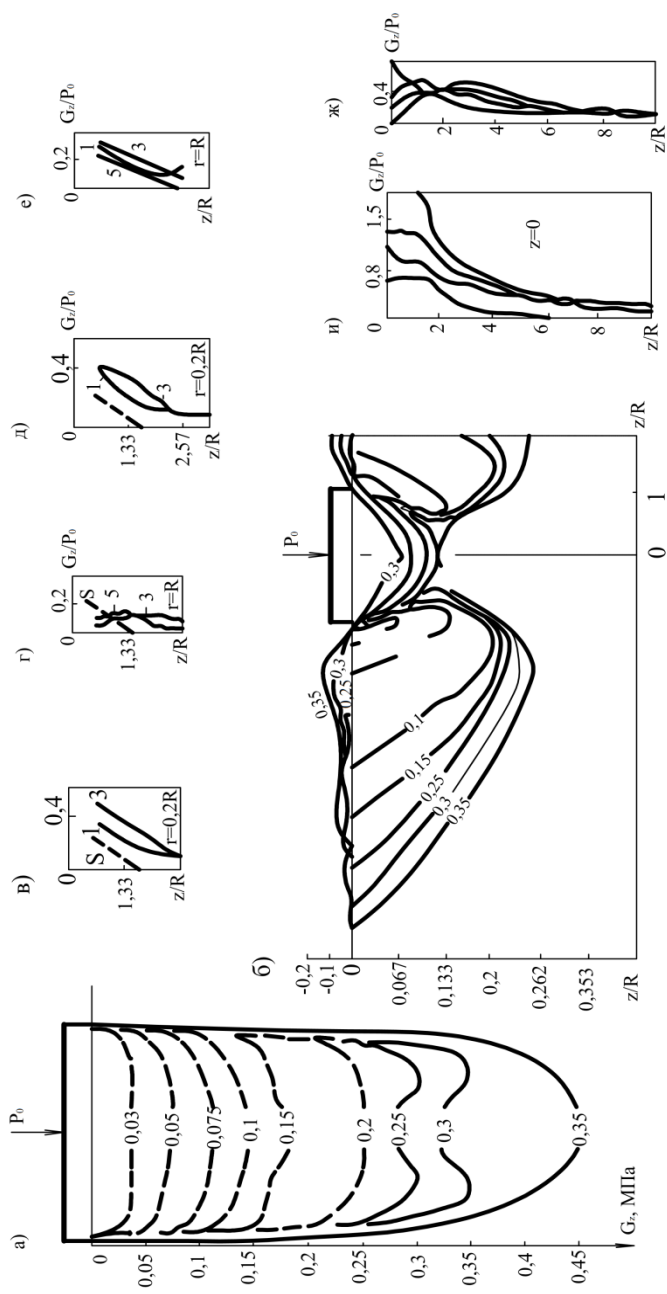


Рис. 1.16. Изменение эпюры реактивных давлений (а), схема развития зон предельного равновесия (б);  
 Изменение эпюры реактивных давлений (а), схема развития зон предельного равновесия (б);  
 Изменение эпюры реактивных давлений (а), схема развития зон предельного равновесия (б);  
 Изменение эпюры реактивных давлений (а), схема развития зон предельного равновесия (б);

При давлении 0,15 МПа на глубине  $0,8R$  возникло предельное состояние. На рисунке 1.16,  $\sigma - e$  приведены напряжения, действующие в вертикальной плоскости, а на рис. 1.16,  $u - \sigma$  – вертикальные напряжения. Отмечено, что вертикальные и горизонтальные нормальные напряжения обладают большей концентрацией, чем следует из решения той же задачи для линейно-деформируемого полупространства. Вследствие образования областей пластических деформаций пропорциональность между приложенной нагрузкой и измеряемыми напряжениями нарушается. В интервале давления 0...0,075 МПа наблюдали фазу уплотнения, 0,075...0,25 МПа – сдвигов, а далее наступала фаза выпора.

Ломизе Г. М., Крыжановский А. Л., Петрянин В. Ф. исследовали [57] закономерности развития напряженно-деформированного состояния песчаного основания ( $e = 0,674$ ;  $k_u = 6,7$ ). Вокруг плоского штампа ( $b = 41,5$  см) пневматическим устройством создавали пригрузку 0,1 МПа. Характер эпюр напряжений и деформаций близок к полученным по теории упругости. Но в их значениях имеются существенные расхождения. Наибольшие отличия в напряжениях получены для зоны, прилегающей к штампу и равной по глубине до  $2b$  и по ширине  $0,75b$ , считая от оси штампа. Возникающий при нагружении процесс деформационного упрочнения приводил к неоднородности и анизотропии, нарушению подобия и соосности напряженного и деформированного состояний.

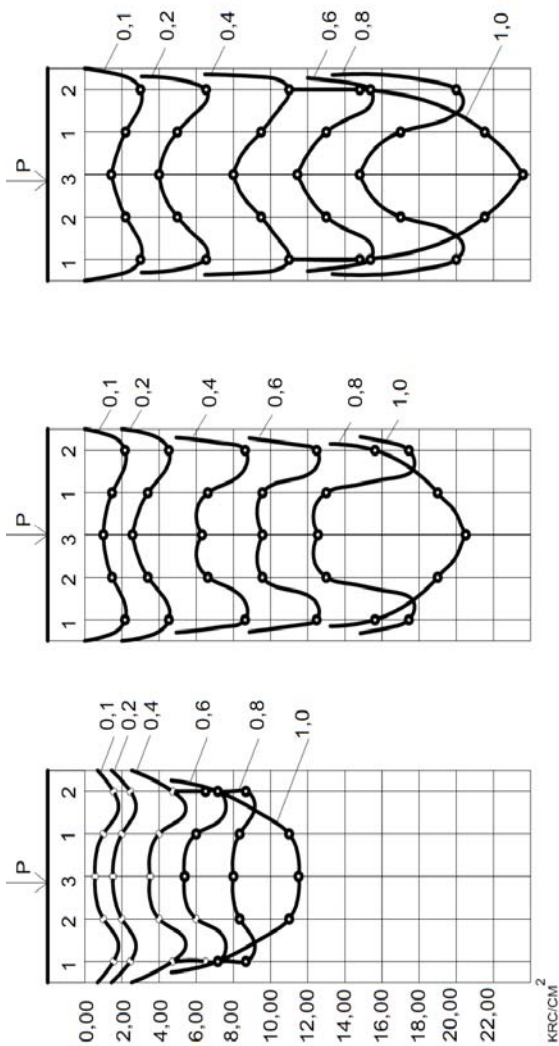
В опытах М. М. Хо на сухом песке ( $e = 0,51$ ) с жестким штампом диаметром 13 см при относительных заглублениях от 0 до 2,5 характер распределения напряжений был примерно такой же, как и в опытах Ю. Н. Мурзенко. При  $\lambda = 0$  распределение напряжений имело вид параболической кривой. При повторных нагрузках эпюра имела выраженную седлообразную форму. Распределение нормальных давлений по подошве заглубленных штампов близко к равномерному.

В экспериментах А. П. Криворотова [58, 59] на рыхлом песчаном основании эпюры контактных давлений имели слабо выраженную седлообразную форму, а в отдельных опытах – параболическую. При плотных грунтах эпюры контактных давлений вплоть до предельной нагрузки имели четко выраженную седлообразную форму. Рост давления у краев штампа, начиная с некоторой нагрузки, замедлялся и далее приостанавливался или замедлялся.

В работе [60] исследовали влияние способа формирования песчаного основания на его деформирования. В одной серии опытов песок отсыпали с постоянной высоты 4 м, а в другой – с высоты 0,5 м и доуплотняли вибратором. Плотность основания в обоих случаях была одинаковой и равной  $\rho = 1,6$  г/см<sup>3</sup>.

При отсыпки с высоты 4 м коэффициент бокового давления  $\xi = 0,42 \pm 0,13$ , а при послойном уплотнении  $\xi = 1,16 \pm 0,58$ .

Эпюра контактных давлений имели форму, близкую к равномерно-распределенной. В случае отсыпки песка без уплотнения с высоты 4 м вокруг штампа образовывалась осадочная воронка, при послойном уплотнении песка – происходил подъем поверхности вокруг фундамента. Различие в формировании основания вызвало разницу в результатах испытаний. Несущая способность основания из послойно уплотненного песка значительно выше, чем засыпанного с высоты 4 м. В [61] это объясняется различиями в микроструктуре, ориентировке и притертости зерен.



**Рис. 1.17. Эпюры контактных давлений при  $\lambda = 0$  и  $\sigma_n = 0,75$  МПа:**  
*a* -  $\lambda = 0,5$  и  $\sigma_n = 1,54$  МПа; *б* -  $\lambda = 1$  и  $\sigma_n = 2,3$  МПа

В работе [62] описаны результаты экспериментальных исследований нормальных контактных напряжений под прямоугольными жесткими и гибкими фундаментами при первичных и повторных нагружениях.

Опыты с жесткими плитами размером  $3 \times 0,6$  м проводили на песке средней крупности при  $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$  и  $\omega = 0,04$ . Песок засыпали в лоток грейфером с высоты 4 м. Трансформации эпюр контактных давлений по ширине фундамента не наблюдали. Эпюры были ближе к прямоугольным с небольшой концентрацией у краев. При повторных нагружениях эпюры оставались такими же, как и при первичном.

Эксперименты с гибкими железобетонными плитами размером  $2,1 \times 2,1 \times 0,12$  м проводили на послойно уплотненном до  $\rho = 1,7 \text{ г/см}^3$  песчаном основании, отсыпанном с высоты 4 м с помощью рассеивающего устройства при  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ . При первичном нагружении наблюдали увеличенные контактные напряжения под центром плиты и уменьшенные около краев.

При повторном нагружении напряжения увеличивались у краев, что приводило к росту максимальных изгибающих моментов в плитах. Загрузка плиты до  $N = 450 \text{ кН}$  приводила к разрушению. После первичного нагружения между серединой плиты и грунтом образовывался зазор.

Влияние условий контакта на напряженно-деформированное состояние нелинейно-упругого основания рассмотрено в [63]. Расчеты выполнены при полном сцеплении на контакте ( $\mu_f = \infty$ ) и при отсутствии трения ( $\mu = 0$ ) (рис. 1.18). При малых нагрузках условия контакта не оказывают значительного влияния на осадку штампа и на распределение вертикальных реактивных давлений. В этой стадии горизонтальные перемещения под подошвой идеально гладкого штампа направлены к оси симметрии.

По мере роста нагрузки поведение основания под гладким шероховатым штампом заметно отличается. Горизонтальные перемещения под гладким штампом постепенно меняют свое направление, грунт из под штампа выдавливается в стороны, осадка штампа резко возрастает, эпюра реактивных давлений принимает параболическое очертание.

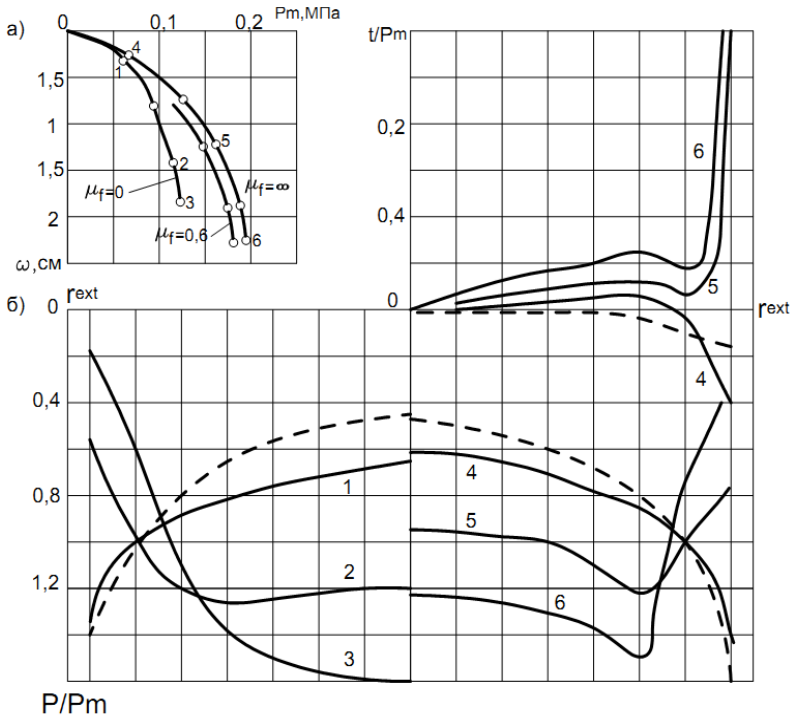
При  $\mu = \infty$  горизонтальные перемещения под штампом и осадка становятся значительно меньше, а эпюры вертикальных давлений даже в предельном состоянии остаются седлообразными. Изолиния  $K$  и  $G$  очерчивают жесткую конусообразную область (уплотненное ядро), границы которой начинаются под краями штампа. Формированию такой зоны под идеально гладким штампом препятствуют значительные растягивающие деформации в радиальном и окружном направлениях.

В работе [64] приведены результаты замера контактных давлений по подошве стальной квадратной плиты размером  $377 \times 377$  мм и толщиной 51 мм.

Штамп жесткий, так как параметр (Боровичка, 1938)

$$R = \frac{(1 - \nu_s^2) E_f}{6(1 - \nu_f^2) E_s} \left( \frac{h}{6} \right)^3 > \frac{\pi}{3},$$

где  $E_s$ ,  $\nu_s$  и  $E_f$ ,  $\nu_f$  – упругие постоянные грунта и фундамента соответственно;  $h$  – толщина модели фундамента;  $2b$  – его ширина.



**Рис. 1.18. Зависимость осадка штампа от нагрузки при различных коэффициентах трения на контакте (а); эпюры реактивных давлений под штампом (слева при  $\mu_f = 0$ , справа при  $\mu_f = \infty$ ):**  
 --- линейное решение; — — нелинейное решение;  
 цифры соответствуют различным величинам нагрузок

Опыты проводили в условиях плоской деформации ( $l/b > 5$ ) на поверхности глинистого основания ( $\rho = 1,83 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 0,39$ ;  $\omega_L = 0,48$ ;  $\omega_P = 0,24$ ;  $\varphi = 8 \dots 11^\circ$ ;  $c = 13 \dots 16 \text{ кПа}$ ;  $s_r = 0,98$ ;  $e = 1,12 \dots 1,17$ ). Плита оборудована 16-ю датчиками для измерения контактных давлений при  $q \leq 0,6q_u$  ( $q_u = 5,13 \text{ с}$ ).

Нормальные контактные давления вдоль штампа были примерно постоянными, а поперек имели седлообразное очертание.

Давление вдоль краев были до 50% выше, а по средней линии до 10% ниже среднего приложенного давления. С увеличением уровня нагрузки контактные давления по ширине штампа выравнивались.

Трансформация эпюр при высоких давлениях объяснялась течением грунта у краев штампа. Уменьшение толщины грунта под штампом до 0,5 м привело к увеличению контактных давлений в центре штампа.



Представляют интерес сведения об изменении очертания эпюр после длительного действия (5 недель) постоянной нагрузки. Давления располагались в пределах довольно узкой зоны, ограниченной максимальными и минимальными величинами. Краевые напряжения были на 15...30% выше средних контактных, а в центральной части составляли 80...95% от средних. Основные изменения эпюр происходили в течение 24 часов после нагружения.

## Глава 2. ДЕЙСТВИЕ ВНЕЦЕНТРЕННОЙ НАРУЗКИ

В экспериментах В. Иствуда [66] песок средней крупности послойно уплотняли до  $\rho = 1,728 \text{ г/см}^3$ . Модели фундаментов изготавливали из швеллеров шириной 6, 8, 10 дюймов и длиной 18 дюймов. Эксцентриситет нагрузки изменяли от 0 до  $B/4$ . Вертикальную силу от нагрузочного устройства передавали через заостренную пластину, опирающуюся в пазы в швеллерах. Проведены опыты при возможности свободного горизонтального смещения фундамента и при некотором ограничении в перемещениях. Модели погружали в основания со скоростью 1 дюйм в минуту.

При испытании без ограничения бокового смещения моделей нагрузка постепенно увеличивалась с ростом осадки до момента, когда внезапно происходил выпор. При этом нагрузка мгновенно падала до половины от предельного значения. При дальнейшем погружении моделей в песок нагрузка снова постепенно увеличивалась. Первая поверхность скольжения зафиксирована при предельной нагрузке со стороны действия силы на расстоянии одной ширины модели, вторая поверхность скольжения появилась позже на этой же стороне на расстоянии трех ширин от модели. Наклон модели фундамента происходил в ту же сторону. С увеличением эксцентриситета (в указанных выше пределах) разрушающаяся нагрузка на модель уменьшалась до двух раз. С увеличением ширины модели нагрузка возрастала, но не пропорционально ширине. Частичное ограничение бокового смещения модели шириной 6 дюймов увеличивало несущую способность всего на 6%.

В работе [67] приведены результаты опытов Рамелота, Вандепера и Г. Мейергофа. Опыты Рамелота и Вандепера поставлены на песчаном основании ( $\varphi = 44^\circ$ ). Ширина квадратных и диаметр круглых моделей 16 дюймов. Мейергоф проводил опыты на песке рыхлом ( $\varphi = 36^\circ$ ), плотном ( $\varphi = 48^\circ$ ) и на глине. Ширина моделей равнялась 1 дюйму. Показано, что несущая способность на песках уменьшалась до нуля с увеличением  $e_0$  от 0 до 1 слабой параболической зависимости. С увеличением  $\lambda$  от 0 до 1 несущая способность моделей при  $e_0 = 0$  возрастала до трех раз. Несущая способность моделей на рыхлом песке была примерно в 9 раз меньше, чем на плотном. Несущая способность круглого и квадратного штампов была на 20% выше, чем прямоугольных при равных эксцентриситетах. В опытах на глинах несущая способность моделей фундамента линейно уменьшалась до нуля с увеличением  $e_0$  до 0,1. Здесь Мейергоф предложил заменить неравномерную эпюру контактных давлений на равномерную с уменьшением размера стороны на два эксцентриситета.

Эксперименты Г. Муса и Г. Каля представляют особый интерес [68]. Исследовали несущую способность песчаного основания разной плотности: рыхлого и средней плотности ( $\varphi = 36,6^\circ$ ). Модели фундаментов – железобетонные блоки площадью  $1 \text{ м}^2$ , размером в плане  $1 \times 1 \text{ м}^2$ . Часть опытов проводили при расположении блоков на поверхности, а часть – при заглублении на  $0,5 \text{ м}$ . На модели передавали осевую и внецентренную нагрузку.

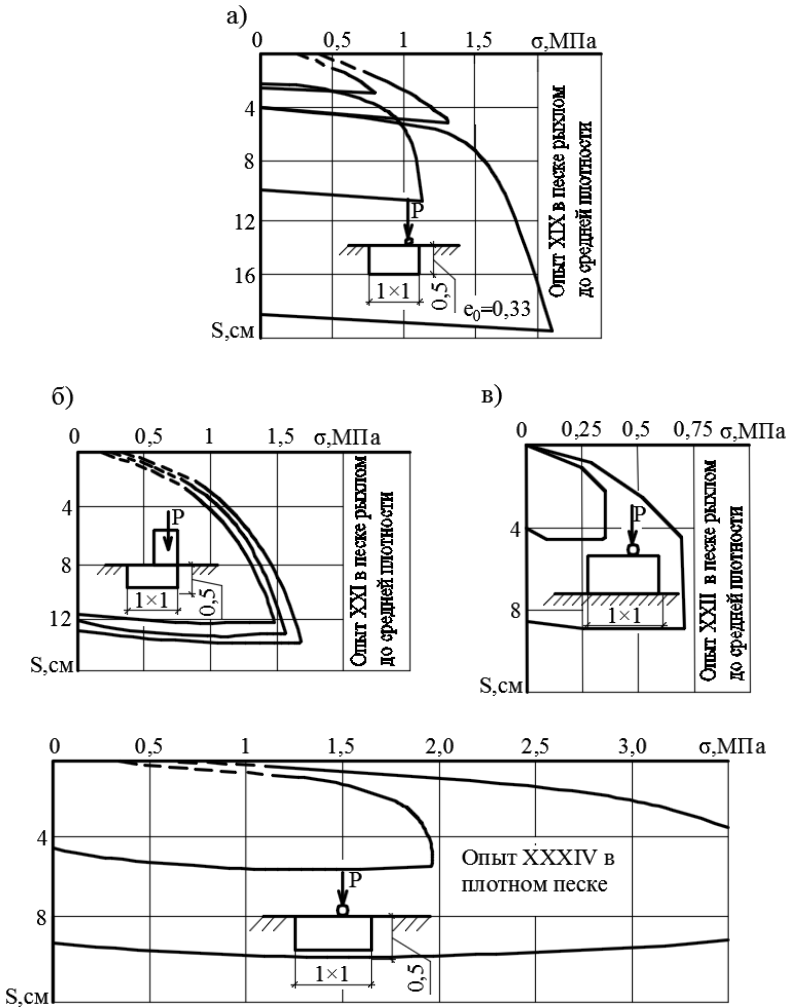


Рис. 2.1. Зависимость между осадками краев моделей и нагрузок при шарнирной (а, з) и поверхностной (б) схемах передачи сил

При шарнирной передаче внецентренной силы (шарнир снизу) крен фундамента наблюдался с начальных ступеней нагружения и достигал значительной величины. При поверхностной передаче нагрузки различие в осадках обоих краев фундамента было незначительным. Средние осадки фундаментов при осевой и внецентренной нагрузках мало отличались. Для оценки результатов опытов был принят критерий несущей способности в 1 см. При осевой нагрузке на квадратный фундамент в песке рыхлом и средней плотности давление на основание составило 0,5 МПа, при внецентренной и поверхностной ее передаче – 0,44 МПа, при поверхностной и шарнирной передаче – 0,47 МПа. В плотном песке при осевой вертикальной нагрузке давление на основание составило 0,96 МПа, при внецентренной и шарнирном ее приложении – 1,15 МПа. Нагрузка, вызывающая опрокидывания фундамента, равнялась 2,43 МПа (опыт 7), соответствующая осадка – 4,8 см. Опрокидывающие нагрузки были введены потому, что из графиков осадки трудно определить разрушающую нагрузку. При шарнирной передаче силы и расположения шарнира на фундаменте крен постепенно возрастал, причем, край фундамента, противолежащий точке приложения силы, почти не оседал и вокруг него происходило вращение шарнира.

Заглубление фундамента значительно повышало его несущую способность. В основании рыхлом и средней плотности при расположении фундамента на поверхности разрушающая нагрузка составила 0,35 МПа, а при заглублении на 0,5 м возростала в три раза.

Крен заглубленного фундамента в опыте № 20 на рыхлом и средней плотности песчаном основании при  $\sigma = 1$  МПа был равен  $11^\circ$ , а сам фундамент получил горизонтальное смещение в сторону задней грани на 12 см. При этом произошло уменьшение нагрузки.

Совместную работу основания, фундаментов и поперечных рам стальных каркасов исследовали Е. И. Беленя и Л. В. Клепиков [69]. В опытах на специальной установке ступенчатые фундаменты с размером подошвы  $1 \times 1,4$  м и высотой 1,2 м устанавливались на мелком водонасыщенном песке. Стальные колонны крепились к фундаменту на анкерных болтах. Колонны загружались внецентренно приложенной к ее оголовку вертикальной сжимающей силой. При достаточном закреплении верхнего конца колонны центр поворота фундамента находился ниже подошвы в среднем на 0,25 м.

При податливом опирании верхнего конца колонны центр находился выше подошвы в среднем на 0,58 м. В испытаниях свободно стоящей колонны центр поворота размещался на уровне подошвы фундамента. Поворот фундамента приводил к снижению моментов в уровне базы на (54...60)%. Деформации основания привели к увеличению перемещений рам.

В опытах [70] исследован характер разрушения песчаного основания ( $\rho = 1,62$  г/см<sup>3</sup>;  $\varphi = 38^\circ$ ) в условиях плоской и пространственной задачи при действии на жесткие прямоугольные штампы вертикальной нагрузки ( $b = (5...12,5)$  см;  $e_0 = 0,1...0,4$ ;  $\lambda = 0...0,5$ ). Типичные следы поверхностей скольжения, полученные по срезу окрашенных полос песка, приведены на рис. 2.2.

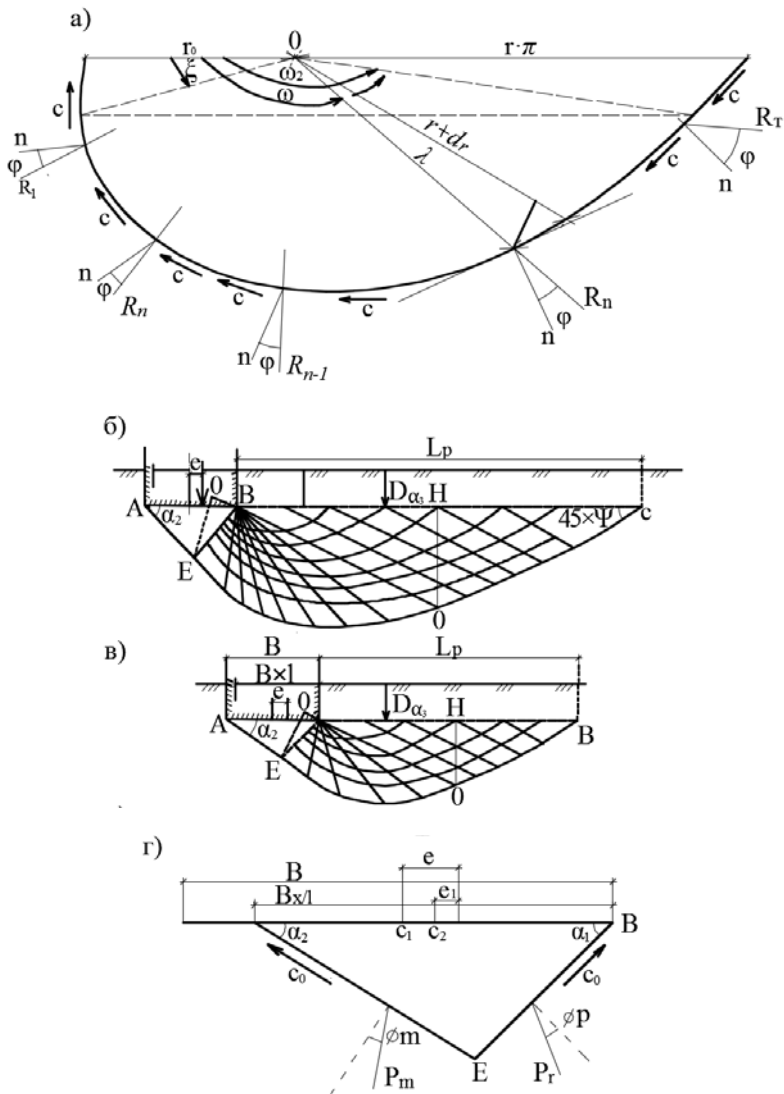


Рис. 2.2. Наблюдаемая поверхность разрушения при совместном действии на фундамент вертикальной и горизонтальной нагрузок (а) (опыты Джамикиса); теоретические поверхности разрушения при полном и частичном (б, в) контакте фундамента с основанием; силы, действующие на упругое ядро (г) (С. Пракаш и С. Саран)

Угол уплотненного ядра  $\phi$  был примерно постоянным, а угол и длина зоны выпора уменьшались с увеличением эксцентриситета. Во всех опытах наблюдали односторонний сдвиг со стороны эксцентриситета. Экспериментальные поверхности разрушения совпадали с теоретическими при минимальных коэффициентах надежности. Снижение несущей способности внецентренно нагруженного штампа оценивали коэффициентом

$$R_k = 1 - F_{uc} / F_u = a(e_0)^k,$$

где  $F_{uc}$  и  $F_u$  – несущая способность внецентренно и центрально нагруженных фундаментов;  $a$  и  $k$  – параметр, для  $\lambda = 0$   $a = 0,862$   $k = 0,73$ ;  $\lambda = 0,5$   $a = 1,754$   $k = 0,8$ ;  $\lambda = 1$   $a = 0,82$   $k = 0,888$ .

Несущая способность внецентренно нагруженного фундамента определялась по формуле

$$F_{uc} = F_u(1 - R_k),$$

где  $F_u$  – несущая способность центрально-нагруженного фундамента, определяется по формуле К. Терцаги.

В ранних работах Пуркояша показано, что теоретическая несущая способность хорошо согласовывалась с результатами расчетов на основе анализа устойчивости экспериментальных поверхностей скольжения.

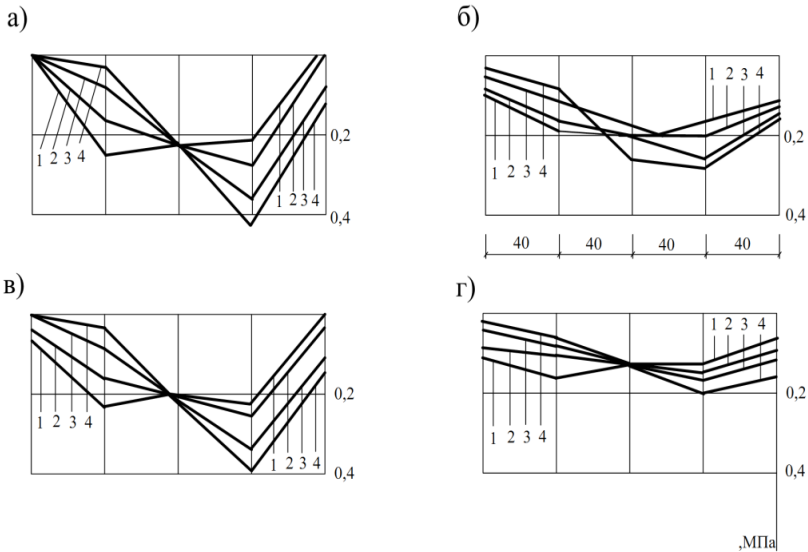
В [71] описаны результаты испытаний на насыпном песке средней крупности, послойно уплотненном до  $\rho_d = 1,6 \dots 1,65$  г/см<sup>3</sup> ( $\omega = 0,0176 \dots 0,0125$ ;  $e = 0,62 \dots 0,68$ ;  $E = 26 \dots 43$  МПа). Нагрузки передавали через жесткий штамп диаметром 160 см при  $\sigma = 0$  и  $e_0 = 1812; 1/6; 0,25; 0,33$ .

В опытах с  $e_0 = 0$  наблюдали седлообразную форму эпюры контактных давлений  $p \geq 0,2$  МПа (рис. 2.3). На недостаточном уплотненном песке ( $e_0 = 0,68$ ) при  $p \geq 0,2$  МПа происходил переход седлообразной эпюры в параболическую. С увеличением нагрузки форма эпюр для всех ее значений почти не изменялась. Максимальная ордината давлений в плоскости эксцентриситета располагалась на расстоянии  $0,66R$  от центра. Эпюры давлений при  $e_0 = 0 \dots 0,33$  ближе соответствовали решению гипотезы Винклера. Для заглубленных фундаментов и  $p = 0,3 \dots 0,4$  МПа.

Эпюра часто оставалась равномерно распределенной. Эпюры напряжений ниже подошвы приблизительно повторяли форму эпюры контактных давлений на глубину до одного радиуса штампа. Ниже эпюра переходила в параболическую. Основная доля осадки (75...97)% приходится на слой грунта, равный одному диаметру, и (43...57)% – верхний слой толщиной 0,5R.

При  $e_0 = 0,25$   $p_{\min} \approx 0$ , а при  $e_0 \geq 0,33$  и  $p = 0,1$  МПа происходит отрыв края штампа от основания. По теории упругого полупространства отрыв должен наступить при  $e_0 \geq 0,33$ , а по Винклеру – при  $e_0 \geq 0,25$ . При повторном нагружении крен уменьшался в 2 раза.

Вронский А. В., Ильиных В. А., Яковлев С. И. провели [72, 73] исследования напряженно-деформированного состояния моделей призматических ступенчатых фундаментов в полевых и лабораторных условиях. Рассматривалось влияние относительного заглубления, эксцентриситета нагрузки и плотности



**Рис. 2.3. Распределение напряжений в основании штампа при среднем давлении на грунт 0,2 МПа:**

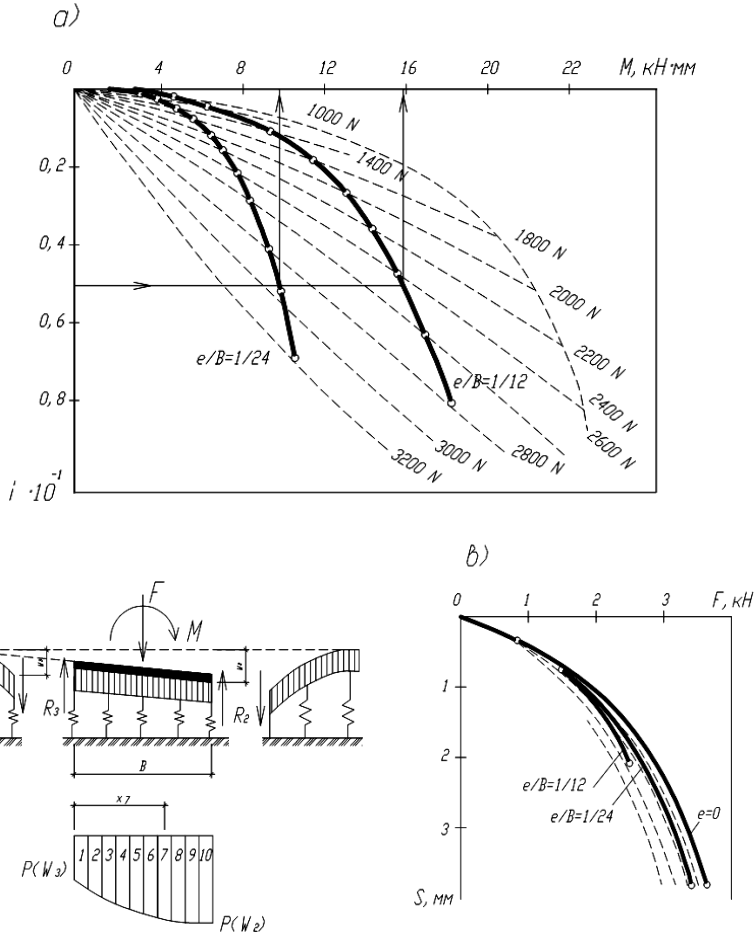
$a - z = 0,25R$ ;  $б - z = 0,5R$ ;  $в - z = R$ ;  $г - z = 1,5R$ ;

1 – 4 – эпюры напряжений при эксцентриситетах приложения нагрузки соответственно (0;  $1/6$ ;  $1/4$ ;  $1/3$ ) $R$

грунта выше подошвы на осадку, крен и характер распределения нормальных напряжений. Показано, что разрушение основания внецентренно нагруженного незаглубленного штампа происходило в направлении действия момента и сопровождалось сдвигом и выпиранием грунта. Зона деформации в основании заглубленного штампа развивалась в направлении, противоположном эксцентриситету. Вершина уплотненного ядра была смещена в сторону, противоположную эксцентриситету. Для заглубленного штампа средняя осадка практически не зависела от эксцентриситета.

В работе [74] показана нелинейная зависимость осадки от нагрузки и крена от момента. Вследствие этого принцип суперпозиции при расчете оснований внецентренно нагруженных фундаментов неприменим. Подобно В. С. Азарову крен фундамента зависит не только от момента, но и от величины эксцентриситета (рис. 2.4, а). Опыты проведены на лондонской и каолиновой глинах со штампами диаметром 50, 75 и 100 мм. С увеличением эксцентриситета приложения нагрузки заметно снижалась несущая способность основания (рис. 2.4, б).

Изолинии  $F = \text{const}$  в координатах  $M-i$  представляли собой пучок плавных кривых, сходящихся в начале координат. При  $i = \text{const}$  и разнице эксцентриситетов в 2 раза моменты отличались в 1,5–1,6 раза. Для расчетов основания усовершенствована модель П. Л. Пастернака.



**Рис. 2.4. Зависимость крена от момента (а); осадки от нагрузки (б); расчетная схема основания (в)**

В качестве параметров основания приняты: начальный  $k_0$  и конечный  $k_f$  коэффициенты жесткости, равные углам наклона касательной к начальному и конечному участкам графика нагрузка–осадка; несущая способность основания  $q_k$ , принимаемая в месте пересечения второй касательной с осью нагрузок. Кривые нагрузка–осадка описываются эмпирической формулой

$$q/q_u = 1 - e^{-(K_0 - K_f)s/d} k_f(s/d),$$

где  $K_0 = kd/q_u$   $K_f = k_f d/q_u$ .

## 2.1. Влияние величин относительных эксцентриситетов на несущую способность и длины зон контакта и выпора

Исследуемые параметры	Величины параметров при $e/B$				
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4
$q_{ue} / q_u$	1,0	0,87	0,66	0,42	0,29
$x_1 / B$	1,0	0,87	0,85	0,60	0,36
$L_f / B$	5,2	5,0	3,7	2,9	1,4

Опыты [75] были проведены на однородном сухом песке с относительной плотностью 46% ( $\varphi = 36,5^\circ$ ) и 84% ( $\varphi = 42^\circ$ ). В качестве моделей использовали квадратные штампы со сторонами 7,5; 10 и 15 см и прямоугольные штампы шириной 10 см при  $L/B$  равном 2, 3 и 4. Одна серия опытов поставлена при  $\lambda = 0$  и  $e/B$ : 0; 0,1; 0,2; 0,3 и 0,4; вторая при  $\lambda = 1$  и  $e/B$ : 0; 0,1; 0,2.

Результаты опытов приведены в табл. 2.1.

## Глава 3. ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

Швейцарской комиссией по нормам проведены [76] испытания бетонных фундаментов призматической формы с квадратной подошвой  $h = 2$  м,  $a = 1,35$  м,  $H = 12$  м ( $h$  – высота фундамента,  $a$  – размер стороны подошвы,  $H$  – высота приложения нагрузки). Опыты интересны данными о положении мгновенных осей вращения. Несмотря на большой разброс значений, в отдельных опытах получены близкие к нашим результаты. Так, в опыте № 7  $\bar{X}_c = 0,21 \dots 0,33$ ;  $\bar{Z}_c = 0,46 \dots 0,76$ .

В опытах С. М. Кудрина [76] горизонтальная нагрузка передавалась на деревянные столбы, закопанные в песчаное основание. На основании этих опытов был сделан вывод об отсутствии призм выпора по Кулону. Кудрин С. М. полагал, что «при прямоугольной, трапециевидной треугольной формах эпюр контактных давлений ось вращения столбов находилась неподвижно в плоскости симметрии, но в дальнейшем с увеличением наклона она перемещается, стремясь к правой грани (пусть сила направлена слева направо), как к неопостижимому пределу. Таким образом, вопрос здесь ясен». Как показал выполненный нами обзор исследований, ясности в этом вопросе пока нет. При изменении эпюры от прямоугольной до трапециевидной координата  $\bar{X}_c$  перемещается из бесконечности до левой грани включительно и никак не может находиться в пределах контура фундамента, тем более на вертикальной оси. Имеется лишь ограниченное количество опытов, в которых рассматривается положение  $\bar{X}_c$ . Причем, в одних из них  $\bar{X}_c$  смещена от вертикальной оси вправо, в других – влево.

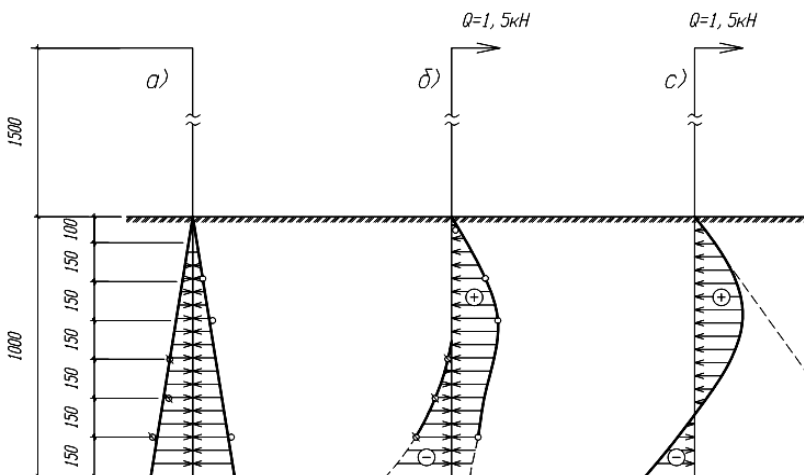
Прокофьев И. П. исследовал [77] сопротивление повороту тонкой стенки. На поверхности песка, примыкающей к стеклянному экрану, наносилась сетка



из мелкого песка, а на стекле вычерчивалась такая же сетка. Установлено, что с задней стороны стенки имеет место сползание песка, а с передней – выпирание вблизи поверхности. В средней части стенки произошло уплотнение песка и его давление уменьшалось, так как здесь не происходило смещение стенки. Отметим одно интересное высказывание И. П. Прокофьева – «активное давление будет действовать с наклоном вниз, а пассивное с наклоном вверх, причем слагающие этих давлений, действующих в плоскостях стенки будут противодействовать опрокидывающему моменту, однако, расчет устойчивости следует проводить в предположении нормального давления, как случая возможного и более выгодного». На основании наблюдений за деформациями сетки И. П. Прокофьев приходит к выводу, что суммарная эпюра пассивного и активного давлений должна иметь криволинейное очертание.

Ремизников В. К. изучал [78] характер деформирования грунта при действии на жесткую стенку горизонтальной силы. Опыты проводились в лотке, заполненном песком ( $\rho = 1,64 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi = 38^\circ$ ). В грунт закапывалась железобетонная стенка толщиной 0,15 м. Сила прикладывалась на высоте 0,48 м и доводилась до предельного значения. В опытах получены две зоны деформаций с разным направлением траекторий частиц. Первая состояла из плавных кривых линий, идущих вглубь массива.

Лалетин Н. В. в 1930 г. исследовал распределение напряжений от реакции грунта [79]. Для определения давления грунта забивные сваи диаметром 10 см оборудовали электрическими конденсаторами, емкость которых изменялась в зависимости от величины давления. Очертание эпюр показано на рис. 3.1.



**Рис. 3.1. Характер распределения нормальных контактных давлений на боковую поверхность деревянной сваи  $d = 10 \text{ см}$ :**

- a* – от давления грунта на ненагруженную сваю;
- б* – то же на нагруженную с обеих сторон сваю; *с* – суммарная эпюра после алгебраического сложения эпюр справа и слева от оси сваи

В предложенном методе расчета свая рассматривается как абсолютно жесткий стержень, поворачивающийся на глубине  $z_0$  вокруг постоянной точки. Напряжение по контакту изменяется с глубиной согласно выражению

$$\sigma = k / A(z_0 z - z)^2,$$

где  $k$  – коэффициент, зависящий от сопротивления грунта сжатию;  $A$  – угловой коэффициент прямой.

Эти напряжения не должны превосходить размеры пассивного и активного давления

$$\sigma = q - p = mz = \gamma z [\operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) - \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)].$$

Глубина оси поворота

$$z_0 = h(4H + 3h) / 6H + 4h,$$

где  $H$  – высота приложения силы.

В опытах Б. Н. Жемочкина [80] с моделями свай выявлен эффект разупрочнения песков плотного и средней плотности (рис. 3.2). Отмечено непостоянство положений центров вращения свай. По мере роста нагрузки ( $\lambda = = 3,5 \dots 6,5$ ) центр вращения опускался, приближаясь к подошве. Самое низкое положение соответствовало максимальной нагрузке. Затем центр вращения перемещался вверх. Резкое снижение нагрузки после достижения максимума Б. Н. Жемочкин объяснял уменьшением до нуля сцепления при небольшом перемещении грунта.

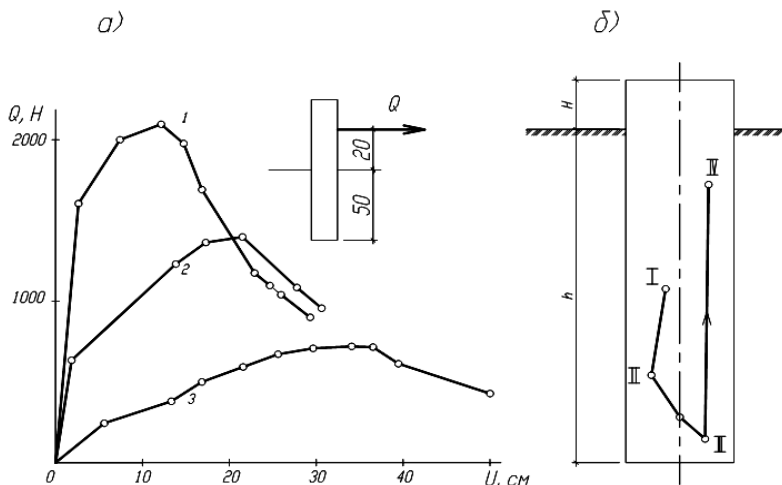


Рис. 3.2. Зависимость между нагрузками и горизонтальными перемещениями модели (а); положение центра вращения (б):

1 – песок плотный; 2 – средней плотности; 3 – рыхлый;

I, II – допредельная нагрузка; III – максимальная нагрузка; IV – конечная нагрузка

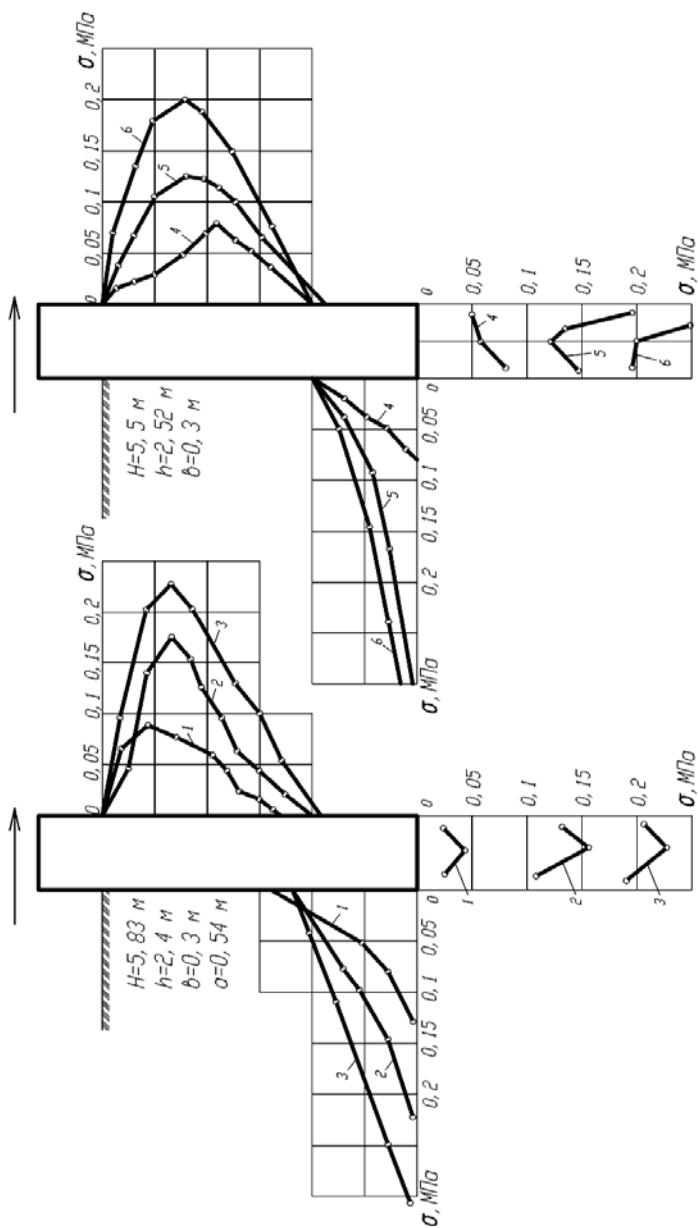


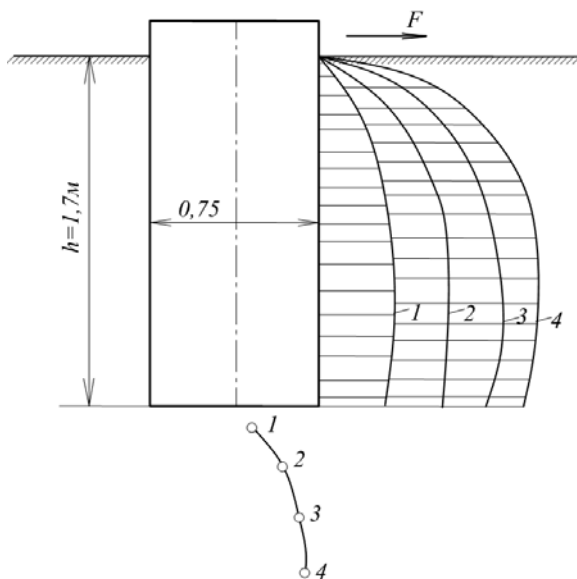
Рис. 3.3. Эпюры контактных давлений грунта:

*a* – песка; *б* – суглинка. Нагрузка (кН): 1 – 7; 2 – 11,6; 4 – 7,5; 5 – 12,5; 6 – 17,5

Разоревым И. Ф. были испытаны [81] фундаменты разной формы в натуральную величину. Опыты проводились в мелкозернистом песке ( $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ ) и суглинке ( $\rho = 1,75 \text{ г/см}^3$ ). С помощью электроиндуктивных датчиков получены эпюры контактных давлений по передней и задней граням фундамента и по подошве. Эпюры по боковым граням имели криволинейное очертание на всем диапазоне изменения нагрузок (рис. 3.3). Выпираание грунта на поверхность имело место только в поверхностном слое толщиной 10...15 см. С увеличением горизонтальной нагрузки и диаметра фундамента опускалась ось вращения фундамента.

Глушковым Г. И. проведены [82] серия опытов с крупномасштабными моделями фундаментов размером  $75 \times 75 \text{ см}$ , заглубленных в грунт на 1,7 м. Характер эпюр контактных давлений и положение мгновенных осей вращения показаны на рис. 3.4.

В начале нагружения мгновенный центр вращения располагался ниже подошвы и был смещен к передней грани. По мере роста нагрузки центр вращения приближался к подошве и вертикальной оси модели. Характер эпюр контактных давлений подтверждает данные о положениях мгновенных центров вращения. Нормальные давления грунта зафиксированы по всей глубине грани модели. В опыте № 8, например, давление грунта нарастало до уровня подошвы.



**Рис. 3.4. Эпюры реактивного давления грунта и положение центров вращения (опыт № 8). Нагрузки (кН):**  
 1 – 12; 2 – 20; 3 – 30; 4 – 40

Кананян А. С., Соболевский Ю. А., Никитенко М. И. провели серию экспериментов с жесткими металлическими стойками поперечным сечением  $17 \times 24$  см [83]. Стойки вдавливали в пробуренные в моренном суглинке вертикальные скважины меньшего поперечного сечения или устанавливались в грунте нарушенной структуры, уплотненном затем до плотности грунта естественной структуры. В опытах менялась глубина заделки стоек в грунт и высота приложения горизонтальной силы. Нормальные контактные давления на передней и задней гранях определялись струнными датчиками. Поставлено несколько опытов, в которых исключались из работы боковые или передняя и задняя грани. При малых углах наклона поворота стоек до  $0,001$  сопротивление сил трения по боковым граням достигало 50% от полной нагрузки на стойку. По мере роста угла наклона стойки область пластических деформаций, образующая вблизи дневной поверхности, увеличивалась в размерах и при  $\theta = 0,03$  радиана достигала глубины  $0,15h$ . Дальнейшее увеличение крена приводило к образованию в грунте криволинейных поверхностей скольжения, уходящих вглубь основания и являющихся верхней границей упругого ядра, формирование которого завершается при  $\theta = 0,1$  радиана. Влияние заглубления стоек на нагрузки при равных кренах видно из рис. 3.5.

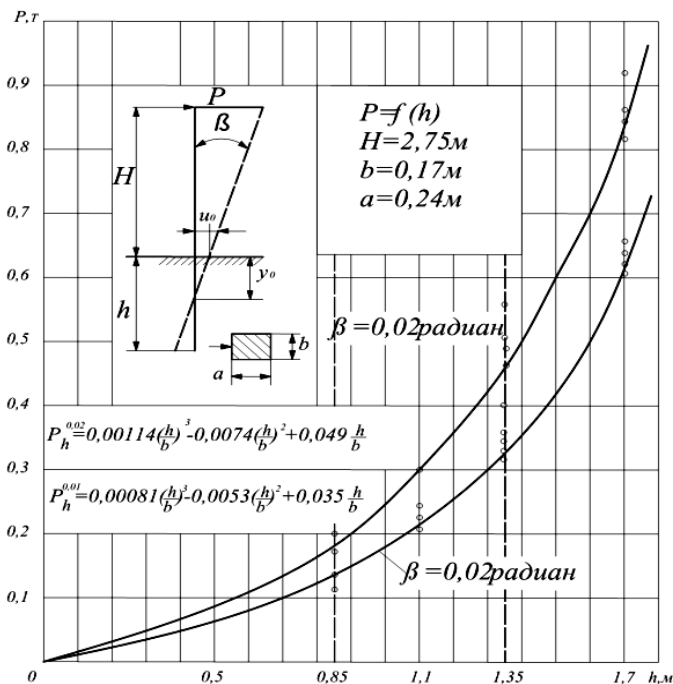


Рис. 3.5. Зависимость нагрузки на сваю при  $\beta = \text{const}$  от глубины ее погружения

Авторы показали, что в связных грунтах за счет сил сцепления могут возникать у поверхности грунта давления до 0,3 МПа. В результате исследований также установлено, что вычисленные значения пассивного давления по Кулону, принятые за предельные, меньше замеренных давлений в 10 раз и более. Подобные результаты получены В. В. Левенстамом, С. Ф. Шехетовой и И. Т. Сергеевым [84].

В работе [85] описаны результаты испытаний свайных кустов из буронабивных свай диаметром 600 мм и глубиной заложения 3 м. Ростверки размером 2,8×2,8×0,5 м были изготовлены из монолитного бетона и армированы сетками. Несущая способность свай в кусте с низким ростверком при горизонтальной нагрузке примерно в 1,8 раз выше, а с высоким ростверком в 1,2 раза выше несущей способности одиночной сваи. Центр вращения фундамента находился в уровне подошвы передних сжатых свай. В опытах с постоянной вертикальной и возрастающей ступенями горизонтальной нагрузки установлено: центр вращения располагался в уровне подошвы в промежутке между сваями. С увеличением вертикальной нагрузки возрастало сопротивление куста действию горизонтальной нагрузки

$$Q_u = Q_u^0 (1 + \alpha F / F_p),$$

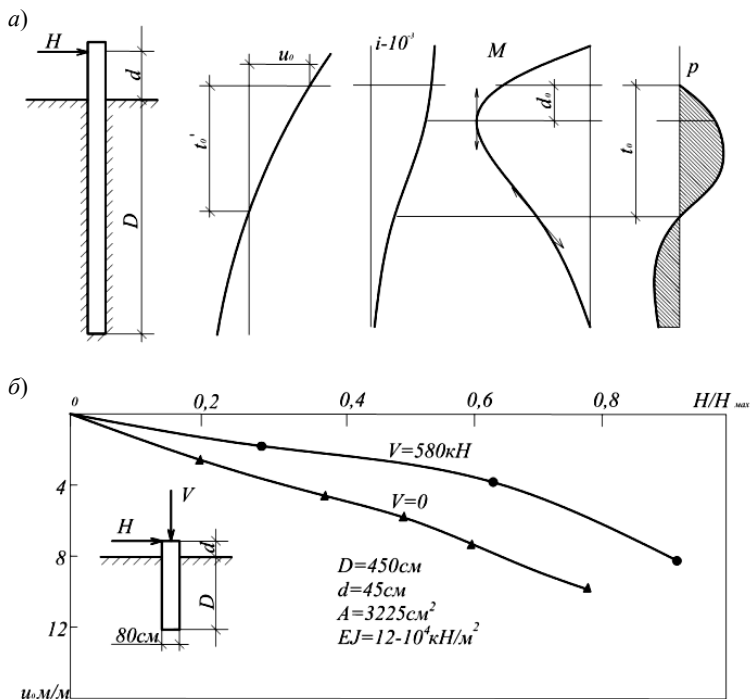
где  $Q_u^0$  – несущая способность свайного фундамента на горизонтальную нагрузку без учета действия вертикальных сил;  $Q_u$  – то же с учетом действия вертикальных сил;  $F$  – фактически действующая нагрузка;  $F_p$  – расчетная вертикальная нагрузка по СНИП;  $\alpha = 0,7$ .

В работе [7] приведены результаты полевых крупномасштабных опытов со сваями разной формы, площади поперечного сечения и жесткости. Отдельные сваи снабжены грунтовыми динамометрами вдоль передней и задней граней. Опыты проводили в глинистом основании ( $\rho = 1,72 \dots 0,34$  г/см<sup>3</sup>;  $\omega = 0,29 \dots 0,33$ ;  $\omega_L = 0,74 \dots 0,96$ ;  $\omega_p = 0,28 \dots 0,34$ ;  $I_p = 0,46 \dots 0,62$ ). Для относительно жестких свай глубина оси вращения свай практически не изменялась с уровнем нагрузки.

Характер деформирования свай конечной жесткости и распределение усилий и давлений по глубине показан на рис. 3.6, а. Во всех опытах графики  $u_0 = f(H/H_{\max})$  и  $u_0 = F(H/H_{\max})$  имели плавное криволинейное очертание (рис. 3.6, б). Вертикальная нагрузка заметно повышает несущую способность горизонтально нагруженных свай.

В опытах Р. М. Нарбуа [86] в качестве модели основания применялись плотно уложенные дюралюминиевые стержни. Получена линейная зависимость между относительным заглублением жесткого штампа и углом поворота для начальной фазы предельного равновесия.

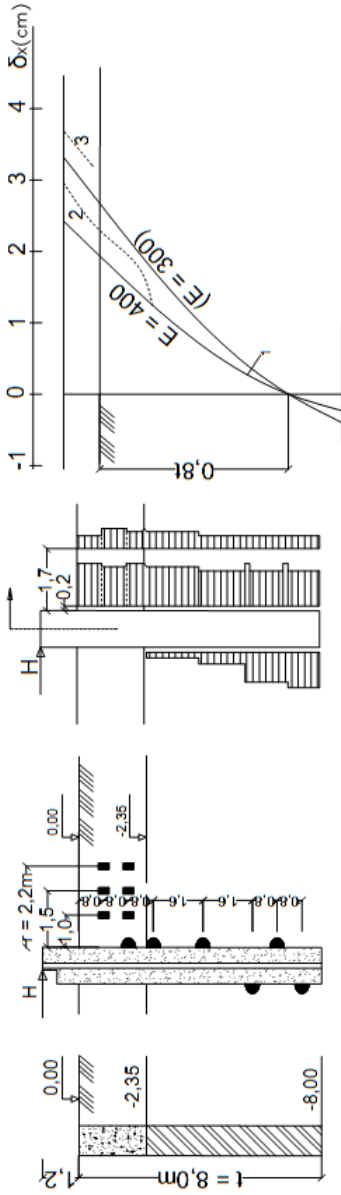
Профессор В. Витке на 8 Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению [87] привел результаты полевых и теоретических исследований взаимодействия железобетонных свай ( $d = 1,2$  м и  $l = 8$  м) с двухслойным основанием. Верхний слой состоял из гравелистого илистого песка ( $E = 40$  МПа,  $\varphi = 37^\circ$ ,  $c = 0,005$  МПа,  $\gamma = 19$  кН/м<sup>3</sup>), нижней из глинистого песка



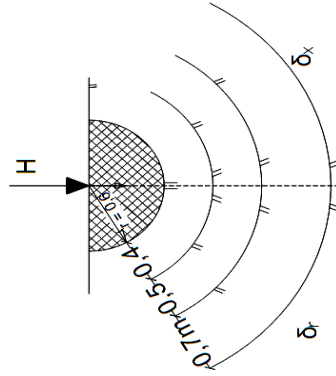
**Рис. 3.6.** Эпюры нормальных давлений, моментов, перемещений (а), влияние вертикальной нагрузки на несущую способность горизонтально нагруженной сваи

( $E = 40$  МПа,  $\varphi = 22^\circ$ ,  $c = 0,03$  МПа,  $\gamma = 19$  кН/м<sup>3</sup>). К свае на высоте 1,2 м была приложена горизонтальная нагрузка 1000 кН. В эксперименте измеряли контактные напряжения, напряжения и горизонтальные перемещения в массиве (рис. 3.7, а). Расчет перемещения сваи выполнен методом конечных элементов. При этом принята билинейная зависимость между напряжениями и деформациями. Результаты расчета и замера перемещений среды оказались близкими (рис. 3.7, б).

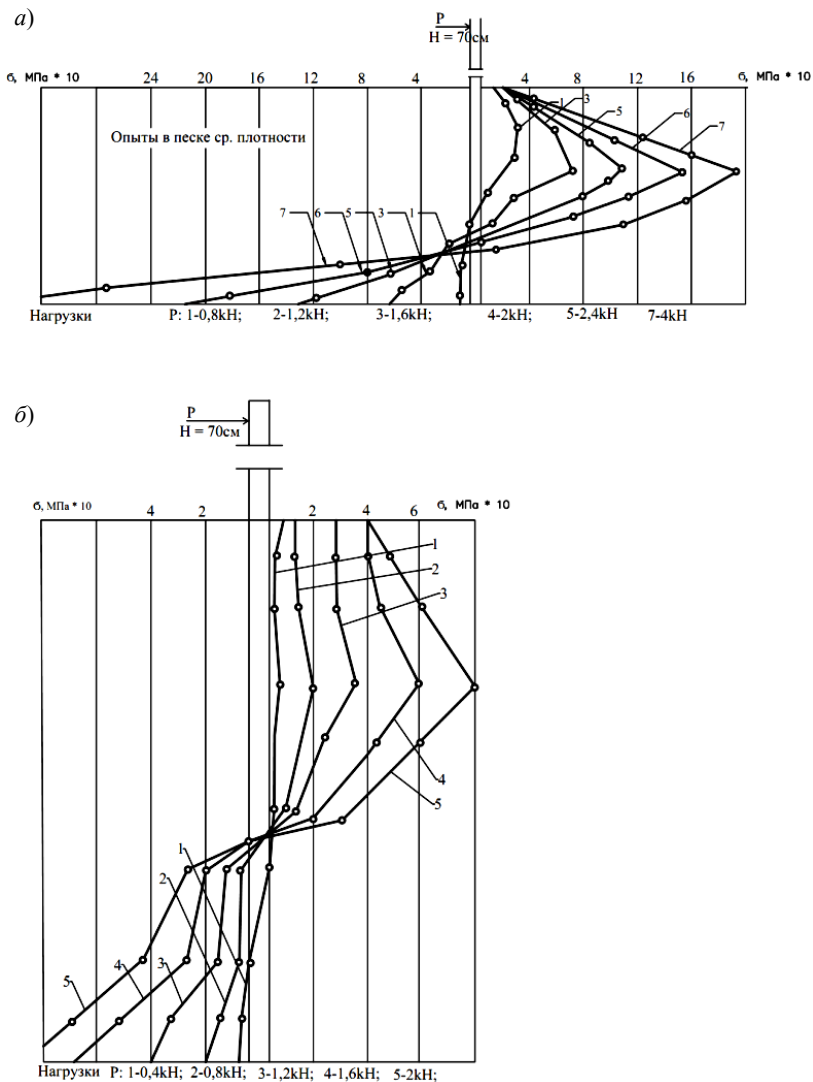
В работе [84] проанализировали эпюры реактивных давлений грунта на боковую поверхность свай квадратного сечения. Опыты проводились в рыхлом песке ( $\rho = 1,51$  г/см<sup>3</sup>, в песке средней плотности  $\rho = 1,62$  г/см<sup>3</sup>) и в суглинке ( $\rho = 1,88$  г/см<sup>3</sup>) (рис. 3.8). Максимальные значения реактивных давлений на переднюю грань сваи в рыхлом песке располагались ниже, чем в плотном. Эпюра реактивных давлений на переднюю грань сваи в суглинке более близка к прямоугольной в точках, чем в равноудаленных точках выше оси поворота. Максимальные давления грунта превышали давления по кулону со стороны передней грани в 2 раза, со стороны задней – в 8 раз.



**Рис. 3.7. Результаты исследований В. Витке:**  
*a* – геологическая колонка; *b* – схема расстановки приборов для измерения напряжений и перемещений; *в* – вычисленные эпюры напряжений  $\sigma_x$ ; *г* – эпюры перемещений оси сваи; *д* – то же грунта в горизонтальной плоскости на глубине 1,6 м;  
 1 – вычисленные перемещения;  
 2 – измеренные перемещения после 1-го цикла;  
 3 – то же, после 4-го цикла







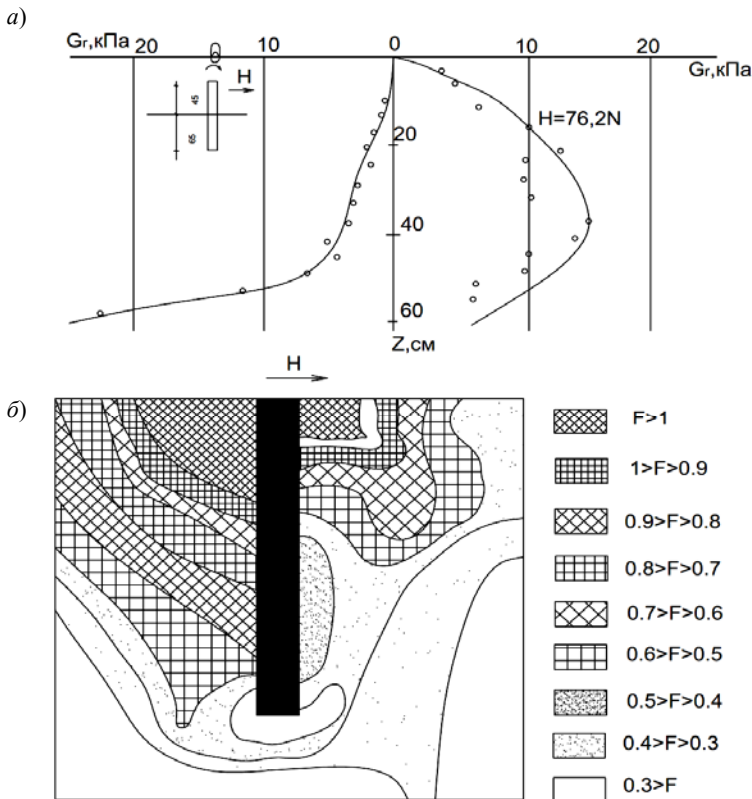
**Рис. 3.8. Эпюры нормальных контактных напряжений по результатам опытов в песке (а) и суглинке (б)**

В опытах с моделями свай квадратного сечения (Сергеев И. Т., Глухов В. С., Филатов В. В.) установлено [88], что доля сил трения в общем сопротивлении сваи при нагрузках, не превышающих предела пропорциональности, составля-

ла около 40%, а при близких к критическим уменьшалась до 10%. При больших перемещениях отпор грунта в центре на 30% выше, чем на краях (Ф. Банглэн, Ж. Железень).

По результатам экспериментов А. В. Филатова [89] условия равновесия не удовлетворялись на 40% и более, что объяснялось влиянием касательных сил по боковой поверхности сваи, не учитываемых в расчете. Кроме того, недобор реактивных давлений возможен и за счет неравномерности распределения давлений по ширине сваи.

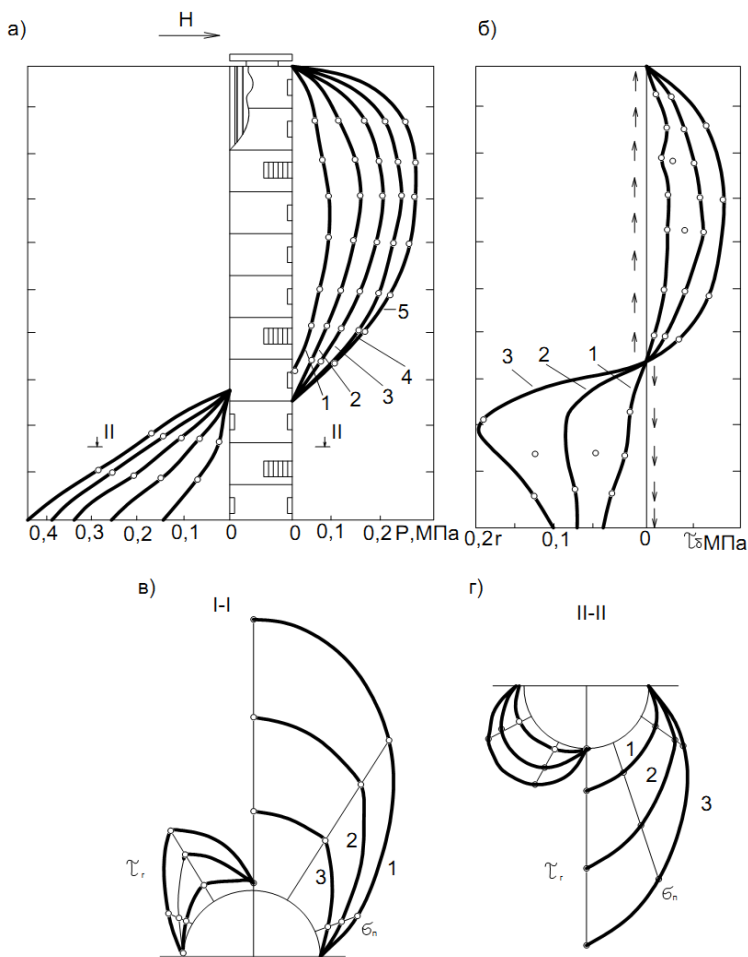
В работе [90] приведены результаты экспериментов Жосинета (рис. 3.9). максимум давлений получен в нижней половине глубины погружения сваи. Здесь же показаны полученные расчетом зоны напряженного состояния.



**Рис. 3.9.** Эпюры нормальных контактных давлений (а); зоны напряженного состояния вокруг сваи (б); точками показаны результаты экспериментов Жосинета

В работе [91] показано, что коэффициент горизонтальной сопротивляемости грунта является функцией глубины и перемещения сваи, ее жесткости, уровня нагрузки, т.е.

$$K = f(u, z, E, I, F).$$



**Рис. 3.10. Экспериментальные эпюры:**

*a* – полного реактивного отпора грунта для ступеней нагрузки  $H = 10, 20, 25, 30$  и  $35$  кН; вертикальных касательных напряжений  $\tau_s$ ;   
*в* – нормальных  $\sigma_n$  и горизонтальных касательных  $\tau_r$  напряжений в сечении I-I;   
*г* – то же, в сечении 2-2

Для измерения контактных нормальных радиальных напряжений  $\sigma_r$ , касательных горизонтальных  $\tau_r$  и вертикальных  $\tau_b$  напряжений применены трехкомпонентные динамометры (рис. 3.10). Опыты проводили в песке средней крупности ( $\rho = 1,71 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi = 33^\circ$ ;  $\omega = 0,045$ ) со сваями диаметром 0,273; 0,11 и 0,076 м. Длина свай равнялась 2 и 1 м, жесткость свай – 8660,432 и 124  $\text{кН}\cdot\text{м}^2$ . Закон изменения  $K(z)$  соответствует только какому-то одному моменту в нагружении свай. С ростом деформации его величина уменьшается. Для описания функции  $K(z)$  использована степенная зависимость

$$K(z) = K_h(z/h)^n,$$

где  $n$  – показатель, зависящий от жесткости свай; для жестких свай  $n = 1$ , для гибких  $n > 1$  (вогнутая эпюра).

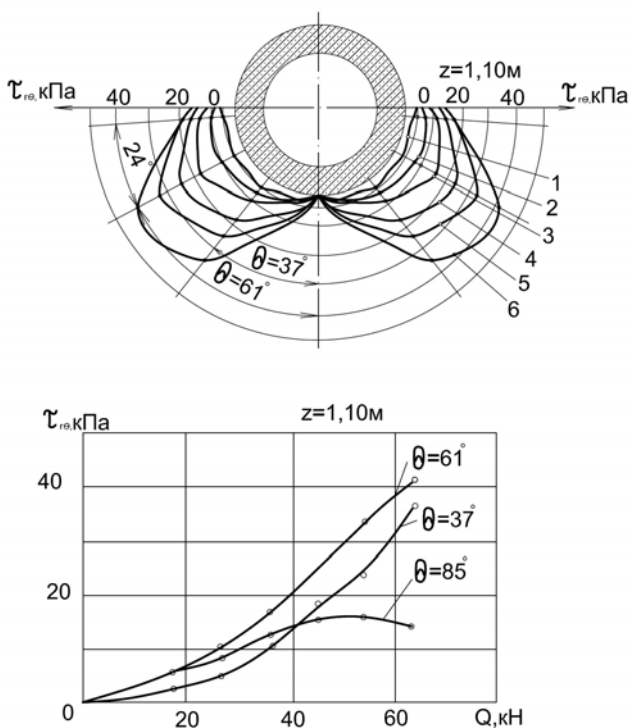


Рис. 3.11. Эпюры тангенциальных напряжений на поверхности стойки (а), зависимость тангенциальных напряжений от горизонтальной нагрузки (б) при  $M$  ( $\text{кН}\cdot\text{м}$ ):

1 – 100; 2 – 149; 3 – 198; 4 – 248; 5 – 297; 6 – 346

Графики  $p_z(u)$  хорошо аппроксимируются гиперболической зависимостью

$$p_z(u) = k_{0z} p_{zu} u / (p_{zu} + k_{0z} u),$$

где  $k_{0z}$  – начальный коэффициент сопротивления грунта, соответствующий истинной стадии его работы;  $p_{zu}$  – предельное значение сопротивления грунта основания, определяемое в верхней части сваи выпором грунта, а ниже – его продавливанием.

Буданов В. Г. исследовал [92] перемещения цилиндрической стойки диаметром 56 см, заглубленной на 3 м в песок и уплотненные до средней плотности. Горизонтальная нагрузка прикладывалась на высоте 5,5 м от поверхности. При увеличении плотности основания на 10% несущая способность основания возрастала более, чем в 3 раза. Ось поворота стойки располагалась на глубине  $(0,64 \pm 0,34) h$ . Общий вклад сил трения в отпор грунта достигал 405. Эпюры контактных напряжений показаны на рис. 3.11 и 3.12.

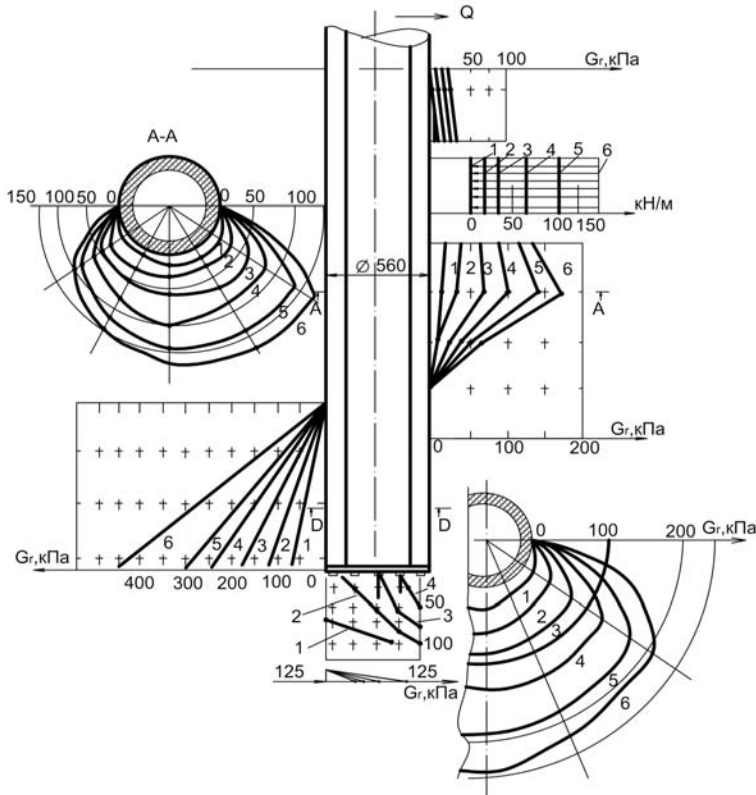
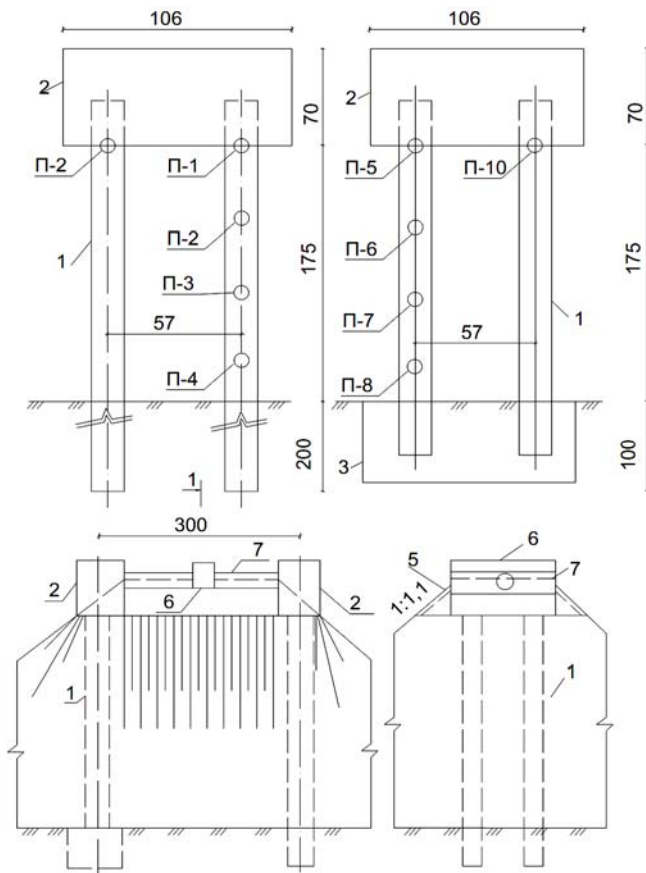


Рис. 3.12. Эпюры контактных напряжений в песках средней плотности при  $M$  (кН·м):  
 1 – 99; 2 – 149; 3 – 198; 4 – 248; 5 – 297; 6 – 346

**Испытание стоечных опор мостов.** В проведении экспериментов вместе с Р. С. Шеляпиным и Д. М. Шапиро принимал участие автор [93]. Аналог однорядного свайного устоя состоял из двух свай длиной 460 см, забитых на части своей длины, соединенных поверху жесткими бетонным ригелем 2 (рис. 3.13, а). Прототипом стоечного устоя являлась модель из двух стоек 1 длиной 245 см, ригеля 2, фундамента мелкого заложения 3 (рис. 3.13, б). Сваи и стойки из стальных труб диаметром 168 мм с толщиной стенки 7 мм. У стойки располагались параллельно на расстоянии 300 см (рис. 3.13, в). Горизонтальную нагрузку передавали враспор гидравлическим домкратом ДГ-100.

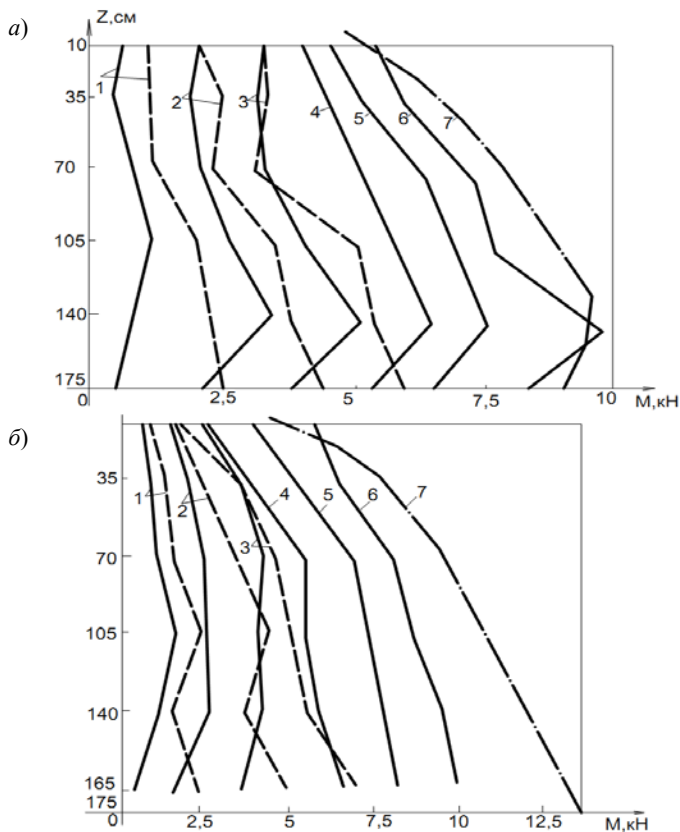


**Рис. 3.13. Общий вид мелкомасштабных конструкций устоев № 1 (а) № 2 (б) и схеме нагрузки (в):**

- 1 – сваи  $d = 168$  мм; 2 – ригель; 3 – фундамент; 4 – граница обсыпки до низа ригеля;  
 5 – граница грунтов пригрузки; 7 – Т-обратная распорка;  
 2-1...2-10 – места установки индикаторов

Грунтовую засыпку осуществляли из послойно уложенного с уплотнением до  $\gamma = 16,4 \text{ кН/м}^3$  пылеватого песка. Коэффициент уплотнения равнялся 0,89. Обсыпка имела трапециевидальное очертание с откосами 1:1,5 и горизонтальной поверхностью между ригелями.

Горизонтальные перемещения свай и стоек после обсыпки грунтом в 2–4 раза меньше, чем до обсыпки. Эпюра моментов в сваях (стойках), составленная на основании средних отчетов тензодатчиков (рис. 3.14, а, б), хорошо согласовывалась с измерениями прогибов. Эксперименты показали правомочность расчета по методу коэффициента жесткости нарастающего пропорционально глубине  $c_z = kz$ . Линия 7 на рис. 3.14, а, б представляет собой расчетные графики  $M_z$ , соответствующие шестой ступени нагрузки при  $K = 2000 \text{ кН/м}^4$ .

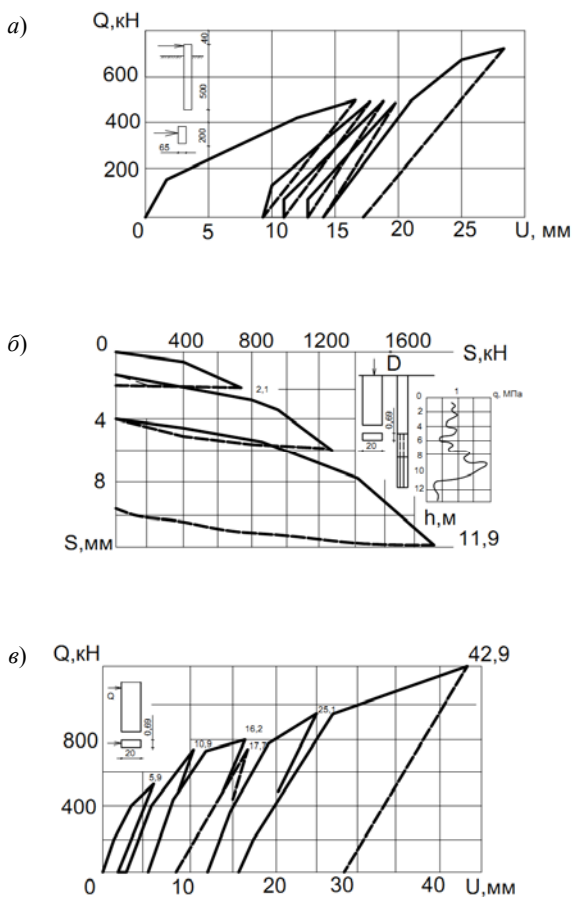


**Рис. 3.14. Эпюры моментов в сваях (а) и стойках (б):**

1 – б – ступени нагрузки;

7 – график расчетный, соответствующий шестой ступени нагрузки ( $K = 2000 \text{ кН/м}^4$ )  
(пунктиром – до обсыпки, сплошная линия – после обсыпки)

**Фундаменты с несимметричными поперечными сечениями.** На рисунке 3.15 приведены графики испытания мостов опоры с поперечным сечением  $2 \times 0,65$  м, выполненных С. Верзбинским (Польша). Опора заглублена в грунт на 5 м. В одном опыте на опору прикладывали горизонтальную силу вдоль короткого сечения (рис. 3.15, а), в другом – осевую вертикальную (рис. 3.15, б) и в третьем – горизонтальную силу вдоль длинной стороны поперечного сечения (рис. 3.15, в). Сопротивление грунта зонду до глубины 7 м было примерно постоянным (рис. 3.15, б). Во всех трех испытаниях было приведено по несколько циклов нагружений с полной разгрузкой.



**Рис. 3.15.** Графики испытаний модели мостовой опоры сечением  $2 \times 0,65$  м при действии горизонтальной силы вдоль короткой (а) и длинной (в) сторон и осевой вертикальной силы (б)



Сопротивление грунта перемещениям постепенно возрастало. Несущая способность опоры при действии горизонтальной силы вдоль длинной стороны поперечного сечения (при  $u = \text{const}$ ) была выше, чем вдоль короткой. Одной из причин этого явилось существенное сопротивление подошвы повороту в массивной горизонтальной нагрузке.

Исследования проводили на воздушно-сухом песке, послойно уплотненном до  $\rho = 1,6 \text{ г/см}^3$ . Модели фундаментов-опор были изготовлены из бетона класса В15 на щебне мелкой фракции с армированием проволокой  $\varnothing 3\text{В1}$ . Ширину поперечного сечения моделей принимали равной 5 и 10 см. Осредненные результаты опытов с моделями шириной поперечного сечения 10 см приведены в табл. 3.1.

В рассмотренных опытах сопротивление модели повороту при действии силы, вдоль которой стороны оказались, несколько выше, чем вдоль длинной, что объясняется меньшим влиянием собственного веса опоры, чем в приведенных выше натурных экспериментах.

### 3.1. Влияние формы моделей опор на величину разрушающей горизонтальной нагрузки

Относительные размеры модели			Относительная разрушающая нагрузка
вдоль силы	поперек силы	глубина	
1	1	2	1,0
1	1	4	4,2
1,5	1	2	1,3
1	1,5	2	1,6
1,5	1	4	4,5
1	1,5	4	5,1
2	1	2	1,6
1	2	2	2,1
2	1	4	5,7
1	2	4	6,7
3	1	2	1,9
1	3	2	2,4
3	1	4	7,1
1	3	4	7,5

## Глава 4. ДЕЙСТВИЕ НАКЛОННОЙ НАГРУЗКИ

В одной группе опытов на фундаментную конструкцию одновременно передавали вертикальную и горизонтальную нагрузку. Сначала ступенями увеличивали вертикальную до определенного ее значения, а затем – горизонтальную до разрушения основания. В другой группе вертикальную и горизонтальную нагрузку одновременно увеличивали при определенном соотношении между ними до потери устойчивости основания. В третьей на конструкцию передавали наклонную или внецентренную нагрузку.

В опытах С. Н. Давиденкова [94] с плоскими штампами шириной от 8 до 40 см на воздушно-сухом песчаном основании удельную вертикальную нагрузку в течение каждого опыта принимали постоянной, а в разных – разной. Горизонтальную нагрузку увеличивали до сдвига штампа. Получены криволинейные графики зависимости разрушающей горизонтальной нагрузки от вертикальной. По мере роста вертикальной нагрузки величины горизонтальных разрушающих нагрузок сначала росли до достижения некоторого максимума, а затем уменьшались до нуля.

Мейергоф Г. [67] показал, что с увеличением угла наклона нагрузки на штамп несущая способность основания резко уменьшилась и становилась равной нулю при угле наклона силы  $\delta$  примерно равным углу внутреннего трения грунта (рис. 4.1, а). Длина выпираемого объема грунта уменьшалась с увеличением  $\delta$ .

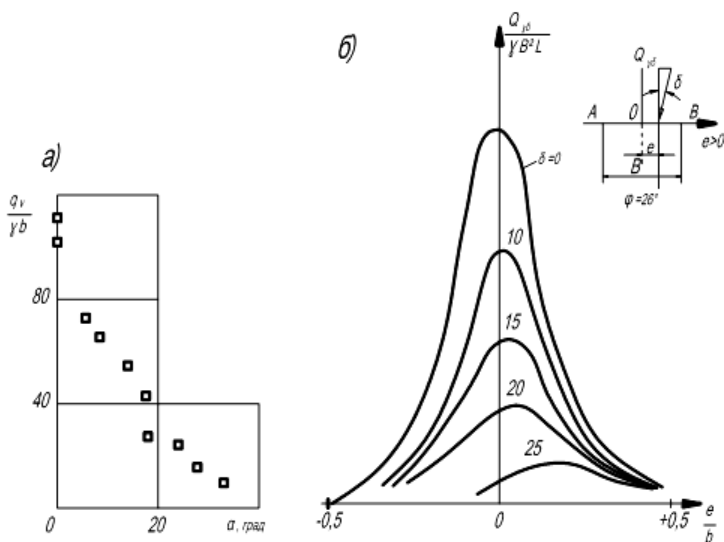


Рис. 4.1. Зависимость между предельной нагрузкой и углом ее наклона к вертикали (а), предельной нагрузкой, углом ее наклона к вертикали и эксцентриситетом приложения (б)

Тран-во-Ньем [95] предложил метод расчета несущей способности основания незаглубленного фундамента при действии на него наклонной эксцентричной нагрузки. Исследования проводились на стенде Тейлора-Шнеебели для сыпучей среды методом минимального клина Ж. Бьярцева. Эксперименты выполнены с плоским штампом шириной 45 см на основании из катков с  $\rho = 2,2 \text{ г/см}^3$  при  $\varphi = 26^\circ$ . Наклон нагрузки и эксцентриситет ее приложения резко снижали несущую способность основания (рис. 4.1, б). При  $\delta = \text{const}$  максимум несущей способности имел место при отрицательном эксцентриситете. С увеличением угла наклона силы  $\delta$  от 0 до  $\varphi$  предельная нагрузка  $Q_{\gamma\delta M} / (8B^2L)$  уменьшалась, а оптимальный эксцентриситет  $e_{0M}$  возрастал от 0 до  $-1/3$ . Наличие жесткого монолитного клина (ядра) обнаружено с помощью фотоаппарата, установленного на модели. При  $e_0 = e_{0M}$  клин имел форму треугольника и располагался по всей ширине фундамента. При  $e_0 \neq e_{0M}$  имел место отрыв штампа от основания. Коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета, определяется по формуле

$$r_{0M} = \left| (1 \pm e_0) / (1 \pm e_{0M}) \right|^2.$$

Мус Г. и Вейс К. [23] проводили исследования на среднезернистом песке ( $\rho = 1,91 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi = 39^\circ$ ;  $e = 0,385$ ) с металлическим штампом длиной 3 м и шириной 1 м. Силу прикладывали в середине фундамента параллельно короткой стороне.

Результаты опытов представлены в табл. 4.1.

Авторами предложена следующая формула

$$F_{\delta=0} = F_{\delta} \varepsilon_{\delta},$$

где  $F_{\delta=0}$ ,  $F_{\delta}$  – разрушающая нагрузка при угле наклона силы равном и отличным от нуля;

$$\varepsilon_{\delta} = (1 - \text{tg}\delta)^2.$$

#### 4.1. Зависимость предельной нагрузки от угла наклона силы

Угол наклона силы $\delta$ , град.	Вертикальная составляющая предельной нагрузки, кН, при $\lambda$	
	0	0,2
0	190	213
10	194	173
20	82	104
30	32	36

Размеры зоны выпора определяли по анализу деформаций вертикальных окрашенных полос грунта. Длина и глубина зоны выпора почти линейно зависели от угла наклона. Длина зоны выпора при  $\delta = 30^\circ$  примерно в три раза меньше, чем при  $\delta = 10^\circ$ . Глубина зоны выпора при  $\delta = 30^\circ$  составила  $L = 0,75B$ , при  $\delta = 10^\circ$ ,  $L = 2B$ .

Кананьяном А. С. [96] рассмотрено влияние угла наклона силы к вертикали на величину критической силы  $F_u$ . При ширине штампа 16 см и толщине слоя песчаного основания 20 см (песок воздушно-сухой средней крупности с  $\rho = 1,72 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi = 38^\circ$ ) получены следующие значения для случая плоской деформации:

$\delta$ , град.	0	5	10	15	20
$F_u$	34,71	31,01	14,73	13,73	9,85

Рудницкий Н. Я. и Малахова К. В. [97] провели опыты со штампом длиной 20 см, шириной 4 см на пластически неоднородном глинистом насыщенном водой основании при наклонной нагрузке ( $\rho_s = 2,74 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi = 18^\circ$ ;  $e = 0,558$ ;  $\omega_p = 0,271$ ;  $c = 0,006 \text{ МПа}$ ). Для ориентировочного расчета несущей способности глинистого основания получена следующая эмпирическая формула:

$$F_\delta = F_0 K_1 / K_2,$$

где  $F_0$  – несущая способность основания при вертикальной центральной нагрузке;  $K_1$  – корректирующий коэффициент, определенный опытным путем его значение при  $\delta = 0; 5; 10; 20; 30^\circ$  составила 1; 0,8; 0,7; 0,5; 0,3;  $K_2$  – коэффициент запаса,  $K_2 = 1,4$ .

Лебег У. [98] экспериментально исследовал коэффициенты несущей способности воздушно-сухого песчаного основания в зависимости от плотности песка ( $\rho = 1,44 \dots 1,7 \text{ г/см}^3$ ), ширины плоского металлического штампа ( $B = 6$  и  $20$  см), относительного заглубления штампов ( $\lambda = 1$  и  $2$ ), угла наклона штампа к горизонтали ( $\alpha = 0, 10, 20$  и  $30^\circ$ ) при центральной нормальной (к штампу) нагрузке, угла наклона силы при горизонтальной подошве штампа ( $\delta = 0, 10, 20$  и  $30^\circ$ ). При

$$\frac{2q}{B\gamma} = N_{\gamma\alpha} + 2 \frac{D}{B} N_{q\alpha},$$

где  $q$  – предельная нагрузка на штампы;  $N_{\gamma\alpha}$  и  $N_{q\alpha}$  – коэффициенты несущей способности для незаглубленного и заглубленного штампа

$$N_\gamma = K_p [\cos(\pi/4 - \varphi/2) / 2 \cos^2(\pi/4 + \varphi/2)];$$

$$N_q = \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg}\varphi}.$$

Таблица 4.2

$\tau_{ij}$	$\alpha$ , град			$\delta$ , град		
	10	20	30	10	20	30
$\tau_{\gamma\alpha}$	0,75	0,44	0,22			
$\tau_{q\alpha}$	0,69	0,48	0,43			
$\tau_{\gamma\delta}$				0,56	0,19	0,019
$\tau_{q\delta}$				0,62	0,50	0,25

Коэффициенты, учитывающие влияние  $\alpha$ ,  $\delta$  и  $\lambda$ , соответственно равны (табл. 4.2).

$$\tau_{\gamma\alpha} = N_{\gamma\alpha} / N_{\gamma 0}; \quad \tau_{q\alpha} = N_{q\alpha} / N_{q 0}; \quad \tau_{\gamma\delta} = N_{\gamma\delta} / N_{\gamma 0}; \quad \tau_{q\delta} = N_{q\delta} / N_{q 0},$$

где  $N_{\gamma\alpha}$  и  $N_{q0}$  – коэффициенты несущей способности при  $\alpha = \delta = 0$ .

Коэффициенты влияния  $\tau_{ij}$  для штампов диаметром 6 и 20 см мало отличались. Коэффициенты несущей способности  $N_{\gamma\alpha}$  для штампа шириной 6 см при  $\alpha = 0$  почти вдвое превышали значения при  $B = 20$  см. С увеличением  $\alpha$  эта разница резко снижалась. Коэффициент  $N_{\gamma\delta}$  для штампа шириной 6 см при всех  $\delta$  вдвое превышали значения при  $B = 20$  см. Коэффициент несущей способности почти линейно возрастал с увеличением  $\lambda$  и при  $\lambda = 2$  в 4,5 раза превышал значение при  $\lambda = 0$ . Величина разрушающей нагрузки почти в 10 раз возрастала с увеличением плотности песка от 1,5 г/см<sup>3</sup> до 1,7 г/см<sup>3</sup> (рис. 4.2, 4.3).

По результатам лабораторных опытов, описанных в [99], разрушающая нагрузка ( $e_0 = \delta = 0$ ) на шероховатый штамп ( $\varphi_1 = 35^\circ$ ) размером 42×21 см<sup>2</sup> на 15% выше, чем на гладкий ( $\varphi_1 = 26^\circ$ ). При  $0 < \delta < 30^\circ$  угол трения по подошве  $\varphi_f$  значительно влияет на несущую способность основания. Глубокий сдвиг происходил при  $\varphi < \varphi_f$  ( $\alpha = 0$ ), плоский – при  $\varphi > \varphi_f$ . Влияние угла наклона подошвы фундамента к горизонтам  $\alpha$  при  $\lambda = 0,5$  и  $\delta = 40^\circ$  получены в виде:

$\alpha/\delta$	0	0,125	0,25	0,275	0,5	0,75	0,775	1,0
$F_\alpha / F_{\alpha=0}$	1,0	1,12	1,21	1,29	1,36	1,40	1,42	1,43

С увеличением относительного заглубления от 0 до 0,57 (штамп площадью 40×40 см<sup>2</sup>) несущая способность основания возрастала в 2,5 раза (рис. 4.4).

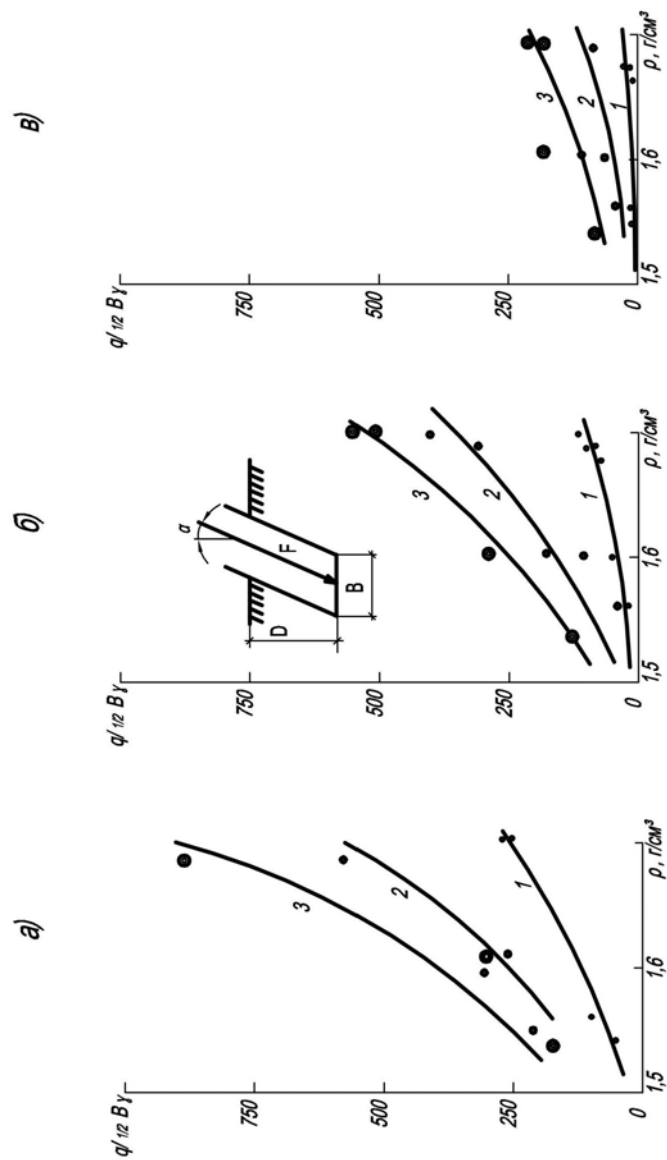


Рис. 4.2. Зависимость несущей способности основания от плотности грунта при угле наклона силы  $\theta$ :  
 (град): а – 10; б – 20; в – 30 и  $\lambda$ : 1 – 0; 2 – 1; 3 – 2

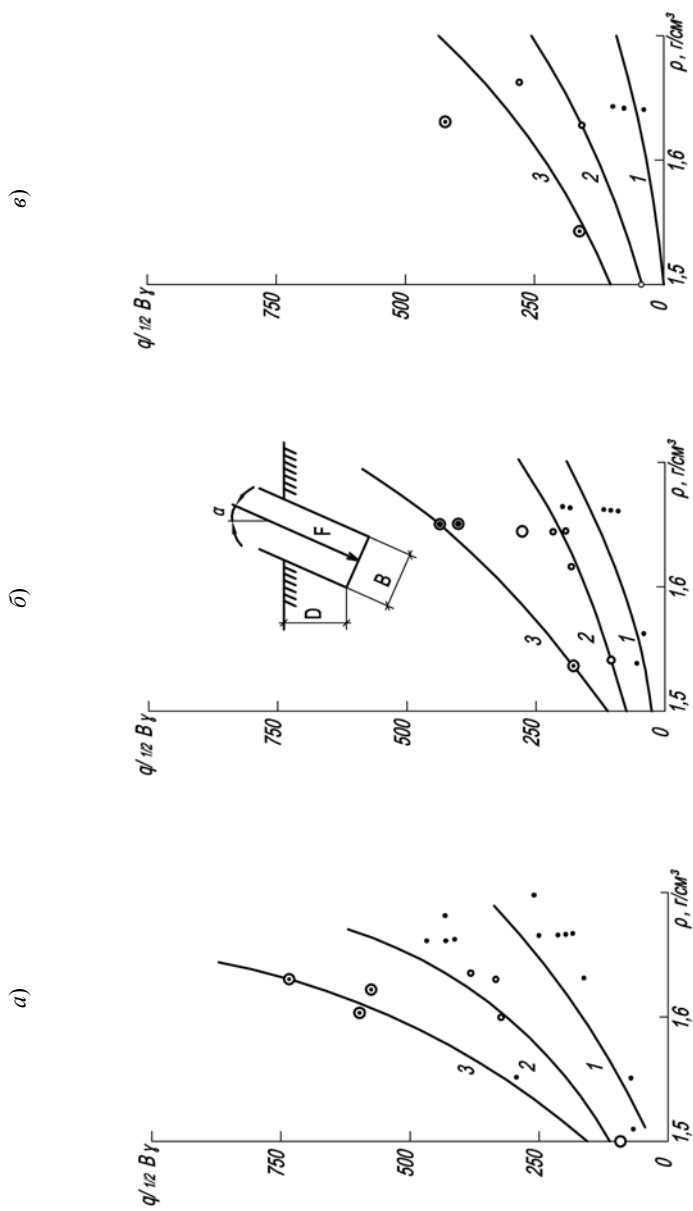
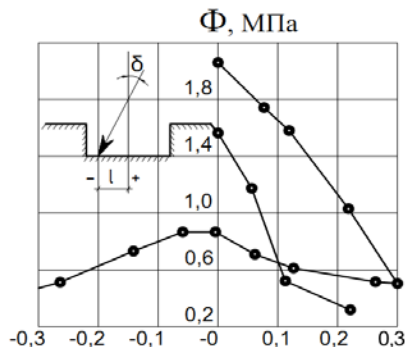


Рис. 4.3. Зависимость несущей способности основания от плотности при  $B = 20$  см и  $\alpha$  (град):  
 $a - 10$ ; б - 20; в - 30. значения  $\lambda$ : 1 - 0; 2 - 1; 3 - 2



**Рис. 4.4. Зависимость несущей способности песчаного основания штампа от относительного эксцентриситета  $e/B$ :**

$1$  – штамп площадью  $42 \times 21 \text{ см}^2$  ( $\delta = 22^\circ 30'$ ,  $\lambda = 0,5$ );  $2$  – штамп площадью  $40 \times 40 \text{ см}^2$  ( $\delta = \lambda = 0$ );  $3$  – штамп площадью  $40 \times 40 \text{ см}^2$  ( $\delta = 0$ ,  $\lambda = 0,57$ )

Полевые опыты проводили с фундаментом размером  $2,8 \times 1 \text{ м}^2$  на суглинке при  $\delta = 22^\circ$ ,  $\alpha = 15^\circ$  и  $22^\circ$ ,  $e = 0,67 \text{ м}$ . Несущая способность основания с  $\alpha = 22^\circ$  более, чем в 2 раза превышала несущую способность с  $\alpha = 15^\circ$ . При наклоне подошвы на  $15^\circ$  наблюдали плоский сдвиг фундамента по подошве.

На лабораторной установке получены величины углов трения  $\varphi_f$  между бетоном и грунтовым основанием песчаным или глинистым. Для воздушно-сухого пылеватого песка  $\varphi_f = 39^\circ$ , среднее  $\varphi_f = 38^\circ$ , гравелистого  $\varphi_f = 37^\circ$ . При полном водонасыщении песка величины  $\varphi_f$  соответственно равнялись  $35$ ,  $32$  и  $35^\circ$ . Для глинистого грунта величина  $\varphi_f$  дана в зависимости от числа пластичности и показателя консистенции.

Результаты опытов с моделью жесткой одиночной сваи ( $d = 75 \text{ мм}$ ,  $\lambda = 13,3$ ) в воздушно-сухом песке ( $\rho = 1,525 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi = 46^\circ$ ,  $I_d = 0,82$ ) на действие осевой наклонной силы рассмотрены [100]. За разрушающую нагрузку на графиках ( $\Delta = f(F)$ ) принята точка, ниже которой кривая линия переходит в прямую. Соппротивление погружению конуса почти прямолинейно возрастала до  $\lambda = 15$ , а далее оставалось постоянным. Эпюры бокового давления грунта при  $\delta = 30$ ,  $60$  и  $90^\circ$  были подобными. При  $F > 0,75F_u$  ( $F_u$  – разрушающая нагрузка) наблюдали резкое увеличение бокового давления грунта с максимумом по передней грани на глубине, равной половине длины сваи (рис. 4.5). Максимальное боковое давление у низа задней грани для  $\delta = 30^\circ$  и  $60^\circ$  было почти вдвое меньше, чем по передней. Относительная глубина оси вращения при  $\delta = 30^\circ$  равнялась  $0,71$ . При  $\delta = 90^\circ$  –  $0,68$ . Величины разрушающих нагрузок получены следующие:

$\delta$ , град	0	30	45	60	90
$F$ , кН	10,1	7,5	6,2	5,5	2,05



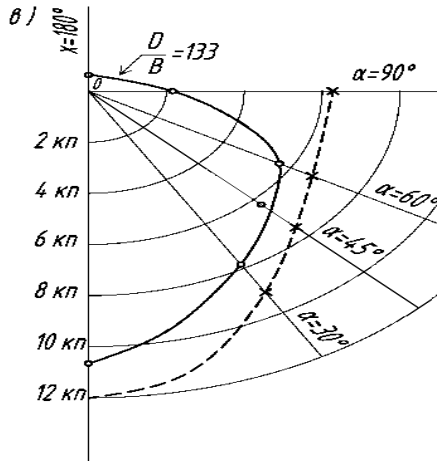
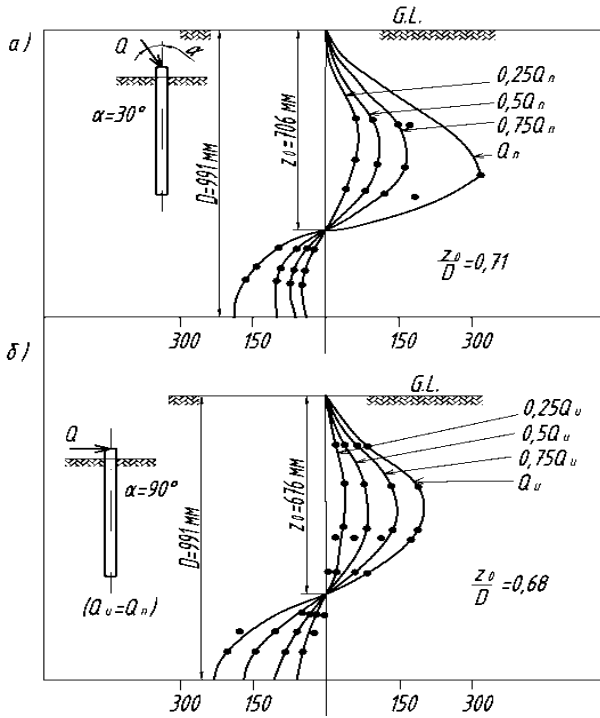


Рис 4.5. Эпюры контактных давлений при  $\alpha = 30^\circ$  (а),  $0^\circ$  (б), полярная диаграмма несущей способности (в)

В работе [102] описаны результаты опытов с маломасштабными моделями жестких одиночных свай ( $d = 12,5$  см,  $\lambda = 15$ ) и свайных кустов в глине ( $\omega_L = 0,43$ ;  $\omega_p = 0,24$ ;  $\omega = 0,30$ ;  $c = 20$  кПа). Нагрузку увеличивали со скоростью 2,5 мм/мин. Максимальный эксцентриситет силы  $e_0 = e/D$  ( $D$  – длина сваи) составлял 0,8. Угол наклона силы изменяли от 0 до 90°. Разрушение происходило при  $\Delta/D = 0,02...0,04$  и  $i = 0,01...0,02$ . Функция  $F_{uv}/F_{ev} = f(\delta) = \cos \delta$  ( $F_{uv} = F \cos \delta$ ,  $F_{ev} = F_u$  при  $\delta = 0$ ) практически не зависело от  $e/D$ . Величина наклонной разрушающей нагрузки  $F_u$  почти не изменялась с увеличением  $\delta$ . Подтверждена ранее предложенная формула при  $e_0 = 0$  и  $h = 0$  (точка приложения силы расположена на поверхности грунта)

$$(F_{uv}/F_v)^2 + (F_{uh}/F_h)^2 = 1,$$

где  $F_{uh} = F_u \sin \delta$ ,  $F_v$  – разрушающая нагрузка при  $e_0 = \delta = 0$ ,  $F_h$  – то же при  $e_0 = 0$  и  $\delta = 90^\circ$ ;  $F_v$  – определяется по формуле Терцаги и Пека;  $F_h = 0,4cdDK_c$ ,  $K_c$  – коэффициент пассивного сопротивления грунта.

Аналогичные выводы были сделаны на основе результатов испытаний кустов свай.

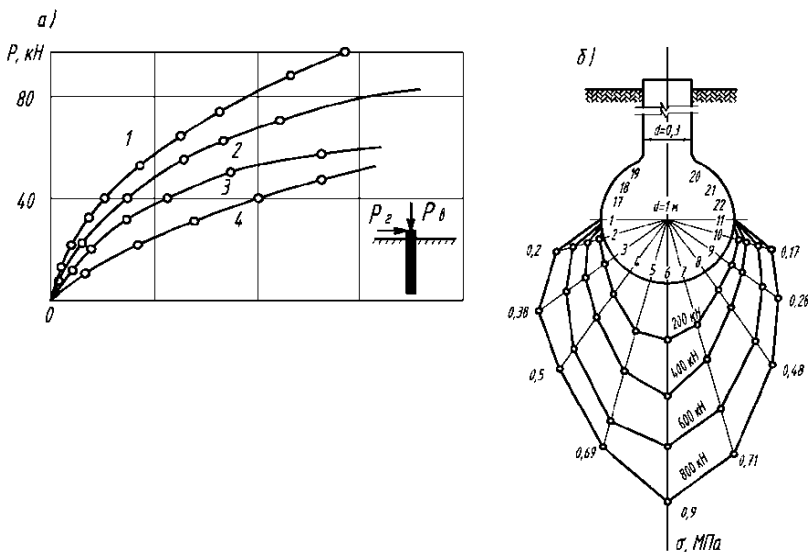
Филатов А. В., Бойко Н. В., Быков В. И. испытали [105] буронабивные сваи диаметром 50 см в суглинке тугопластичной консистенции ( $\rho = 1,85$  г/см<sup>3</sup>;  $\omega = 0,22$ ;  $\omega_p = 0,128$ ;  $\varphi = 41^\circ$ ;  $e = 0,66$ ;  $I_L = 0,42$ ;  $c = 0,02$  МПа;  $E = 9,8$  МПа) на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок. Вначале на сваи передавали вертикальную нагрузку, а затем горизонтальную.

С увеличением вертикальной нагрузки возрастало сопротивление свай действию горизонтальных сил (рис. 4.6, а). На этой же площадке исследованы контактные напряжения по поверхности камуфлетной сваи (рис. 4.6, б).

Евдокимов П. Д. и Кашкаров Н. П. провели экспериментальные исследования с железобетонными штампами  $B \times L = 1,6 \times 0,8$  м на послыно уплотненном основании ( $\rho = 1,65$  г/см<sup>3</sup>;  $\omega = 1,41...3,05\%$ ;  $\varphi = 32^\circ$ ;  $c = 0,008$  МПа) [102, 103]. Начальный угол наклона силы равнялся 30...33°. Относительный эксцентриситет изменялся от 0,864 до -0,32. Максимальная несущая способность получена при  $e_0 = -0,167$ . Величина разрушающей нагрузки при  $e_0 = 0$  была в 2,2 раза меньше, чем при  $e_0 = -0,167$ . Предельное равновесие штампов при отрицательном эксцентриситете наступало при значительно больших горизонтальных смещениях.

Несущая способность основания отдельно стоящих фундаментов больше, чем фундаментов при плоской деформации основания. Глубина поверхности скольжения при  $F_{max}$  составила 0,8В и выходила она на поверхность основания на расстоянии 0,4В (рис. 4.7).

С перемещением силы в отрицательную область увеличивался объем сдвигаемого грунта.



**Рис. 4.6. Результаты испытания буронабивных свай:**

*a* – исследование влияния вертикальной нагрузки на несущую способность свай на действие горизонтальной нагрузки; *б* – эпюры контактных давлений по сферической поверхности пяты комифлетной сваи; 1 – вертикальная нагрузка 420 кН; 2 – 280 кН; 3 – 140 кН; 4 – свая без вертикальной нагрузки

Шульц Е. и Хорн А. провели [107] серию экспериментов на гравелистом песке ( $\rho = 2,155 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 0,044$ ) при действии на жесткий бетонный блок площадью  $1 \text{ м}^2$  вертикальной и горизонтальной нагрузок. Угол наклона равнодействующей изменяли от  $0$  до  $90^\circ$ . Под действием горизонтальной нагрузки ( $F_v = \text{const}$ ) происходила дополнительная осадка штампа и крен в сторону передней грани. Грунт перед штампом куполообразно выпучивался. Угол трения штампа по основанию параболически уменьшался с увеличением нормального давления.

В работе [108] описан характер контактных давлений под жестким шероховатым штампом размером  $30 \times 150 \text{ см}$ . Центральную наклонную нагрузку передавали вдоль короткой стороны. Основанием является крупнозернистый песок, послойно уплотненный  $\rho = 1,71 \dots 1,75 \text{ г/см}^3$ .

Эпюры нормальных контактных напряжений контактных давлений имели неравномерный седловидный характер вплоть до полной потери устойчивости основания (рис. 4.8).

Характер деформирования и разрушения основания вокруг поворачивающейся опоры описан в [105]. Ниже точки поворота грунт совершает вращательное перемещение (рис. 4.9), выше грунт перед опорой выдавливается вверх, за опорой – оседает.

Демвицкий Е. и Одробинский В. [106] исследовали несущую способность основания, состоящую из двух слоев песка, между которыми располагался слой глины толщиной 10 см. При ширине фундамента 20 см и толщине верхнего слоя песка 40 см несущая способность основания уменьшилась на 73% при увеличении угла наклона силы от 0 до 30°.

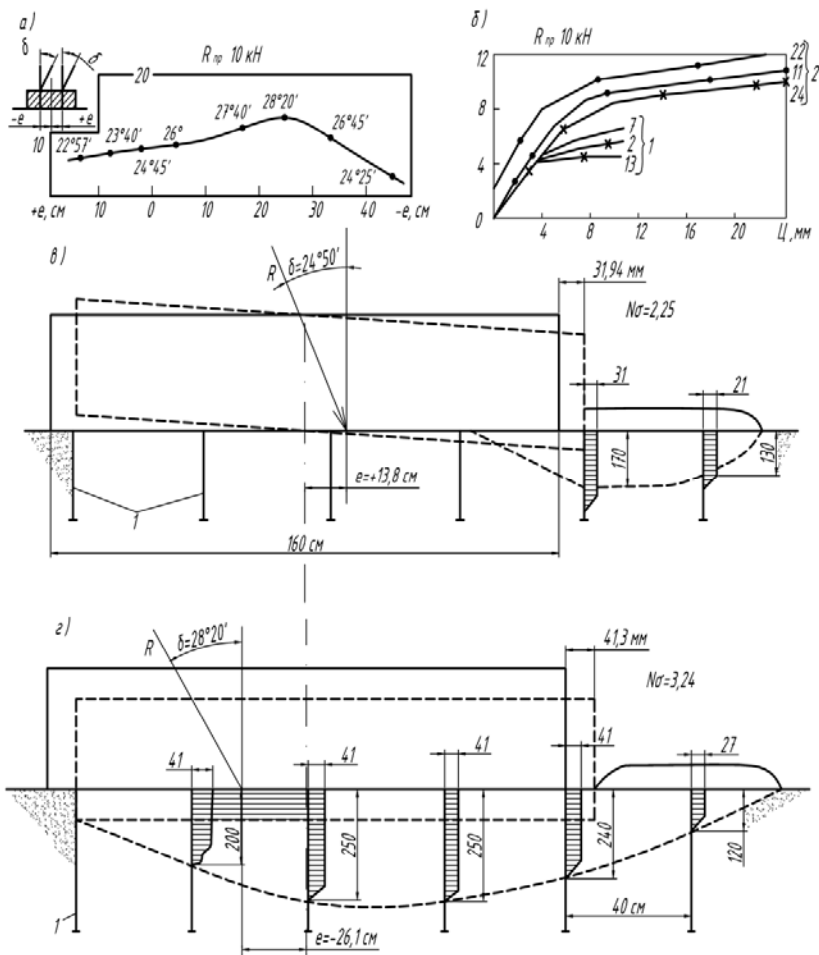
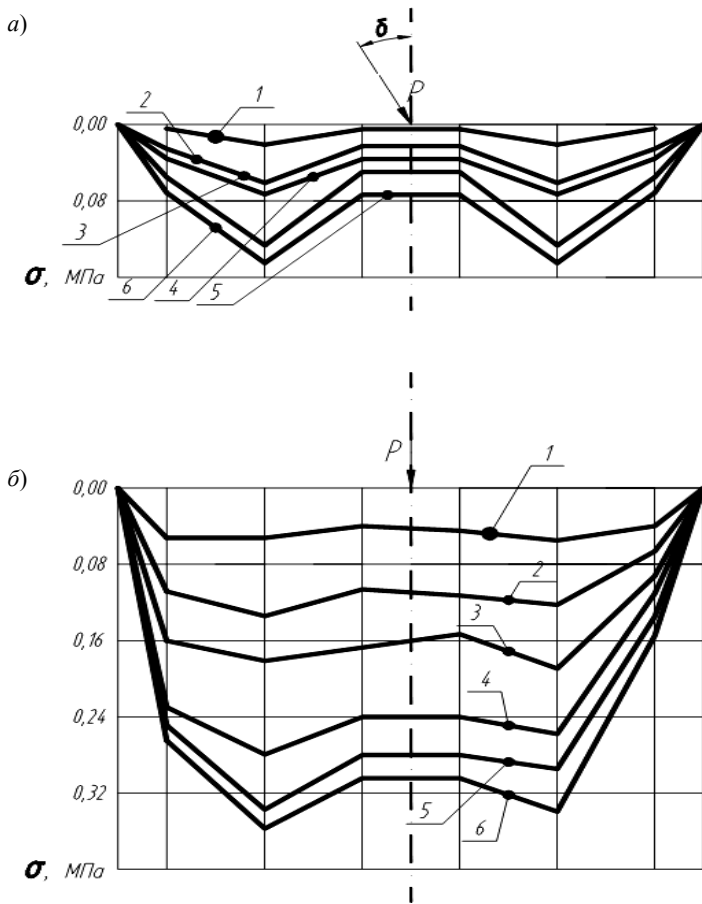


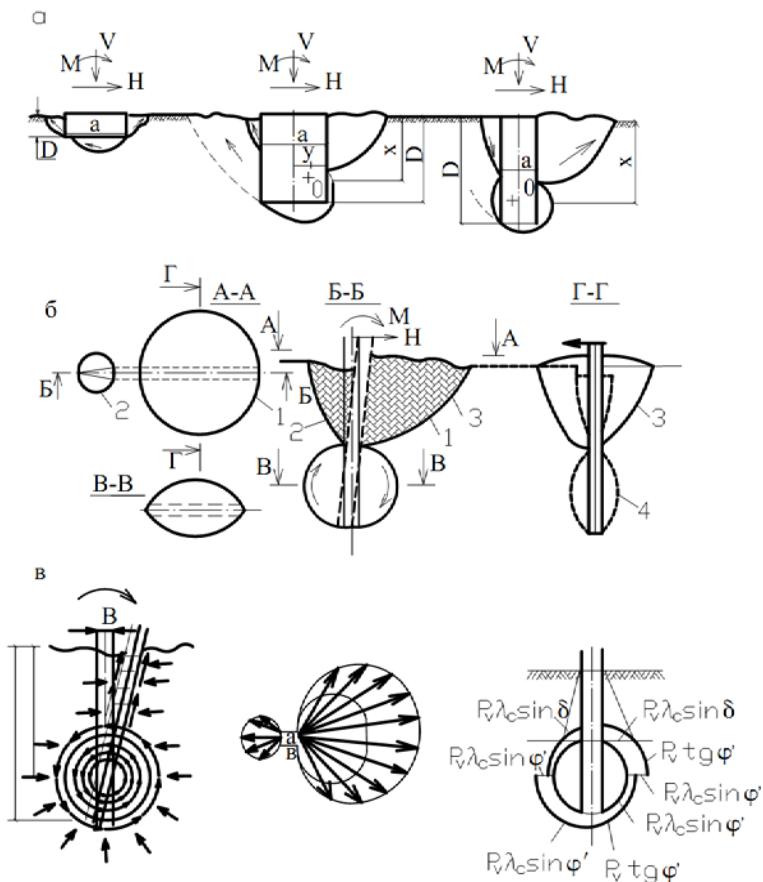
Рис. 4.7. Графики зависимости предельной равнодействующей от эксцентриситета (а), горизонтального перемещения от предельной нагрузки (б), картины деформаций основания (в, з);  $e$  (см): 1 — 1,15...13,8; 2 — 17...33,5



**Рис. 4.8.** Эпюры контактных давлений при  $\delta = 19^\circ 24$  (а),  $\delta = 0$  (б) и нагрузках (кН/м):  
 1 – 8,33; 2 – 13,69; 3 – 22,22; 4 – 30,55; 5 – 36,11

Лавров В. Н. и Федоровский В. Г. экспериментально определяли влияние эксцентриситета нагрузки [109]. Опыты проводили на песке средней плотности, средней крупности ( $\rho = 1,75 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 0,04$ ;  $\varphi = 35^\circ$ ;  $e = 0,577$ ;  $c = 2,5 \text{ МПа}$ ;  $E_0 = 22 \text{ МПа}$ ) со штампами длиной 100 см и шириной 15, 20 и 25 см. Эксцентриситет нагрузки принимали равным  $\pm 5$  см.

По результатам опытов несущая способность штампа почти линейно росла с увеличением ширины фундамента  $B$  при неизменной приведенной по формуле Герсеванова-Мейергофа ширине  $B$ . Несущая способность при положительном эксцентриситете выше, чем при отрицательном. Основной вклад в несущую способность давало удельное сцепление.



**Рис. 4.9. Схемы напряжений и деформаций в грунте  
вокруг столбчатого фундамента:**

*a* – схемы перемещений грунта вокруг фундамента мелкого заложения;  
*б* – то же глубокого; *в*, *г* – эпюры напряжений для расчета устойчивости фундамента

В опытах И. Т. Сергеева и В. С. Глухова исследовали [89] характер эпюр нормальных и касательных напряжений по передней–задней граням свай (рис. 4.10).

Калаев И. А. [47] исследовал характер контактных давлений по подошве плоского штампа при разных эксцентриситетах нагрузки (рис. 4.11). Величины равнодействующих практически совпадали с равнодействующей эпюры отпора по подошве.

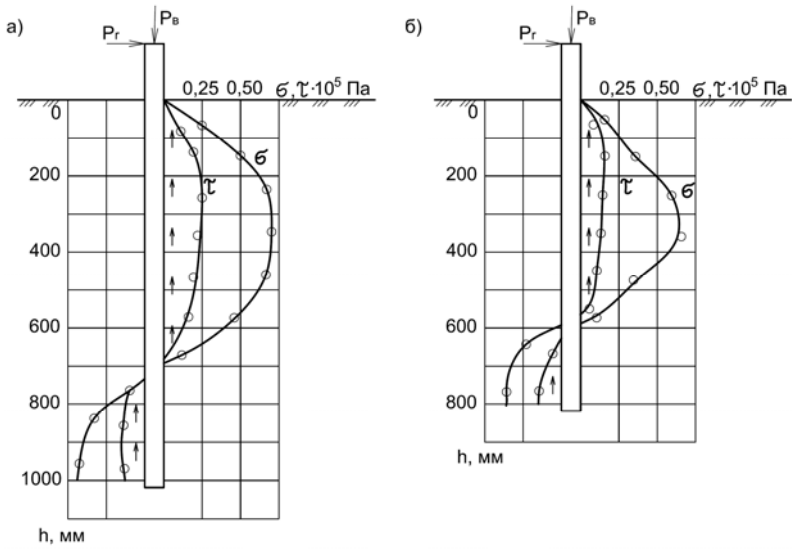


Рис . 4.10. Эпюры нормальных и касательных напряжений по длине свай при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузки

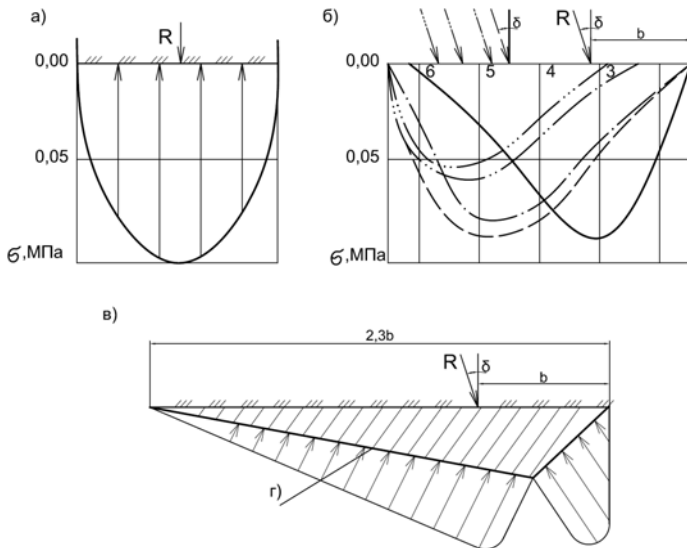


Рис. 4.11. Эпюры контактных давлений по подошве плоского штампа (а, б), по жесткому уплотненному ядру (в), на границе между каменной постелью и грунтом (г)

## Глава 5. РАСЧЕТ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

**Расчет на действие осевой вертикальной нагрузки.** Практический метод определения предельного давления на песчаное основание [39, 40] основан на установленной экспериментальным путем зависимости между относительной осадкой и степенью развития областей сдвигов. Опыты показали, что при достижении областями сдвигов образующих, проходящих через краевые точки подошвы под углом  $45^\circ$ , относительные осадки составляют  $0,15 \dots 0,25$ . Очертание линий скольжения показано на рис. 5.1, а. Величина критического давления под подошвой определяется по формуле

$$\sigma_{\text{кк}} = B_{\text{к}} \gamma b,$$

где  $B_{\text{к}} = f(\varphi, \lambda)$  – коэффициент, отдельные значения которого приведены на рис. 5.1, б.

Решение Ю. Б. Михайлова [110] основано на следующих допущениях: ядро под фундаментом принимается жестким с углом наклона к плоскости подошвы, равным углу внутреннего трения грунта, грунт боковых граней остается в допредельном состоянии. В отличие от схемы В. Г. Березанцева плоскость скольжения наклонена к боковой грани не под углом  $\varphi$ , а под углом  $(\pi/4 - \varphi/2)$ .

Расчет фундаментов на водонасыщенных глинах представляет большой интерес для инженеров. Прочность определяется недренированным сцеплением  $C_u$ , являющимся функцией эффективных напряжений и параметров, определенных для недренированного нагружения. Для недренированных глин, условно не имеющих внутреннего трения, значения коэффициентов несущей способности  $N_c$  по данным ряда ученых различаются. По решению Прандля  $N_c = 5,14$ . С увеличением относительного заглубления фундамента  $N_c$  возрастает.

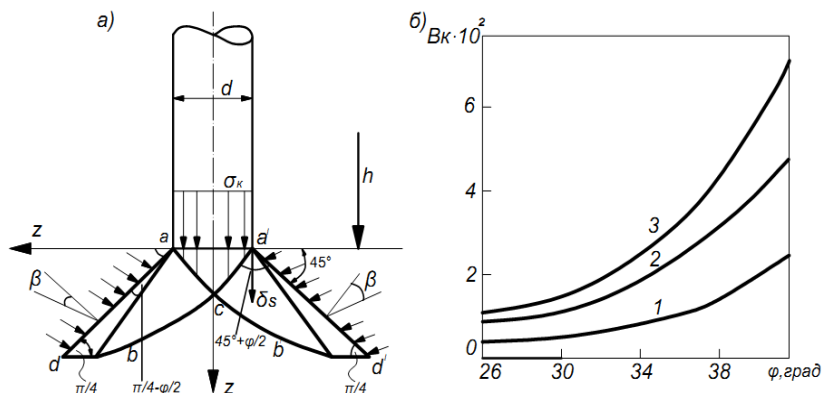


Рис. 5.1. Расчетная схема для определения критического давления (а), графики для определения коэффициента  $B_{\text{к}}$  (б)  $\lambda$ :

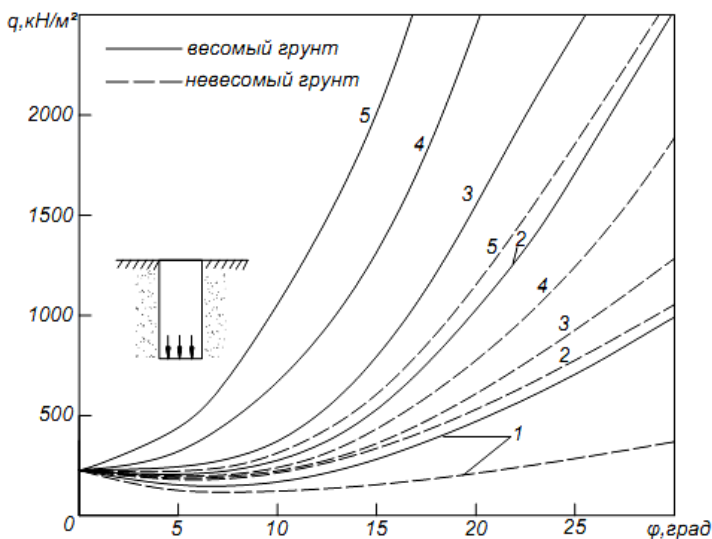
1 – 4; 2 – 8; 3 – 12



На определенной глубине  $h_{\max}$  значение  $N_c$  достигает максимальной величины и далее становится постоянным. По Скемptonу  $N_{c \max} = 7,5$ , по Мейергофу  $N_{c \max} = 8,3$ . Для фундаментов с круглой подошвой  $N_{c \max} = 9$ . По решению Скемptonа  $N_{c \max}$  плавно возрастает до  $\lambda = 5$ , по Мейергофу – линейно возрастает до глубины, примерно равной  $2D$  и далее остается постоянным. Для случая плоской деформации и осесимметричного напряженного состояния результаты оказались близкими. Во втором случае величины  $N_c$  по Скемptonу и Мейергофу при  $\lambda > 5$  практически совпадают.

В работе [87] приведено решение упруго-вязкопластической задачи методом конечных элементов. Критерий разрушения принят по Треску. Грунт считается невесомым, т.е. напряжения от собственного веса не влияют на прочность связного грунта. Рассмотрены открытые и закрытые скважины. По решению Гриффетца для случаев плоской деформации и осесимметричного напряженного состояния  $N_{c \max}$  соответственно равны 7,8 и 9 при  $\lambda \approx 3$ . Расчеты для открытых и закрытых скважин показали близкие значения  $N_c$  при  $\lambda = 2 \dots 3$ . При больших  $\lambda$  значения  $N_c$  увеличивались для закрытых скважин, в то время как для открытых ограничивались определенным уровнем.

Смитх Д. выполнил [111] расчет несущей способности ленточного заглубленного фундамента в закрытой скважине (рис. 5.2).



**Рис. 5.2. Несущая способность жесткого штампа на невесомом основании при  $\phi = 0$ ,  $c = 20 \text{ кН/м}^2$  (пунктир) и весомом при  $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ ,  $c = 20 \text{ кН/м}^2$ ,  $\kappa = 1$ ,  $B = 1,5 \text{ м}$  (сплошная линия);  $\lambda$ : 1 – 0; 2 – 1; 3 – 2; 4 – 4; 5 – 8**

При  $c = 20 \text{ кН/м}^2$ ,  $b = 1,5 \text{ м}$  и  $\varphi = 20^\circ$  получены следующие величины несущей способности в  $\text{кН/м}^2$

$\lambda$	0	1	2	4
$\gamma = 0$	260	400	570	750
$\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$	350	830	1370	2500

Расчетная формула имеет вид

$$q_{ult} = cN_c + \gamma \left( \frac{B}{2} \right) N_{\gamma q}.$$

При  $\lambda \geq 4 N_c = 7,5$ ;  $\lambda = 0 N_c = 5,2$ .

В работе [112] рассмотрены два случая загрузки круглой площадки вертикальной равномерно-распределенной нагрузкой – приложенной внутри упругого полупространства ( $A$ ) и по дну выемки ( $B$ ). Задача решена методом конечных элементов. Нелинейный закон деформирования представлен гиперболической зависимостью между напряжениями и деформациями.

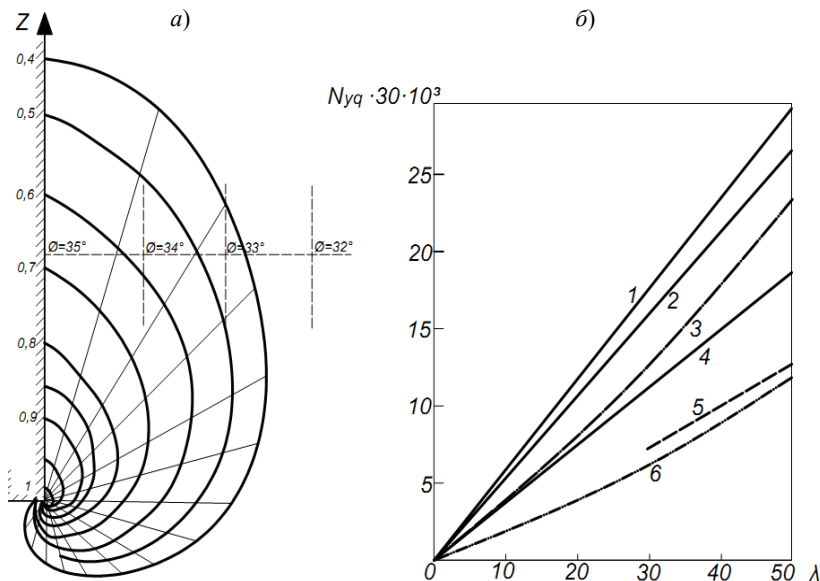
Значения вертикальных напряжений для случая  $A$  меньше, чем для случаев  $B$ . Изменение вертикальных напряжений для случаев  $B$  при  $\lambda = 0 \dots 1$  близко к распределению по Буссинеску. Коэффициент распределения осадки

$$J_s = J_s \left( \frac{r}{R_0} \right), \frac{f}{R_0}, \nu.$$

Грахам Д. теоретически получил [113] подобное поле линий скольжения (рис. 5.3,  $a$ ). Решение Грахам справедливо для несвязных грунтов и базируется на двух основных допущениях: 1) материал (грунт) моделируется жестко-пластической моделью (разрушение происходит при нулевой деформации, напряжения текучести и объем постоянны); 2) разрушение наступает при достижении критерия Кулона-Мора в направлении предельных сдвиговых напряжений.

Линия 1 на рис. 5.3,  $b$  построена Грахамом для  $\delta = \varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  – угол трения грунта о стенку фундамента); 2 – с учетом линейного изменения угла сопротивления сдвигу от стороны фундамента (соответствует изменению плотности, наблюдаемому в экспериментах)  $\varphi = \varphi_1 - f\alpha$  ( $\varphi_1 = 35^\circ$ ,  $f = 25$ ),  $\sigma_h = \text{const} = 0,5$  в интервале  $0,4 \leq z \leq 1$ ; 3 – по решению Г. Мейергофа для  $\varphi = 35^\circ$  и  $K_s = 0,75$ ; 4 – по решению Грахама для активной зоны; 5 – скорректированная Грахамом линия, значения  $N_{\gamma q}$  на 10% превышают экспериментальные для  $\lambda = 50$ ; 6 – по результатам экспериментов Полока.

Хаммер В. рассмотрел [113] фактическую поверхность выпора под фундаментом на несвязном грунте. Теория пластического равновесия с его точки зрения не позволяет точно определить несущую способность основания из-за неправильной расчетной схемы поверхности выпора и неучета увеличения угла внутреннего трения грунта при плоской деформации.



**Рис. 5.3.** Поле линий скольжения вокруг фундамента глубокого заложения (а), зависимость между коэффициентом несущей способности под подошвой фундамента и относительным заглублением при различных допущениях распределения контактных напряжений вдоль фундамента (б)

В предельном способе расчета на основе экспериментов Сейлига, Макки, Березанцева, Ярошенко принята симметричная поверхность выпора с ядром треугольной формы и цилиндрическими поверхностями скольжения, переходящими в прямолинейные под углом в  $45^\circ$  к горизонтали.

Величина угла внутреннего трения плоской деформации повышена на 10% по сравнению с результатами стационарных трехосных испытаний при осесимметричном напряженном состоянии.

В работе [87] приведено решение задачи о действии на водонасыщенный несвязный грунт нагрузки от жесткого шероховатого ленточного фундамента шириной 20 м.

Использована билинейная зависимость между напряжениями и деформациями

$$E_i = K p_a (\sigma'_3 / p_a)^n,$$

где  $E_i$  – тангенциальный модуль;  $p_a$  – атмосферное давление;  $\sigma'_3$  – главное эффективное напряжение;  $K$  и  $n$  – безразмерные параметры, зависящие от свойств грунта.

Критерий разрушения принят по Мору-Кулону. Влияние коэффициентов Пуассона на области перенапряжений материала показано на рис. 5.4, а начальных коэффициентов бокового давления на осадку – на рис. 5.5.

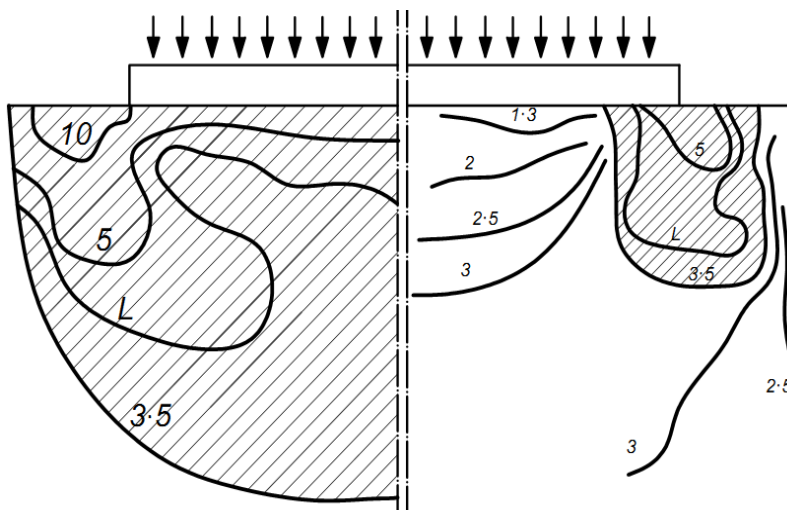


Рис. 5.4. Изолинии отношений главных напряжений при  $\nu = 0,2$  (а) и  $0,45$  (б);  $p = 100$  кПа;  $K_0 = 0,4$ ;  $\varphi' = 34^\circ$

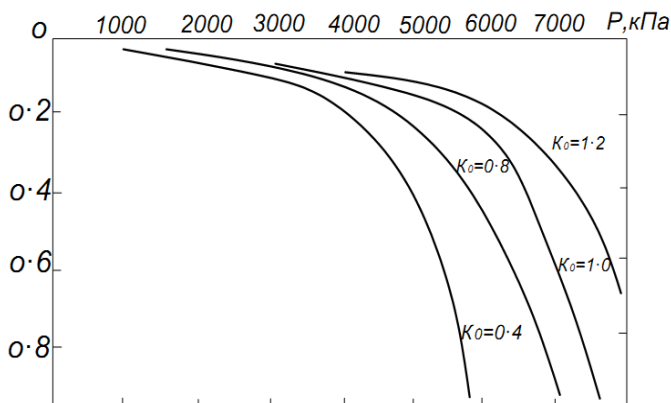


Рис. 5.5. Зависимость осадки фундамента шириной 20 см от нагрузки при разных отношениях начальных величин главных напряжений и  $\varphi = 40^\circ$ ,  $E = 10^6$  кПа,  $\nu = 0,49$

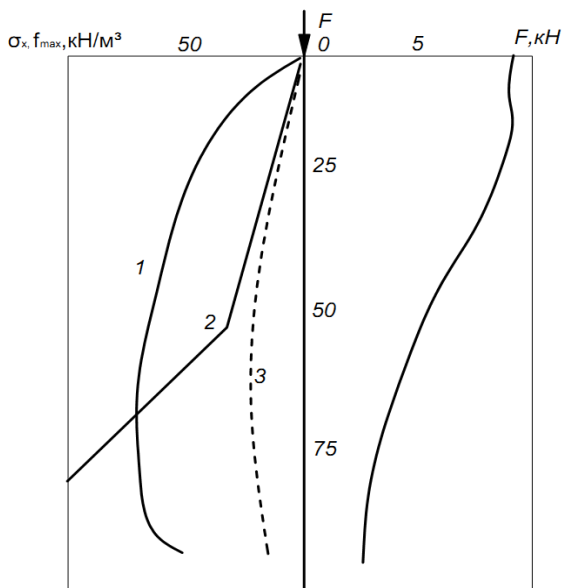
Боковое трение по поверхности сваи изменяется с глубиной по параболической зависимости [1] (рис. 5.6). Вследствие деформаций ствола трение при выдергивании значительно меньше, чем при сжатии.

Строганов А. С. разработал [114] практический способ определения несущей способности буронабивной сваи в двухслойном основании. Размеры пластических областей получены такими же (рис. 5.7), как и в наших экспериментах [45].

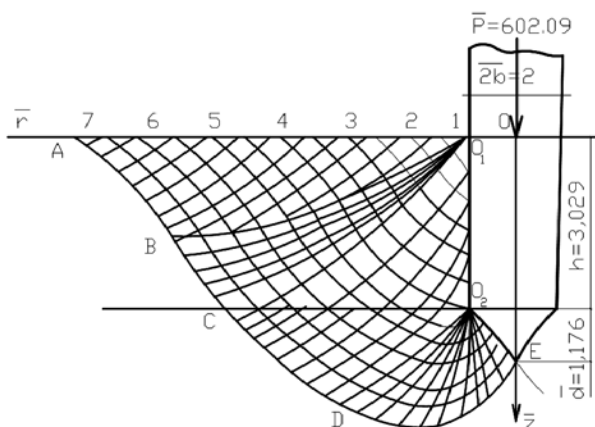
В работе [114] отмечено, что при всевозрастающих темпах возведения сооружений и нагружения глинистые грунты находятся в нестабилизированном состоянии и силы трения не реализуются. Эти грунты подчиняются условию пластической неоднородности. Незначительный наклон вдавливающей силы резко изменяет характер разрушения основания. В основу решения осесимметричных задач теории пластической неоднородности положено условие

$$|r_n| = K_0 + kz.$$

Показано, что между значениями несущей способности оснований, сложенных песчаными и глинистыми грунтами в стабилизированном состоянии, определенных теоретическим и экспериментальным путями в условиях плоской деформации, существует огромный разрыв. Экспериментальные превышают теоретические в 5 – 10 раз.



**Рис. 5.6. Зависимость между относительным заглублением сваи в песок средней плотности и боковым трением при сжатии (1), растяжении (3), боковым давлением (2) и нагрузкой по сечениям сваи**



**Рис. 5.7. Пластические области и характеристики в двухслойном основании буронабивных свай**

Численное решение для круглого шероховатого штампа дало безразмерную несущую способность  $\bar{q} = 22,6$ , которая оказалась на 57% выше определенной для гладкого штампа и в два раза выше определенной по формулам В. Г. Березанцева.

В работе [115] рассматриваются результаты исследований напряженно-деформированного состояния и несущей способности одиночной буронабивной сваи в маловодонасыщенных грунтах. Математическая модель сформулирована в рамках теории пластического течения: приращения упругих деформаций связаны с приращениями напряжений законом Гука, в приращения пластических деформаций определяются на основе обобщенного ассоциированно-го закона течения.

Эпюры распределения горизонтальных давлений значительно превышают «бытовые» в верхней части сваи, а в нижней это превышение несколько меньше шпунтовых стенок.

**Расчет свай и шпунтованных стенок на действие горизонтальной нагрузки.** При расчете в стадии предельного сопротивления грунта эпюры бокового давления по вертикальным граням фундамента в условиях плоской задачи ограничивают линией предельного сопротивления по Кулону и допускают плоские поверхности скольжения.

Одним из первых методов, получивших известность, является метод расчета шпунтовой стенки, предложенный Креем [79]. Дальнейшее развитие он получил в нескольких работах И. П. Прокофьева, например, в [77].

Ряд экспериментальных работ [79, 81 и др.] показал, что эпюры бокового давления грунта имеют не плоское, а криволинейное очертание. После этого стали интенсивно разрабатываться методы расчета с использованием модели Фусса-Винклера, а величину максимальных боковых давлений ограничивать пассивным давлением или разностью между пассивным и активным давлением

[116, 76, 79 и др.]. Несмотря на известные недостатки методы расчета с учетом предельного отпора грунта широко используются в расчетной практике [117, 118, 119] и подробно описаны в фундаментальных работах [120, 116, 105].

Значительный вклад в развитие расчета заглубленных сооружений с применением гипотезы Фусса-Винклера внесли А. Я. Будин [117, 118], Н. В. Жуков [121], К. С. Завриев [116], С. Н. Клепиков [122, 123], А. А. Луга [124], Н. К. Снитко [125], Е. А. Сорочан [85] и др.

Ряд исследователей при разработке метода расчета свай и заглубленных фундаментов применил формулы линейной теории упругости [126 – 135 и др.]. В отдельных способах расчета учитывали разрыв сплошности и ползучести основания [136, 118, 137 и др.]. Дальнейшим развитием теории расчета является решение смешанных задач теории упругости и пластичности [138, 139, 115, 140, 141, 125, 93 и др.].

Для описания напряженно-деформированного состояния грунтов используют различные направления общей теории пластичности: теорию малых упруго-пластических деформаций, деформационную теорию, теорию течения, теорию идеально пластического тела, теорию неоднородной пластической среды.

Пластическая деформация сопровождается остаточным увеличением объема. Величина его пропорциональна работе, затраченной на пластическое деформирование или длине пути пластического деформирования. Упрочнение обуславливается возрастанием внутреннего трения.

В работе [142] приведены результаты опытов с сухим плотным песком, помещенным в трехосный прибор, где образец грунта окружен шестью жесткими плитами. Локализация деформаций происходила вдоль плоскостей, совпадающих с направлением плоских деформаций и проходящих под углом  $\pm 27^\circ$  к направлению главных напряжений. Изменение объема локализовалось в плоскостях сдвига. Дилатансия ( $\Delta v/v$ ) составила 5...7%, плотность грунта уменьшилась с 1,64 до 1,54 г/см<sup>3</sup>.

Рассмотрим метод расчета устойчивости заглубленных в песчаный грунт столбчатых фундаментов на действие опрокидывающего момента и горизонтальной силы при расположении ее над поверхностью не выше  $8D$ , описанный в [105].

Предельный момент определяется по формуле  $M_q = M' \gamma D^4$ , предельная горизонтальная сила –  $H_q = H' \gamma D^3$ , где  $M'$ ,  $H' = f(\lambda = D/a, \lambda' = D/b, \varphi)$ , глупбина оси вращения фундамента  $z = \xi D$ ,  $\xi = f(\lambda, \lambda', \varphi)$ . Коэффициент запаса  $M_q/M_z \geq \eta = \eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$ , где  $M_q$  – предельный расчетный момент,  $M_z = H(h+z)$  – момент внешних сил относительно центра вращения фундамента;  $H$  – горизонтальная сила, приложенная на высоте  $h$  от поверхности грунта;  $\eta_1 = 1 \dots 1,1$  – точность применяемого метода расчета;  $\eta_2 = 1,2 \dots 1,4$  – точность определения грунтовых условий;  $\eta_3 = 1,2 \dots 1,3$  – точность определения нагрузок;  $\eta_4 = 1,8$  – коэффициент ограничения деформаций при  $i = 0,01$ . Для  $\varphi = 35^\circ$   $\eta \approx 3$ .

При разработке формул расчета устойчивости заглубленных в связный грунт столбчатых фундаментов учитывался отпор грунта вдоль верхней и нижней частей, трение вдоль боковых стенок, трение на нижней поверхности фундамента и на лобовых поверхностях.

Рассмотрены две основные схемы: 1 – фундамент загружен только вращающим моментом; 2 – фундамент загружен горизонтальной силой, точка приложения которой под свободной поверхностью не превышает  $4d$ . Расчет производится по тем же формулам, что и для песчаных грунтов, по  $M'$ ,  $H' = f(\lambda\lambda', \varphi, \varepsilon = c/\gamma D)$ . Расчетные схемы показаны на рис. 5.8 и 5.9.

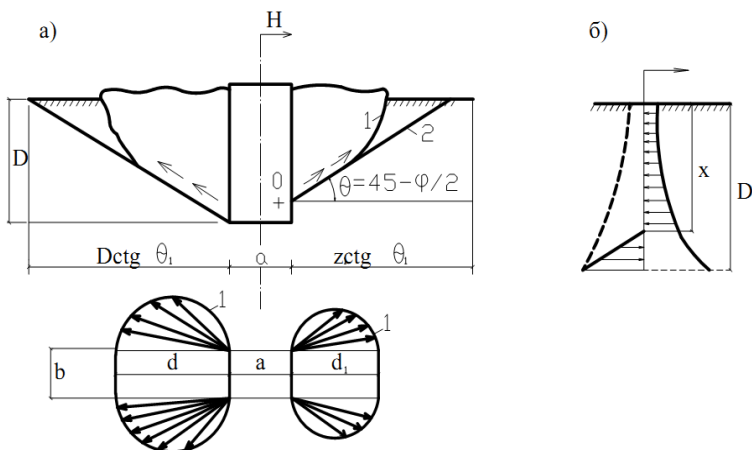
В работе [28] на основе анализа теории размерностей приведены следующие зависимости между безразмерными комплексами для круглого фундамента радиусом  $R$ , заглубленным на  $h$

$$s/R = (F/\gamma R^3)^\alpha c_n h_k(h/R, \xi);$$

$$\varepsilon_z = f_z(h/R, x/R, y/R, \xi) c_n (\Delta F/\gamma h)^\alpha;$$

$$\varepsilon_z = a\varepsilon_{z0}, s = s_0 a,$$

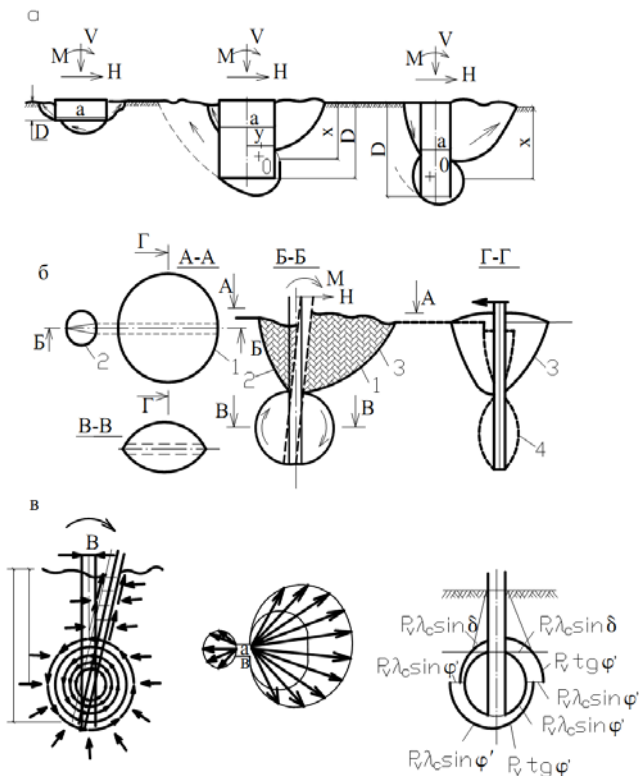
где  $c_n = f(n_k/n)$  – функция, определяемая из графиков в координатах  $\log(s/R) - \log(F/\gamma R^3)$  при разных значениях  $n_k/n$ ;  $n_k$  – пористость при наиболее рыхлой укладке песка;  $n_k, f_z$  – экспериментально определяемые функции;  $\xi$  – коэффициент бокового давления;  $\alpha$  – скалярный коэффициент.



**Рис. 5.8. Схемы к расчету заглубленных в связный грунт столбчатых фундаментов:**

$a$  – для определения коэффициентов перехода к пространственному напряженному состоянию;  $b$  – эпюры напряжений (из [105]); 1 – очертание поверхностей скольжения по экспериментам; 2 – то же, принятое в расчете





**Рис. 5.9. Исследование [105, 143]:**

*a* – следы плоскостей скольжения при разном относительном заглублении фундаментов; *б* – области выпора и вращения грунта; *в* – расчетные схемы *l*, *3* – области выпора грунта; *2*, *4* – области вращения

Относительное перемещение горизонтально нагруженных свай в двух-слойном основании:

$$u/h = (Q/\gamma_1 l^3)^\alpha h_k (d/l, h_1/h, n_1/n_2, \gamma_1/\gamma_2),$$

в однослойном

$$u/h = q(Q/\gamma l^3, \pi E/64\gamma d, n, d/h),$$

где  $h_k$  и  $q$  – экспериментально определяемые функции;  $E$  – модуль упругости материала свай.

Кананян А. С. разработал [83] метод расчета свай на действие горизонтальной нагрузки, допуская наличие в окружающем сваю грунте двух зон: верхней, где грунт находится в предельном состоянии, и нижней, где грунт находится в стадии уплотнения.

Форма сдвигаемого тела принята по С. В. Лузану. Пассивное сопротивление определено с учетом сил трения и сцепления.

Расчет нижней упругой зоны выполнен с использованием решения Б. Н. Жемочкина. Модуль деформации принят с коэффициентом 0,5. Напряжения на границах пластической и упругих зон приняты равными.

В работе [144] приводятся результаты решения плоской и пространственной задачи о вдавливании в упругую и упруго-пластическую среды плоского круглого штампа и сваи, нагруженной горизонтальной силой (рис. 5.10). Решение выполнено методом конечных элементов с использованием уравнений Эри и Миндлина соответственно. Радиальные перемещения вокруг плоского круглого штампа вычисляются по формуле:

$$u_r = \frac{T}{8\pi E} \frac{1+\mu}{1-\mu} \left[ (3-4\mu) \ln\left(\frac{R}{r}\right) - \left(\frac{r_0}{r}\right) \frac{(R^2-r)}{(R^2+r_0^2)} - \frac{(4\mu-1)(R^2-r^2)}{(3-4\mu)(R^2+r_0^2)} \cos\theta \right], \quad (5.6)$$

где  $R$ ,  $r_0$  и  $r$  – радиусы зоны интегрирования, сваи и текущий;  $\theta$  – угол между направлением силы и рассматриваемым сечением. При  $\theta = 0$ ,  $(R^2 - r_0^2 / R^2 + r_0^2) \rightarrow I$ ,  $R \approx 30r_0$ ;

$$u_r = \frac{T}{8\pi E} \frac{1+\mu}{1-\mu} \left[ (3-4\mu) \ln\left(\frac{R}{r}\right) - \frac{2}{(3-4\mu)} \right].$$

Влияние формы поперечного сечения сваи (круглая и квадратная) на распределение полей напряжений и деформаций сказалось в пределах зоны, ограниченной двумя диаметрами сваи.

Расширение зон пластических деформаций, определенных с учетом критерия Треска ( $|\sigma_1 - \sigma_2| \leq 2c$ ), по мере роста нагрузки, проходило в определенной последовательности.

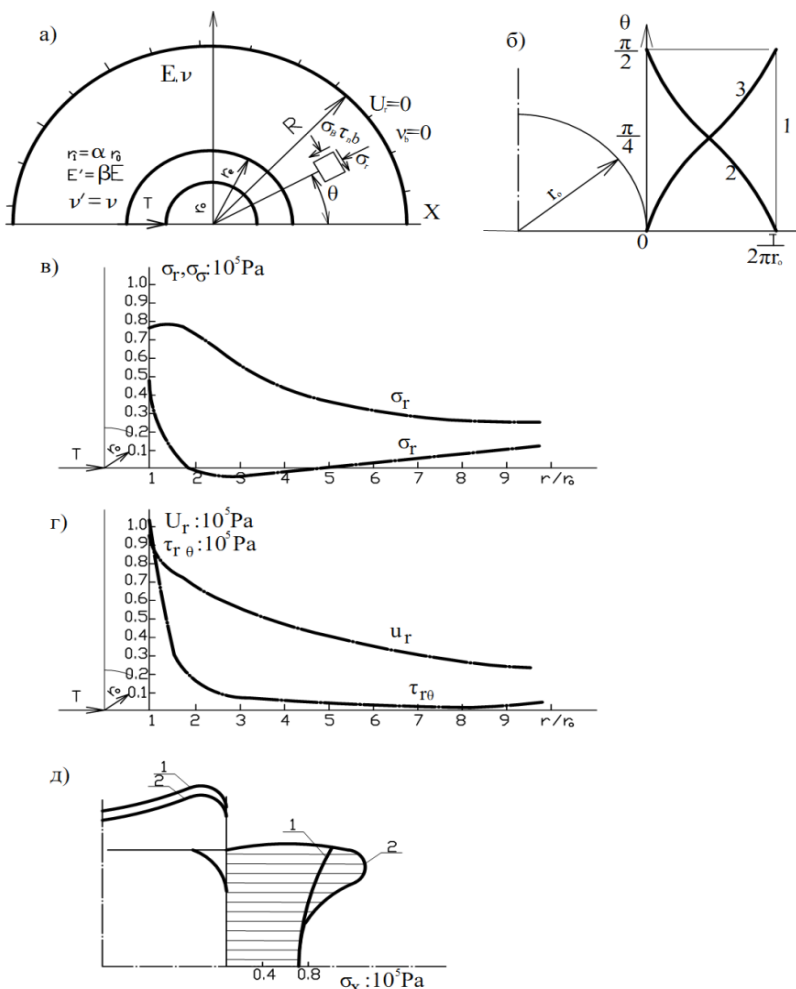
В работе [133] приведено решение задачи о расчете свай и свайных кустов на горизонтальную нагрузку. Рассматривается линейно-деформируемое полупространство. В нем численно выделяются объемы  $V_i$ , занятые сваями. По осевым линиям объемов распределяются кусочно-постоянные нагрузки из простых одинарных  $P_{ij}$  и двойных  $D_{ij}$  сил. На границе  $S_i$  объемов  $V_i$  удовлетворяются условия по перемещениям и напряжениям в грунте.

Горизонтальные перемещения и нормальные напряжения  $\sigma_x$  в  $j$ -й локализации на поверхности  $s_i$  определяются по формуле:

$$u_{ij} = \sum_{K=1}^N \sum_{l=1}^n \left( u_{ijkl}^{-P} P_{kl} + u_{ijkl}^{-D} D_{kl} \right);$$

$$\sigma_{xij} = \sigma_{xij}^0 + \sum_{K=1}^N \sum_{l=1}^n \left( \sigma_{ijkl}^{-P} P_{kl} + \sigma_{ijkl}^{-D} D_{kl} \right),$$

где  $n$  – число участков разбиения каждой сваи по длине;  $\sigma_{xij}^0$  – начальное (для ненагруженных свай) значение  $\sigma_{xij}$  принимается равным бытовому давлению.



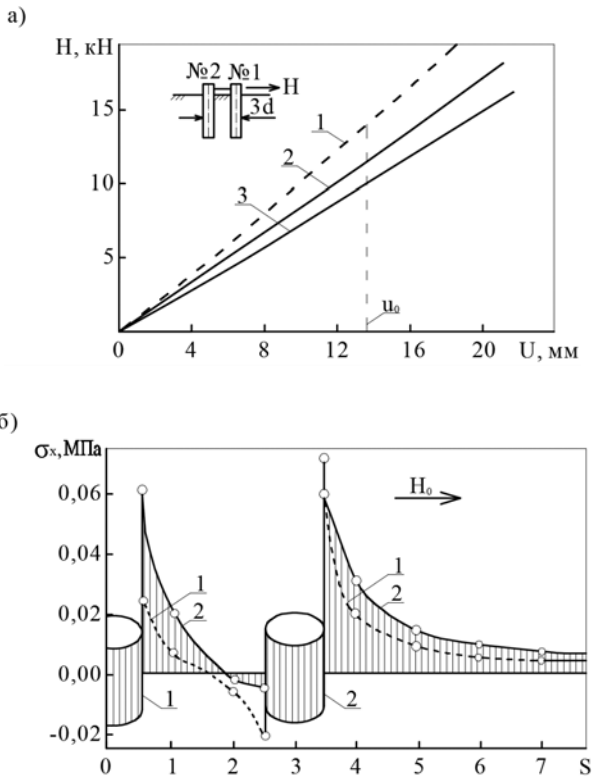
**Рис. 5.10. Модель основания:**

- a* – распределение горизонтальных компонент реакций;
- б* – эпюры распределения радиальных и тангенциальных нормальных напряжений;
- в* – эпюры распределения сдвиговых напряжений и радиальных горизонтальных перемещений;
- г* – распределение нормальных и касательных напряжений;
- д* – для квадратной сваи (1) и с закругленными углами (2)

Коэффициенты получают интегрированием уравнений Р. Миндлина для горизонтальных перемещений и напряжений от сосредоточенной силы  $P$  и двойной  $D$ . Отпор грунта смещению сваи  $P_x$  подсчитывают интегрированием по окружности сваи усилий, направленных вдоль оси  $x$ .

Решение с отрывом выполняют в два этапа. На первом составляют алгебраическую систему уравнений линейную относительно  $P_{ij}$  и  $D_{ij}$ , на втором – в точке отрыва условие равенства перемещений сваи и грунта заменяется на условие  $\sigma_x = 0$ . Условие отрыва является единственным фактором нелинейности.

Результаты расчета показали, что более загруженной является передняя свая № 1 (рис. 5.11, а). На нее действует отпор большей интенсивности (рис. 5.11, б).



**Рис. 5.11.** Графики нагрузка-перемещение для группы из двух свай ( $l = 4$  м;  $d = 0,168$  м;  $EI = 2720$  кН·м<sup>2</sup>;  $G = 0,683$  МПа) (а), распределение напряжений  $\sigma_x$  в основании на глубине 0,5 м вдоль линии, соединяющей сваи; 1 – решение безотрывное (б); 2, 3 – то же с отрывом для свай № 1 и № 2 соответственно

Свая № 1 вдавливаются в цельное полупространство, а № 2 – в основание с полостью за сваей № 1. Учет отрыва несколько уменьшает распределительную способность грунтов в диапазоне межсвайных расстояний (2...5)  $d$ . Эффект влияния свай оценивают коэффициентом взаимовлияния  $a_i = H_i / H_0$ , где  $H_i$  – горизонтальная сила на  $i$ -ю сваю в грунте,  $H_0$  – нагрузка на одиночную сваю.

Среднее перемещение вертикальных заглубленных полом шириной  $b$  от действия равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $p$  без разрыва и с разрывом сплошности может быть вычислено по следующим формулам [133]:

$$\begin{aligned}\bar{u} &= pbk_v \Delta_{cp} / 128\pi E ; \\ u &= pbk_v k \Delta_{cp} / 128\pi E ,\end{aligned}$$

где  $k_v$  – постоянный коэффициент, равный 0,94 для песков;  $k$  и  $\Delta_{cp}$  – коэффициенты, зависящие от величины  $\lambda = h/b$ ;  $b$  – расстояние от поверхности до середины площадки.

В основу метода [136] положена идея С. Н. Клепикова. На каждом последующем шаге времени  $t_n = t_{n-1} + \Delta t$  считается, что лишнее неизвестное  $X_i^{(0)} + X_i^{(1)} + \dots + X_i^{(n-1)}$  совершает работу на упруговязких перемещениях, а  $X_i^n$  – на упругих перемещениях в основной системе метода сил. Расчет горизонтально нагруженной сваи разработан с использованием решения Б. Н. Жемочкина. На каждом шаге анализируют знаки усилий в связях и форму образовавшейся цели.

Канонические уравнения метода Б. Н. Жемочкина с учетом ползучести имеют вид:

$$V_{ik}^*(t) = V_{ik}(t) + \int_{\tau_1}^t E_0(\tau) V_{ik}(\tau) K(t, \tau) d\tau.$$

Материал грунта считается нестареющим, т.е.  $E_0(\tau) = E_0(t) = E_0$ . Ядро ползучести принять в виде:

$$K(t, \tau) = C_0 \gamma e^{-\gamma(t-\tau)},$$

где  $C_0, \gamma$  – постоянные, определяемые экспериментальным путем.

С учетом принятых допущений:

$$V_{ik}^*(t) = V_{ik} \left\{ 1 + C_0 E_0 [1 - e^{\gamma(t-\tau)}] \right\}.$$

$$\text{Коэффициент ползучести } \psi_{\min} = C_0 E_0 [1 - e^{-\gamma(t_m - t_n)}].$$

В работе [54] приведена методика расчета свай на действие моментных и горизонтальных сил. Упругая длина свай:

$$l_0 = \sqrt{4EI/k(b)b},$$

где  $EI$  – жесткость поперечного сечения сваи диаметром  $b$ ;  $k(b)$  – коэффициент жесткости основания.

При  $h < l_0/2$  свая длиной считается абсолютно жесткой;  $l_0/2 < h < l_0$  – полугибкой;  $h < 3l_0$  – гибкой. Для  $h < h_c$  ( $h_c$  – критическая глубина, ниже которой граничная плотность не влияет на распределение напряжений) предельное сопротивление  $p_u = p_1(1 + h/h_c)$  и коэффициент жесткости основания  $k' = k(1 + h/h_c)/2$ , где  $p_1$  – предел пластичности грунта, определяемый по испытаниям прессиометрией. Относительная величина критической глубины  $h_c/b$  для рыхлых песков, принимается в пределах 3...4, песков средней плотности и плотных 4...5, очень плотных песков 6...8, глин – 2.

На рисунке 5.12, а приведена схема внутренних реакций при погружении сваи в однородный грунт, характеризующийся постоянным предельным давлением  $p_1$ . Из условий равновесия получено:

$$z_0 = \sqrt{2}/2 \left( h \sqrt{1 + \frac{1}{6} \left( \frac{h_c}{h} \right)^2} \right)$$

или

$$z_0 = T_l/2bp_1 + h/2 + h_c/8;$$

$$T_l = bh \left[ \sqrt{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6} \left( \frac{h_c}{h} \right)^2} - \frac{h_c}{4h} - 1 \right] P_l;$$

$$M_l = b(h^2/4 - l_1 h_c/8) P_l; \quad M_{\max} = 0,08bh^2 p_l,$$

где  $T_l$  и  $M_l$  – предельные значения горизонтальной нагрузки и изгибающего момента (рис. 5.12, б).

При использовании модели Винклера (рис. 5.12, в), когда  $p = ky$  и

$$y = (I - z/z_0)y_0;$$

$$z_0 = \frac{2/3Th + M}{Th + 2M} h; \quad y_0 = \frac{2Th + 3M}{kbh^2}.$$

При  $M = 0$

$$z_0 = 2/3; \quad y = 4T/(kbh); \quad i = 6T/(kbh^2);$$

для  $T = 0$

$$z_0 = h/2; \quad y = 6M/(kbh^2); \quad i = 12M/(kbh^2).$$

В случае двухслойного основания (рис. 5.12, *з*) перемещения сваи резко изменяются в зависимости от соотношения коэффициентов жесткости смежных слоев.

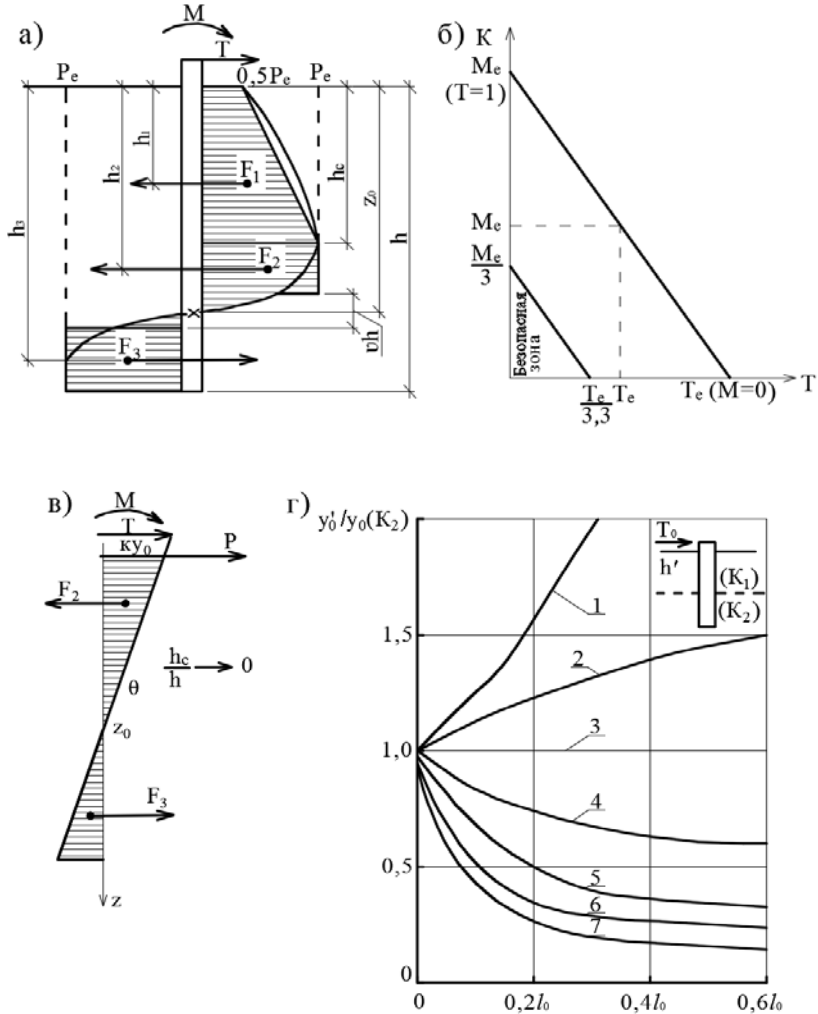


Рис. 5.12. Схемы к расчету свай:

*а, б* – с использованием данных прессиометрии при  $h_c < h$ ;  
*в* – при гипотезе Винклера; *г* – в двухслойном основании при  $K_1/K_2$ :  
 1 – 0; 2 – 0,5; 3 – 1; 4 – 2; 5 – 4; 6 – 6; 7 – 10

Экспериментальные исследования и расчет жестких стен, одиночных и кустовых свай слоистых, песчаных и глинистых основаниях приведены в работах [100, 146]. Сопrotивление жестких стен действию горизонтальной силы было представлено зависимостью [146] (рис. 5.13)

$$Q_u = \gamma D^2 K_{b2} F_b r_b + c_2 D K_{c2} F_c r_c,$$

где  $\gamma = (\gamma_1 + \gamma_2)/2$ ;  $D$  – глубина заделки сваи;  $K_b = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) - \text{tg}^2(45 - \varphi/2)$ ;  $K_c = 2\text{tg}^2(45 + \varphi/2)$ ;  $K_{b2}, K_{c2}$  – коэффициенты бокового давления для нижнего слоя;  $F_b, F_c$  – коэффициенты бокового сопротивления грунта;  $r_b = l/(l + 1,4e/D)$ ;  $r_c = l/(l + 1,9e/D)$ .

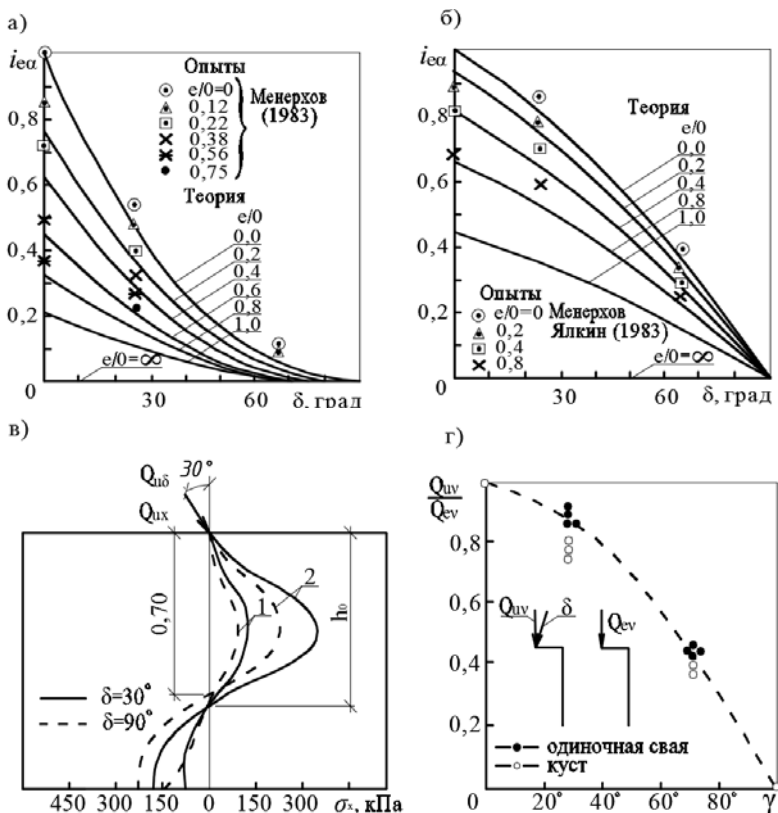


Рис. 5.13. Зависимость коэффициента несущей способности от угла наклона нагрузки на модель сваи в песке (а) и глине (б); эпюры нормальных напряжений при  $\bar{Q} = 0,5$  (1) и 0,7 (2); зависимость коэффициента несущей способности внецентренно нагруженной сваи от угла наклона силы (г)



Коэффициенты  $F_b$  и  $F_c$  определялись по графикам в зависимости от относительной толщины верхнего слоя  $H/D$ ; относительного сопротивления слоев.

Опыты в песке и глине показали, что предельная нагрузка достигалась при горизонтальных перемещениях, составляющих (1...3)% от длины заделки стены. Глубина оси вращения стены находилась в пределах (0,5...0,8) $h$ .

Для одиночных свай шириной  $B$  [146]

$$Q_u = (\gamma D^2 K_{bz} F_b \tau_b s_{bu} + c_z D K_{cz} \tau_c s_{cu}) b,$$

где  $s_{bu}$ ,  $s_{cu} = f(D/B)$  – коэффициенты формы; для песчаного грунта с  $\varphi = 30^\circ$   $s_{bu} = 2,5$  при  $\lambda = 5$  и  $s_{bu} = 2,6$  при  $\lambda = 10$ ; для глинистого грунта и  $\lambda = 5$   $s_{cu} = 2,5$ ; при  $\lambda = 10$   $s_{cu} = 3$ ; для жестких стен  $s_{cu} = s_{bu} = 1$ .

Горизонтальное перемещение верхнего конца сваи рекомендовано определять по формулам

$$y_0 = I_0 Q (1 + 0,8e/D) / E_{0v},$$

или

$$y_0 = I_0 Q (1 + 0,8e/D) / K_{0v},$$

где  $E_{0v} = [E_1 H + E_2 (D - H)] / D$ ;  $E_{0v}$  – среднее значение горизонтального модуля деформации в пределах глубины  $D$ ;  $K_{0v} = [E_1 K + K_2 (D - H)] / D$  – среднее значение коэффициента жесткости основания в пределах глубины  $D$ ;  $I_0 = f(H/D, E_1/E_2, K_1/K_2)$  – коэффициент влияния для горизонтального перемещения; ( $E_1/E_2, K_1/K_2$ ) – отношение модулей деформаций и коэффициентов жесткости слоев.

Разрушение основания горизонтально нагруженных свай происходило при горизонтальных перемещениях верха на 3...6% от длины сваи.

В работе [100] приведен приближенный способ определения несущей способности жестких свай ( $\lambda = 15$ ), воспринимающих внецентренные наклонные нагрузки. Эпюры бокового отпора грунта в песке приняты треугольными, в глине – прямоугольными. Сопротивление под острием сваи и вертикальные силы трения по боковой поверхности заданы сосредоточенными нагрузками.

Влияние угла наклона силы при  $\lambda = 0$  выражается формулой

$$i_\alpha = F_\delta \cos \delta / F_0 = \cos \delta \{1 - (F_{90} / F_0) \sin \delta\},$$

где  $F_\delta$ ,  $F_0$  и  $F_{90}$  – величины разрушающих нагрузок при разности  $\delta$ . Для плотного песка рекомендована формула

$$i_\delta = (1 - \delta / 90^\circ)^2.$$

Коэффициенты влияния эксцентриситета нагрузки уменьшались по параболической зависимости:

для песчаного грунта

$$i_e = (1 - \theta / 90^\circ)^2;$$

для глинистого грунта

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1}(E/D).$$

Коэффициенты влияния эксцентриситета и наклона нагрузки

$$i_{e\delta} = i_e i_{\delta}.$$

**Расчет заглубленных фундаментов на действие внецентренной наклонной нагрузки.** Принятое в [105] очертание поверхностей скольжения показано на рис. 5.14, *a – z*, а расчетная схема незаглубленного фундамента – на рис. 5.14, *o*.

В решение Мейергофа [67] угол ABC принят равным  $(\pi/2 - \varphi)$  (рис. 5.14, *e*).

Величина реакций определяется графоаналитическим методом. Линия скольжения СД принимается в форме логарифмической спирали. Коэффициенты редукции и несущей способности при внецентренном нагружении наклонной силой приняты равным

$$i_{b\delta} = (1 - \delta/\varphi)^2, \quad i_{h\delta} = i_{c\delta} = (1 - \delta/90)^2, \\ \tau_{b\delta} = (1 - 2|e|)^2, \quad \tau_{he} = \tau_{ce} = (1 - 2|e|).$$

Несущая способность основания

$$Q_{v\delta} / BL = 1/2\gamma B i_{b\delta} \tau_{b\delta} N_b + p i_{h\delta} \tau_{he} N_h + c i_{c\delta} \tau_{ce} N_c,$$

где  $N_b$ ,  $N_h$  – коэффициенты несущей способности основания при центральном нагружении вертикальной нагрузкой.

Номограммы для определения коэффициентов несущей способности приведены на рис. 5.15 и 5.16, а расчетные формулы – в [105].

**Расчет заглубленных фундаментов при действии плоской системы сил.**

В одной группе задач сопротивление по боковой поверхности не учитывают и фундаменты рассматривают как заглубленные штампы; в другой – учитывают сопротивление по всей контактной поверхности. В основу решения ряда задач были положены уравнения линейной теории упругости [149, 150, 127, 130, 151, 10, 11, 141, 134, 135 и др.]. Модель Фусса-Винклера была использована в работах [150, 153, 82, 121, 116, 154, 76, 155 и др.].

В работе [156] приведено решение упругой задачи о деформировании поверхности полупространства вокруг незаглубленных и заглубленных штампов.

В работе [157] приведено решение плоской задачи по определению контактных напряжений и перемещений жесткого штампа на упругом слое конечной толщины. Решение выполнено методом конечных элементов. Напряжения под подошвой штампа вычисляются по формулам

$$\sigma_Z = (F/B)K_Z \quad K_Z = K_{ZN} \cos \delta + K_{ZT} \sin \delta + K_{ZM} \cos \delta e / B; \\ \sigma_X = K_X F / B \quad K_X = K_{XN} \cos \delta + K_{XT} \sin \delta + K_{XM} \cos \delta e / B; \\ \sigma_{XZ} = K_{XZ} F / B \quad K_{XZ} = K_{XZN} \cos \delta + K_{XZT} \sin \delta + K_{XZM} \cos \delta e / B,$$

где  $K_{ZN}$ ,  $K_{XN}$ ,  $K_{XZN}$  – безразмерные коэффициенты для напряжений;  $\sigma_Z$ ,  $\sigma_X$ ,  $\tau_{XZ}$  – соответственно от вертикальной компоненты  $N$  силы  $F$ ;  $K_{ZT}$ ,  $K_{XT}$ ,  $K_{XZT}$  – то же от тангенциальной компоненты  $T$  силы  $F$ ;  $K_{ZM}$ ,  $K_{XM}$ ,  $K_{XZM}$  – то же от момента  $M = Ne$ .

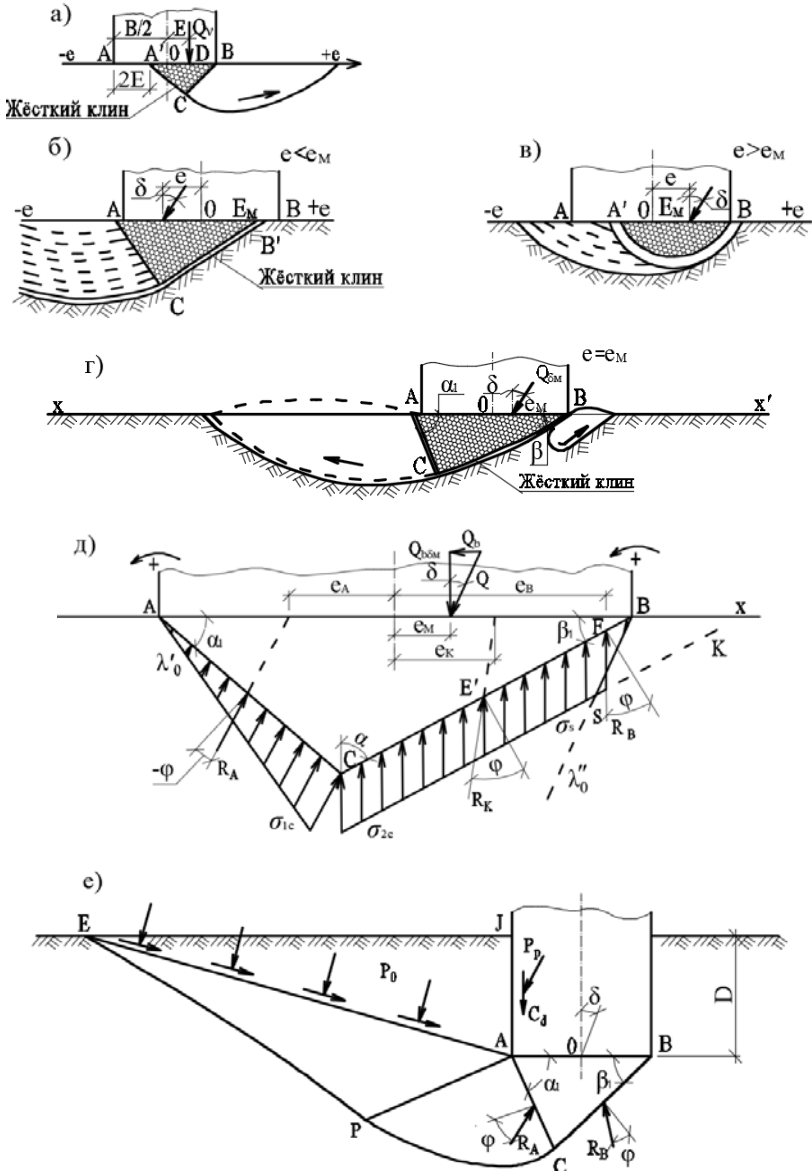
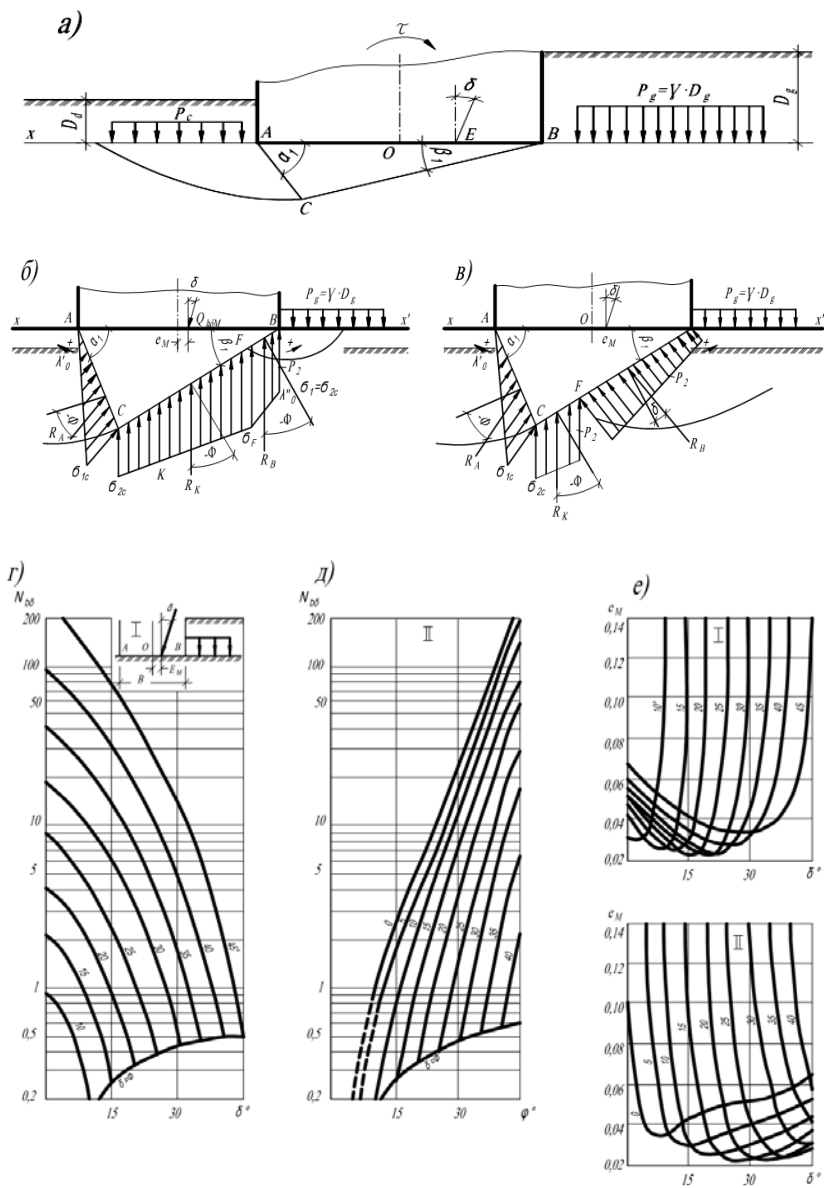


Рис. 5.14. Схемы к расчету фундамента с внецентренной вертикальной (а) и наклонной (б – г) нагрузками и к расчету коэффициента (д)  $N_{\delta\delta}$  по [67] и по Г. Г. Мейергофу



**Рис. 5.15.** Расчетная схема фундамента с горизонтальной подошвой (а – в), номограмма для вычисления коэффициентов несущей способности (з, д) и оптимальных эксцентриситетов (е, ж)

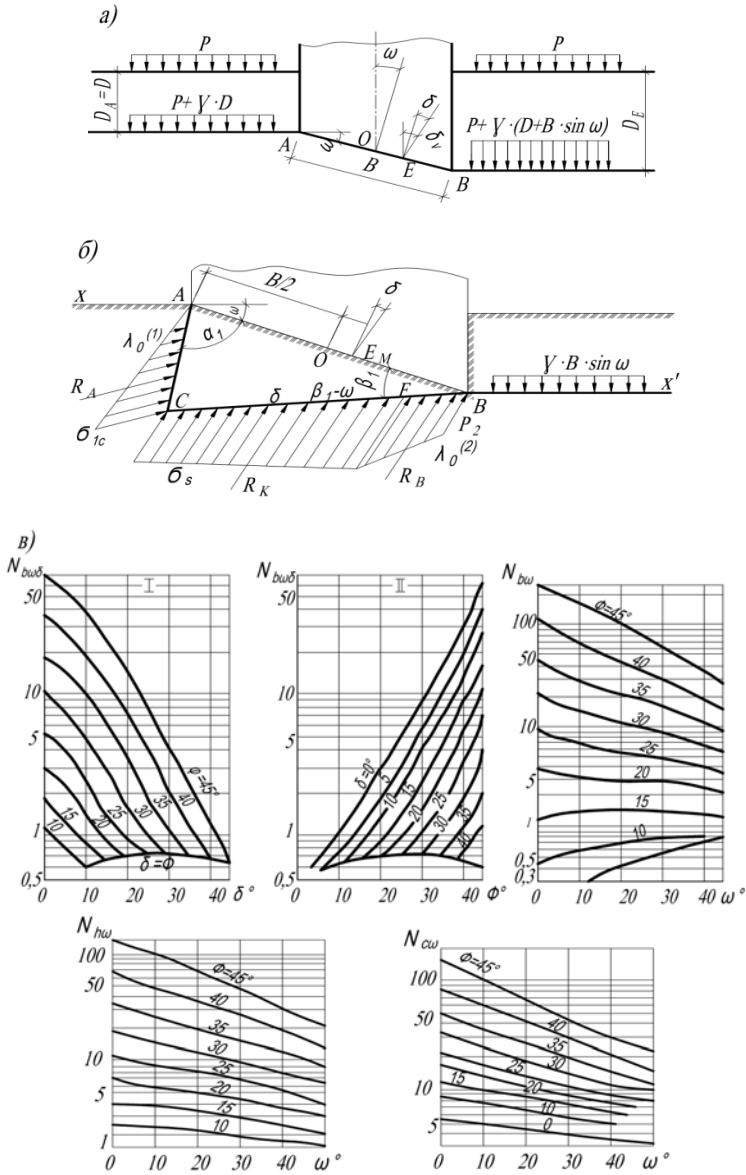
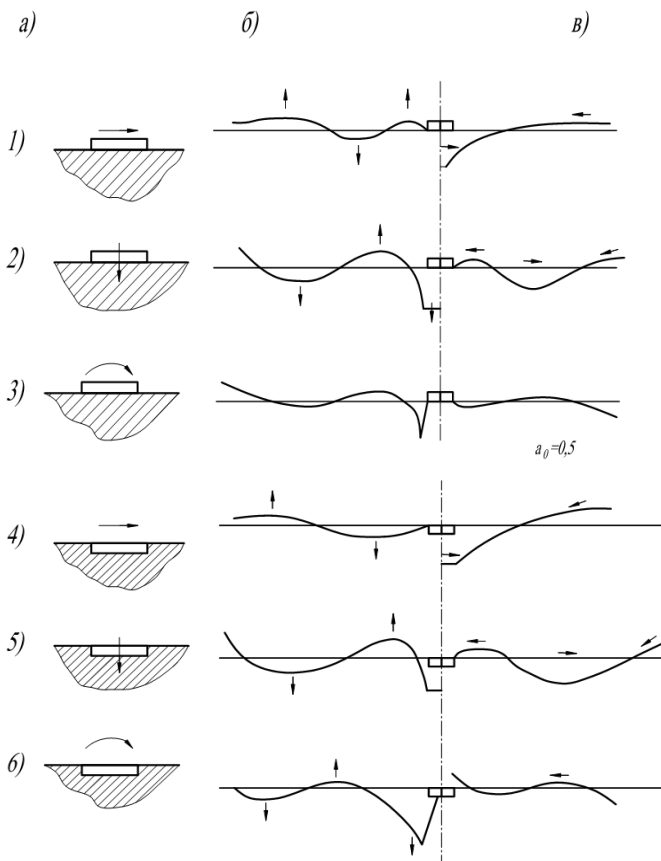


Рис. 5.16. Расчетная схема фундамента с наклонной подошвой (а),  
схема к расчету коэффициента  $N_{b\omega\delta}$  (б),  
номограммы для определения коэффициентов несущей способности (в)



**Рис. 5.17.** Схемы нагружения незаглубленных (1 – 3) и заглубленных (4 – 6) штампов (а), эпюры вертикальных (б) и горизонтальных (в) перемещений упругого полупространства

Осадка, горизонтальные перемещения и крен определяются по формулам

$$w = w_0 F / E, \quad w_0 = w_{0N} \cos \delta;$$

$$u = u_0 F / E, \quad u_0 = u_{0T} \sin \delta;$$

$$\text{tgw} = \text{tg}w_0 F / BE, \quad \text{tg}w_0 = 2w_{CM} \cos \delta e / B;$$

где  $w_{0N}$ ,  $u_{0T}$ ,  $w_{CM}$  – безмерные коэффициенты осадки от вертикальной компоненты  $N$  силы  $F$ , горизонтального перемещения от тангенциальной компоненты  $T$  силы  $F$  и крена от момента  $M = Ne$ . На рисунках 5.18, 5.19 приве-

дены эпюры напряжений при  $H/B = 2$ ;  $e = 0,166B$ , где  $H$  – толщина упругого слоя,  $B$  – ширина штампа. Для  $\mu = 0,3$  и

$$H/B = 1 \quad u_{0T} = 1,4607 \quad w_{0N} = 0,6684 \quad w_{CM} = 2,7698$$

$$H/B = 2 \quad u_{0T} = 1,8527 \quad w_{0N} = 1,0685 \quad w_{CM} = 3,0127$$

$$H/B = 3 \quad u_{0T} = 2,2334 \quad w_{0N} = 1,3523 \quad w_{CM} = 3,1900$$

В кинематическом решении задачи Б. Ю. Мирзабекяна допускается [155]: жесткий штамп прилегает к поверхности полупространства, заполненного невесомым однородным изотропным идеально пластическим материалом, подчиняющимся условию пластичности Треска с контактной сдвиговой прочностью  $k$ ; на контакте допускается закон сухого трения Кулона с углом трения  $\varphi_0$ .

Уровень нагружения обозначен безразмерным коэффициентом (рис. 5.20)

$$\zeta = P(2Lk)^{-1}.$$

А предельное значение  $\zeta^* = (e, \varepsilon)$  (рис. 5.20,  $a, б$ ).

Жесткое ядро вращается вместе со штампом. Линия скольжения состоит из среднего криволинейного участка и прямолинейных концов. Схемы  $A$  и  $B$  отличаются направлением вращения. Цифровые индексы обозначают число зон деформирования: сосредоточенных деформаций (изолированная линия скольжения) и распределенных деформаций (пластические области). Частным случаем схемы  $A$  являются скольжение штампа параллельно плоскости подошвы за счет среза тонкого слоя основания  $A_1$  ( $\varepsilon < \varphi$ ).

Каждому сочетанию соответствует  $\{e, \varepsilon\}$  одна из схем разрушения. Коэффициенты несущей способности вычисляются следующим образом

если  $e > e^0$ , то

$$\zeta^0 = (1 - e)\zeta_0^{*A};$$

если  $e \leq e^0$ , то

$$\zeta^0 = (1 + e)\zeta_0^{*B},$$

где  $\zeta_0^{*A}$ ,  $\zeta_0^{*B}$  – коэффициенты, определяемые по табл. 1 [155].

Техника исследования схем линий скольжения основана на принципе минимума уровня нагружения, согласно которому лучшее решение дает схема с наименьшим уровнем нагружения.

На границах схем  $\zeta^{*A} = \zeta^{*B}$  и  $\zeta^{*B}$

$$e_0 = \left( \zeta_0^{*A} - \zeta_0^{*B} \right) \left( \zeta_0^{*A} + \zeta_0^{*B} \right)^{-1}.$$

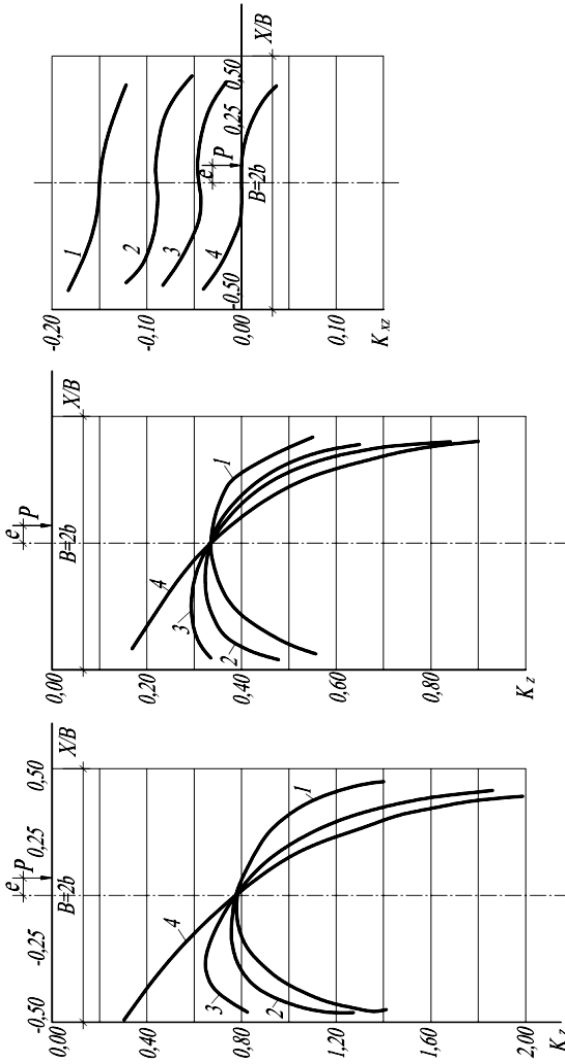


Рис. 5.18. Кривые для вычисления коэффициентов  $K_z(\varphi)$ ,  $K_{xz}(\varphi)$ ,  $K_{xz}(e)$  при  $\delta = 0$ ,  $H/B = 2$  и  $e_0$ :  
 1 - 0; 2 - 0,05; 3 - 0,1; 4 - 0,166



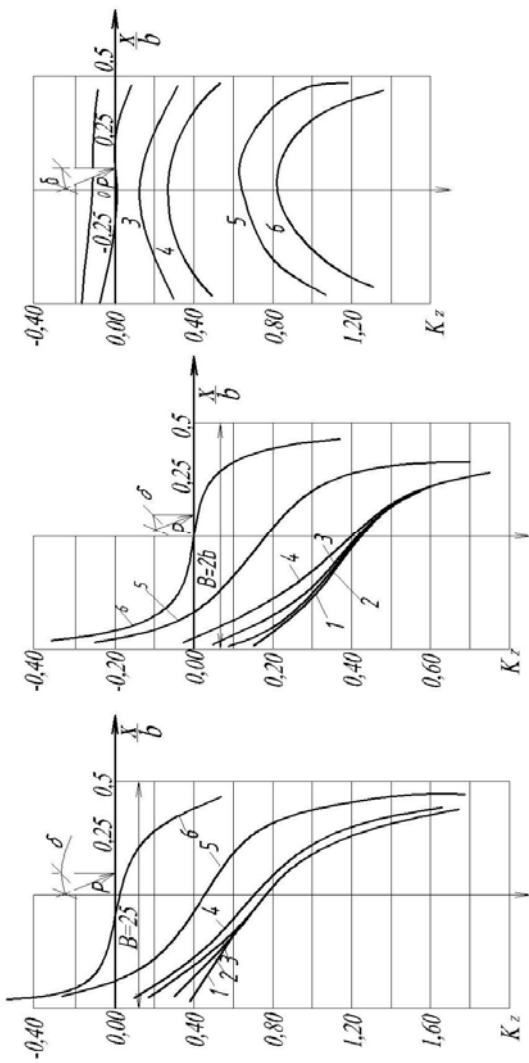
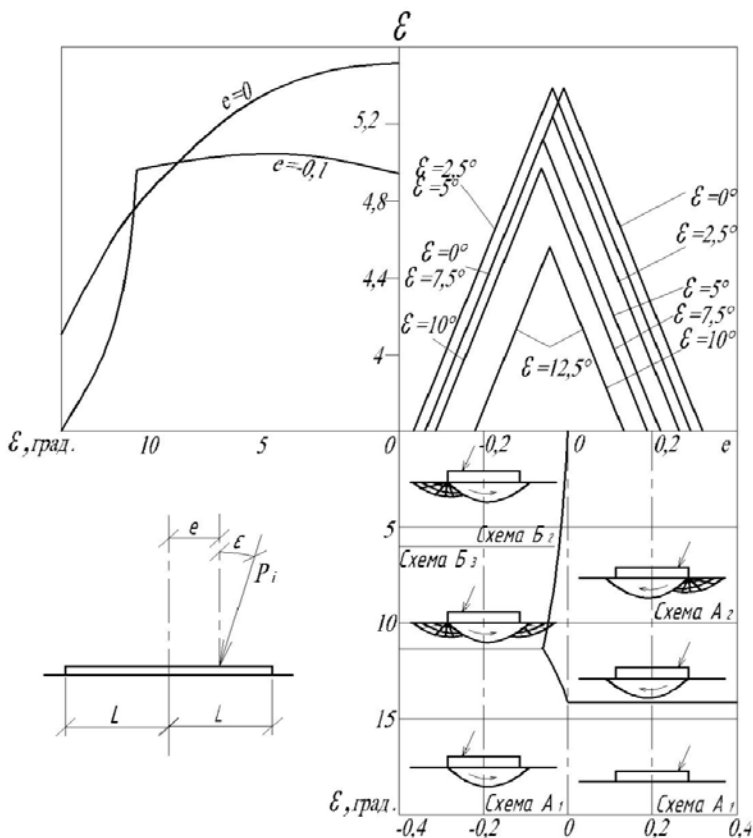


Рис. 5.19. Кривые для вычисления коэффициентов  $K_z(a)$ ,  $K_x(\phi)$ ,  $K_{xz}(\phi)$  при  $e_0 = 0,166V$ ,  $H/V = 3$  и  $\delta$ :  
 1 – 0; 2 – 10; 3 – 20; 4 – 30; 5 – 60; 6 – 90



**Рис. 5.20. Графики зависимости:**

$a - \xi$  при разных  $e$ ;  $b - e$  при разных  $\epsilon$ ;  $\epsilon -$  разделение плоскости возможных вариантов исходных условий задачи на области действия различных схем

Сделаны следующие выводы:

- при эксцентриситете нагрузки разрушение системы всегда сопровождается непоступательным движением фундамента;
- при малых углах нагрузки ( $\epsilon < 11,5^\circ$ ) благоприятным является небольшой (порядка 0,08) отрицательный эксцентриситет;
- метод круглоцилиндрической поверхности скольжения обладает малой погрешностью при эксцентриситетах, противоположных касательной составляющей нагрузки, и значительной погрешностью при эксцентриситетах другого направления.

Расчетные формулы У. Лебега [98] получены с учетом исследований Терцаги, Кайота, Керизеля.

Несущая способность основания заглубленного фундамента с горизонтальной подошвой и нормальной к подошве нагрузкой определялась по формуле К. Терцаги

$$q = \frac{\gamma N_{\gamma} B}{2} + \gamma' D N_q + c N_c,$$

где  $N_{\gamma}$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – коэффициенты несущей способности, учитывающие влияние плотности грунта, заглубления фундамента и удельного сцепления:

$$N_{\gamma} = K_p \cos\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) / \left[ 2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right];$$

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \varphi};$$

$$N_c = (N_{i-1}) / \text{tg} \varphi.$$

При наклоне подошвы фундамента на угол  $\alpha$ , перпендикулярным к ней стволом и нормальной силой, коэффициенты несущей способности и влияния угла наклона вычислены по формулам:

$$N_{q\alpha} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{(\pi - 2\alpha) \text{tg} \alpha};$$

$$\tau_{q\alpha} = \frac{N_{q\alpha}}{N_{q\theta}} = e^{-2\alpha \text{tg} \varphi};$$

$$N_{\gamma\alpha} = \frac{K_p \cos\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\left[ 2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]};$$

$$\tau_{\gamma\alpha} = \frac{N_{\gamma\alpha}}{N_{\gamma\theta}} = (K_p)_{\alpha} / (K_p)_{\theta};$$

$$N_{c\alpha} = (N_{q\alpha} - 1) / \text{tg} \varphi;$$

$$q_{\alpha} = \frac{\gamma N_{\gamma\alpha} B}{2} + \gamma' D N_{q\alpha} + c N_{c\alpha}.$$

При фундаменте с горизонтальной подошвой, перпендикулярным к ней стволом и действием осевой силы, отклоненной от вертикали на угол  $\theta$  получено:

$$N_{q\theta} = \left[ \frac{\cos \theta + \sin \varphi \cos \gamma}{1 - \sin \varphi} \right] e^{[\pi - (\theta + \gamma)] \text{tg} \varphi};$$

$$N_{\gamma\theta} = \left( \frac{2K_p \sin^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi - \varepsilon\right)}{\sin^2\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)} \right) \cos[\varepsilon - (\theta + \varphi)];$$

$$N_{c\theta} = (N_{q\theta} - \cos\theta) / \operatorname{tg}\varphi;$$

$$q = \frac{\gamma N_{\gamma\theta} B}{2} + \gamma D N_{q\theta} + c N_{c\theta}.$$

Проведенные эксперименты на песчаном основании ( $\rho = 1,5 \dots 1,7 \text{ г/см}^3$ ) с моделями шириной 6 и 20 показали существенное отличие в отдельных случаях вычисленных и определенных по эксперименту результатов.

В работе [158] разработан метод расчета несущей способности основания с учетом сейсмического воздействия в условиях плоской задачи.

Отличие от задачи В. В. Соколовского [159] состоит в наличии объемных сил инерции грунта произвольного направления касательных напряжений на погруженной поверхности, обусловленных инерцией пригрузки произвольного направления, в некотором усовершенствовании методики численного решения дифференциальных уравнений.

На рисунке 5.21 для произвольной точки показана схема действия объемных сил тяжести  $\gamma$  и инерции  $\beta$ , проекции сил инерции на оси координат. Серия лабораторных и полевых экспериментов показала независимость направления сдвига грунта при внецентренном нагружении от направления вектора ускорения колебаний.

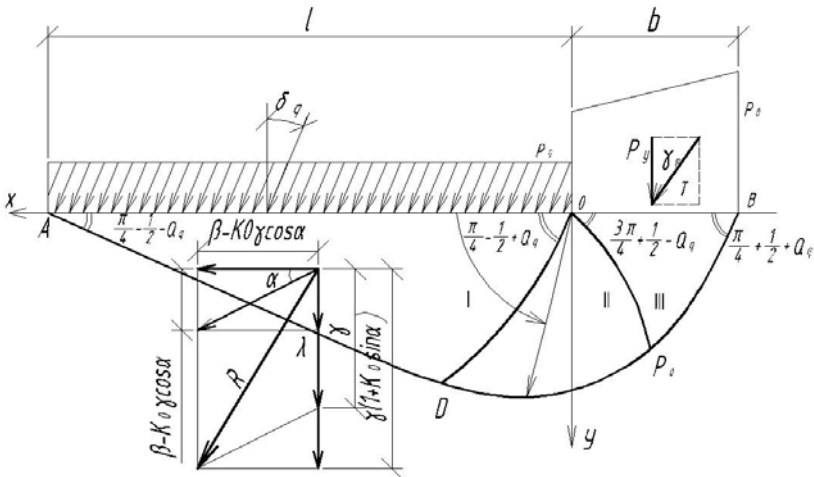


Рис. 5.21. Схема действия объемных и поверхностных сил при одностороннем сдвиге грунта в поле ускорений

В основу формул расчета несущей способности основания по СНиП 2.02.01-33 положено решение об устойчивости песчаного основания под центральной-вертикально-нагруженной незаглубленной полосой.

С помощью переходных экспериментально полученных коэффициентов осуществляется переход к другим условиям работы фундамента. Такой подход дает заниженное до 2 раз и более значение по сравнению с действительной. Как считает М. И. Горбунов-Посадов [160], причиной этого является неучет экспериментально установленной методом М. В. Малышева формы жесткого ядра в виде криволинейного треугольника с вогнутыми сторонами. Кроме малого ядра, к моменту потери устойчивости образуется другая часть, облегающая и превосходящая ее по величине. Это ядро действует как клинообразная подпорная стенка, распирающая основание. Общий объем выпираемой толщи значительно выше, чем при учете только малого ядра.

Совершенствованию теории расчета оснований заглубленных конструкций могут способствовать работы С. В. Босакова [161], А. К. Бугрова [139, 162], С. С. Вялова [163, 164], Г. А. Гениева [165, 166], Л. А. Галина [152], М. И. Горбунова-Посадова [167], А. Л. Гольдина [168], Ю. К. Зарецкого [115, 169, 170], П. Л. Иванова [172], В. И. Кириллова [65], М. В. Малышева [30, 31, 173], Ю. Н. Мурзенко [42, 14], В. Н. Николаевского [174 – 177], А. П. Пшеничкина [178], В. В. Соколовского [159], В. И. Соломина [63], Ю. И. Соловьева [179], Л. Р. Ставищера [158, 114], З. Г. Тер-Мартirosяна [180], С. Б. Ухова [181, 182], А. В. Фадеева [183], В. Г. Федоровского [133, 184], М. Харра [185] и др.

Известны высказывания В. В. Болотина и М. Н. Гольдштена о необходимости перехода на вероятностный метод проектирования. При этом должны быть установлены достоверные вероятности для нагрузок, масштабных эффектов, неблагоприятных условий производства, должны учитываться типы зданий и сооружений, геологические условия, технология производства работ.

Надежных методов расчета оснований заглубленных фундаментов при сложных воздействиях пока нет.

Компоненты тензора напряжений и деформаций при циклических воздействиях зависят от (Антопов В. И.): энергии и формы ударного импульса, амплитудно-частотных его характеристик, акустической жесткости и реологических параметров исследуемой среды, статической нагрузки. Генерирование и распространение волн напряжений способствует возрастанию максимальных касательных напряжений по сравнению с напряжениями от статической нагрузки и увеличивает глубину их образования.

Для конкретного материала основными переменными, характеризующими ползучесть, является напряжение, величина и скорость деформации, температура, время. При циклических нагружениях и циклических температурных воздействиях ползучесть носит динамический характер. Деформации ползучести проявляются в виде скольжения и разрыва связей.

В экспериментах, как правило, имеет место кратковременная ползучесть. Для описания длительной ползучести используются методы экстраполяции, механического и термического упрочнения.

Рассмотрим подробнее методику расчета С. В. Иконина. Ряд расчетов были выполнены с автором совместно. Решение получено с использованием алгебраического аналога формулы Соммиана [151].

$$U_i(K) = \sum_{t=1}^c P_j^{(n)}(N_t) \iint_{\Gamma_t} U_{ij}^{(n)*}(K, N_t) d\Gamma - \sum_{t=1}^c U_j^{(n)}(N_t) \iint_{\Gamma_t} P_{ij}^{(n)*}(K, N_t) d\Gamma,$$

где  $U_i(K)$  – составляющие вектора перемещений произвольной точки ( $K$ ) основания;  $c$  – количество элементарных фрагментов  $\Gamma_t$  аппроксимирующих контактную поверхность  $\Gamma$  основания штампа;  $P_{ij}^{(n)}(N_t)$ ;  $U_j^{(n)}(N_t)$  – соответственно составляющие вектора напряжений и перемещений, считающиеся постоянными во всех точках  $N_t$  и расположенных в пределах фрагмента  $\Gamma_t$ ;  $U_{ij}^{(n)*}(K, N_t)$ ,  $P_{ij}^{(n)*}(K, N_t)$  – фундаментальные решения для вычисления в точке  $N$  полупространственных составляющих соответственно векторов перемещений и напряжений от единичных сил, приложенных в точке  $K$  полупространства по  $i$ -му направлению.

При одностороннем характере контакта жесткого штампа с основанием уравнение (5.44) принято [186] в виде:

$$\begin{aligned} \Delta_i - \omega_m e_{imn} - W_i^*(K) = & \sum_{t=1}^{c_1} P_j^{(n)}(N_t) \iint_{\Gamma_t^+} U_{ij}^{(n)*}(K, N_t) d\Gamma + \\ & + \sum_{t=1}^{c_2} W_j^{(n)}(N_t) \iint_{\Gamma_t^-} P_{ij}^{(n)*}(K, N_t) d\Gamma, \end{aligned}$$

где  $\Delta_i, \omega_m$  – соответственно линейные и угловые перемещения штампа как жесткого целого;  $\xi_n$  – координаты точки ( $K$ ), причем КЭГ;  $W_i^*(K)$  – составляющие вектора, определяющего величину раскрытия щели между штампом и основанием;  $e_{imn}$  – тензор Леви-Чивита;  $c_1$  – количество фрагментов  $\Gamma_t^+$ , лежащих в области контакта штампа с основанием;  $c_2$  – количества фрагментов  $\Gamma_t^-$ , попавших в зону отрыва штампа от основания;  $c = c_1 + c_2$ .

$$\begin{aligned} P_i = & \sum_{t=1}^{c_1} P_j^{(n)}(N_t) C_{ij}(N_t) \iint_{\Gamma_t^+} d\Gamma; \\ M_i = & \sum_{t=1}^{c_2} P_j^{(n)}(N_t) C_{ij}(N_t) e_{ijm} \iint_{\Gamma_t^+} x_n d\Gamma, \end{aligned}$$

где  $P_i, M_i$  – соответственно составляющие векторов внешних усилий и моментов, приложенных к штампу;  $C_{ij}(N_t)$  – матрица косинусов, связывающих местную систему координат с глобальной;  $x_n$  – координаты точки  $N_t$ .

Решение должно удовлетворять условиям

$$P_3^{(n)}(N_t) < 0;$$

$$W_3^{(n)}(N_t) > 0.$$

Первое уравнение не допускает появления растягивающих нормальных напряжений в области контакта штампа с основанием, второе – отрицает возможность взаимного проникновения штампа и основания друг в друга. Индекс «3» соответствует нормали к фрагменту  $\Gamma_t$  в точке  $N_t$ .

Истинные перемещения штампа вычисляли по формулам

$$\Delta_1 = \Delta_1^* \Omega; \quad \omega_2 = \omega_2^* \Omega r^{-1}; \quad \Delta_3 = \Delta_3^* \Omega; \quad \Omega = R(Er)^{-1},$$

где  $\Delta_1$  – горизонтальное перемещение в уровне поверхности основания;  $\omega_2$  – поворот штампа в плоскости действия силы  $R$ ;  $\Delta_3$  – осадка штампа;  $E$  – модуль деформации основания;  $r = d/2$ ;  $\Delta_1^*$ ;  $\Delta_3^*$ ;  $\omega_2^*$  – безразмерные вспомогательные функции, определяемые по графикам.

#### ДОПОЛНЕНИЕ

*Буронабивные сваи-оболочки (Б. В. Бахолдин, В. И. Берман, И. В. Михайленко, ОФимГ, 1983, № 6)*

В последнее время начали довольно широко применяться буронабивные сваи вместо забивных. Однако преимущества буронабивных свай в значительной мере снижаются из-за большого расхода бетона на единицу несущей способности. Этот расход не связан с необходимостью обеспечения несущей способности свай по их материалу, которая как правило, значительно выше несущей способности свай по грунту основания, а вызван технологией производства работ. Следовательно, выполнение набивных свай сплошного поперечного сечения в большинстве случаев не оправдано.

Сваи с кольцевым поперечным сечением, т.е. сваи-оболочки, не нашли пока практического применения, так как существующие способы их изготовления не гарантируют сплошности и равной прочности ствола, когда в качестве внутренней опалубки используют песок или гибкие пустообразователи, а при устранении этих недостатков посредством виброукладки и виброуплотнения бетона требуют применения сложных и малопроизводительных устройств.

Киевский отдел ВНИИГС при участии НИИ оснований, разработал ряд новых способов изготовления буронабивных полых свай. Наиболее перспективный из них предусматривает использование многосекционного вибросердечника.

Вибросердечник представляет собой корпус из секций труб, опертых одна на другую через упругие прокладки, причем внутри каждой секции размещены вибраторы с индивидуальными приводами. При включении каждый вибратор вибрирует в основном ту секцию, в которой он расположен, т.е. виброуплотняет бетон ствола сваи, прилегающей к данной секции.

При устройстве набивных свай-оболочек с помощью вибросердечника возникают две проблемы – сохранение формы ствола сваи после извлечения вибросердечника и преодоление усилий сопротивления его извлечению.

На сохранность формы ствола в основном влияют состав бетонной смеси, длительность воздействия на бетон вибрационных нагрузок и их интенсивность, геометрические параметры ствола, т.е. факторы, достаточно хорошо изученные при изготовлении железобетонных изделий в стационарных условиях.

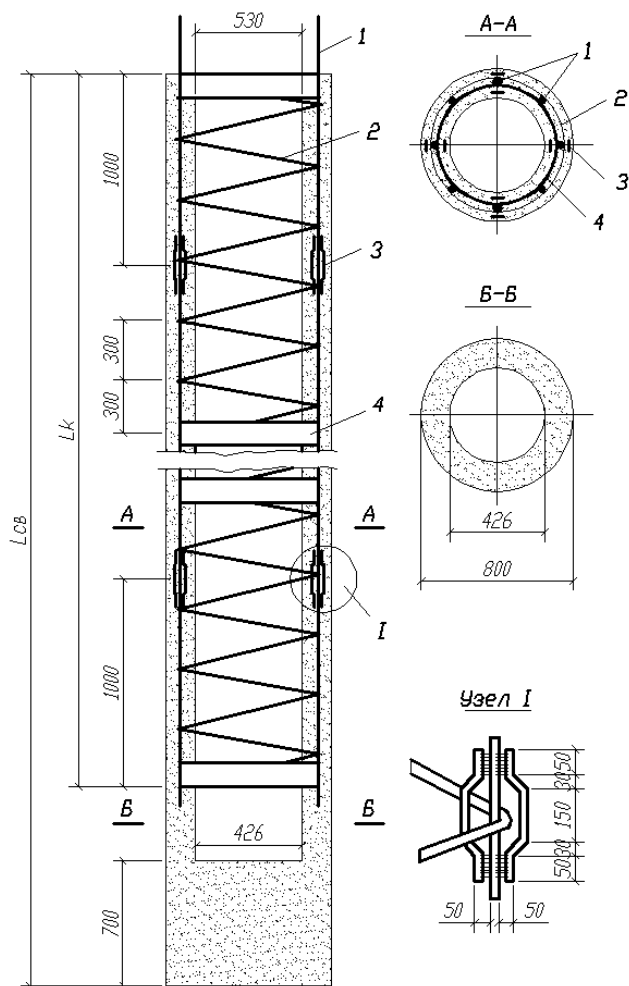


Рис. 1. Конструктивная схема буронабивной сваи-оболочки



При изготовлении буронабивных свай-оболочек применяют жесткие бетонные смеси с нулевой осадкой конуса. Такие смеси не подвержены расслаиванию, отличаются уменьшенным содержанием воды, вяжущего вещества и мелкого заполнителя и, как следствие, более высокой концентрацией крупного заполнителя в бетоне. Так как толщина ствола буронабивной сваи-оболочки составляет около 150 мм и по оси кольцевого сечения расположен арматурный каркас, оптимальные размеры крупного заполнителя находятся в пределах 20...30 мм.

При виброформовании буронабивных свай-оболочек бетонную смесь переводят в состояние пластично-вязкого течения, при котором она растекаясь хорошо заполняет по закону гидростатического давления ствол сваи, самоуплотняется и приобретает более плотную и устойчивую структуру по сравнению с начальной. Требуемая степень уплотнения бетона может быть достигнута при различном сочетании значений интенсивности и длительности вибрирования смеси.

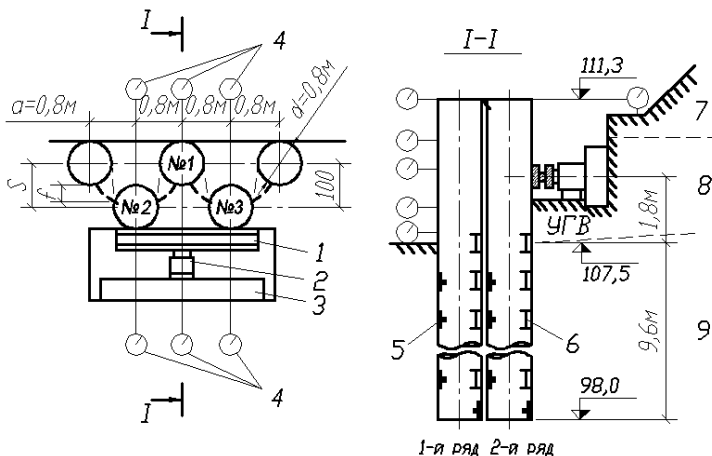
Измеренная амплитуда колебаний работающей секции вибросердечника составляла 0,5...0,9 мм при частоте колебаний вибромашин около 50 Гц. При этом время воздействия каждой секции вибросердечника на бетонную смесь составляло 300...450 с. После извлечения вибросердечника стволы свай сохраняли свою форму, имели гладкую поверхность и требуемую толщину.

При вибрационной укладке и уплотнении жесткой бетонной смеси ее давление на стенки скважины в несколько раз превышает статическое, поэтому вдавливание бетонной смеси в стенки скважины значительно эффективнее, чем при заполнении скважины бетоном литой консистенции при традиционной технологии изготовления свай, а следовательно, и существенно повышает силы сопротивления, возникающие на боковой поверхности набивных свай. Это было подтверждено при сравнительных статических испытаниях свай-оболочек и свай сплошного поперечного сечения на выдергивающую нагрузку.

*Экспериментальные исследования двухрядных подпорных стен буронабивных свай (О. В. Карасев, В. И. Берман, А. А. Цесарский, ОФМГ, 1983, № 6).*

Подпорные стены из буронабивных свай находят все более широкое применение особенно в стесненных условиях городской застройки. Поэтому для проверки соответствия реальной работы двухрядных подпорных стенок расчетным предпосылкам были проведены натурные и модельные экспериментальные исследования.

Подпорная стенка № 1 (рис. 2) состояла из двух рядов буронабивных свай диаметром 0,8 м, не имеющих ростверка. Несущим слоем грунта для свай являлась мергельная глина твердой и полутвердой консистенции. Давление на стенку создавалось с помощью жесткой балки и домкрата, расположенного в уровне равнодействующей активного давления грунта. Перемещения свай измерялись прогибомерами системы Максимова и Аистова, давления свай на грунт – струнными электроакустическими динамометрами типа ГД-IV-М-5 диаметром 100 мм, деформация арматуры в сваях – тензостержнями, приваренными к рабочей арматуре.

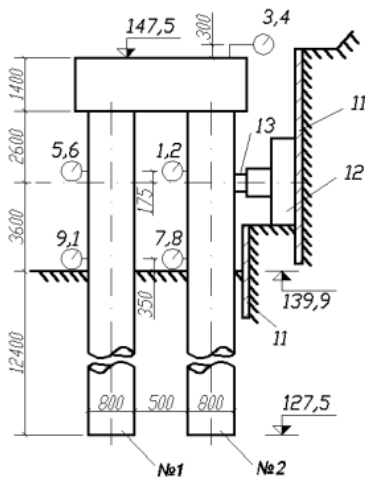


**Рис. 2. Конструкция опытного участка подпорной стенки № 1, схема ее испытания и размещения измерительных приборов:**  
 № 1 – 3 – сваи; 1 – балка; 2 – домкрат; 3 – упор; 4 – прогибомеры;  
 5 – грунтовые динамометры; 6 – тензостержни; 7 – насыпной грунт;  
 8 – суглинок; 9 – мергельная глина

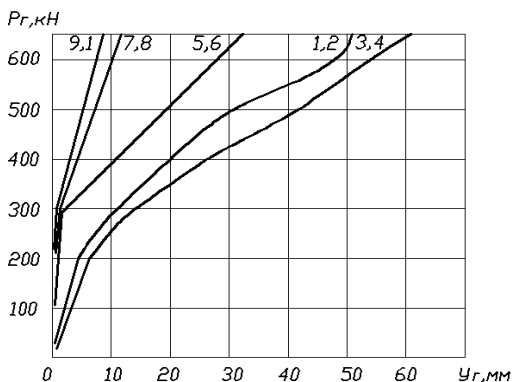
Первый ряд свай воспринимает 20...30%, а второй – 70...80% активного давления на подпорную стенку. Аналогичное распределение давления между рядами свай в стенке № 1 получено также при измерениях давлений свай на грунт и деформаций арматуры в сваях. Таким образом, опыт со стенкой № 1 подтверждает, что для равномерного распределения активного давления между рядами свай наиболее эффективно располагать второй и последующие ряды за пределами условной грунтовой арки, т.е. принимать расстояние между осями рядов свай  $b \geq d + f$ , где  $f$  – стрела подъема арки условного грунтового свода, вычисленная для максимально ожидаемого давления на стенку.

Фрагмент подпорной стенки № 2 состоял из двух буронабивных свай диаметром 0,8 м, объединенных жестким ростверком (рис. 3). Сваи прорезали слои суглинка, глины, супеси и песка, грунтовые воды залегают ниже пяты свай. Армирование свай так же, как и в стенке № 1, было равномерным по периметру.

Из графиков стабилизированных горизонтальных перемещений свай в зависимости от горизонтальных нагрузок (рис. 4) следует, что жесткий ростверк эффективно перераспределяет нагрузки со второго на первый ряд свай, так как перемещения свай этих рядов равны между собой на уровне голов свай, отличаются лишь в 1,5 раза на уровне приложения нагрузки и практически одинаковы на уровне отрывки. Таким образом, при жестком ростверке активное давление распределяется между рядами свай более равномерно, чем в двухрядной стенке без ростверка, где давление со второго ряда на первый передается только через грунт.



**Рис. 3. Схема испытания опытного фрагмента подпорной стенки № 2:**  
 1 – 10 – номера прогибомеров; 11 – шпунг; 12 – упор



**Рис. 4. Графики горизонтальных перемещений различных точек стенки № 2:**  
 1 – 10 – номера прогибомеров (см. рис. 2)

Из рисунка 4 следует также, что при одних и тех же нагрузках (от 200 до 600 кН) одни участки свай, более нагруженные, находятся уже во второй упруго-пластической стадии, т.е. имеют пониженную жесткость (участки примыкания свай к ростверку и области приложения нагрузки), другие, менее нагруженные, находятся еще на первой упругой стадии. В этом случае учитывая, что испытываемая рамная конструкция подпорной стены является статически неопределимой, в ней неизбежно должно возникать перераспределение усилий, известное для всех подобных систем. Очевидно, что с перераспределени-

ем усилий связано и превышение опытной несущей способности испытанной рамы, составившей 630 кН, над расчетной, равной 300 кН. Рамная конструкция подпорной стенки показала также и высокую трещиностойкость, так как первая видимая трещина с шириной раскрытия 0,1...0,2 мм появилась в наиболее нагруженном сечении – в области приложения нагрузки лишь при усилиии 650 кН.

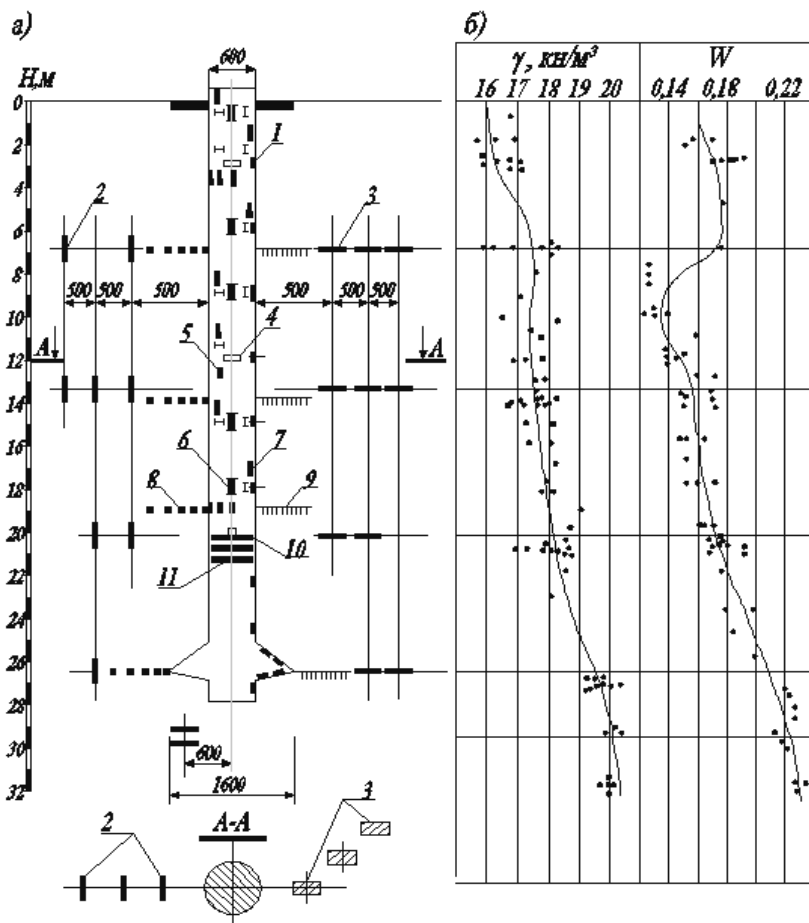


Рис. 5. Схема расположения датчиков в свае и окружающем ее грунте (а) и распределение по глубине физических свойств грунтов опытной площадки (б):

1 – мессдоза; 2, 3 – стальные пластины с вмонтированными мессдозами;

4 – 6 – струнные преобразователи соответственно деформаций растяжения, температуры и деформаций сжатия; 7 – активный и компенсационный тензопреобразователи деформаций; 8, 9 – датчики влажности грунта;

10, 11 – соответственно гидравлический струнный и тензометрический динамометры

## Список литературы

1. Touma, F. T. Behavior of Bored Piles in Sand / F. T. Touma, L. S. Resse // *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. – 1974. – Vol. 100, N GT7. – P. 749 – 761.
2. Eggestad, A. A new method for compaction control of sand / A. Eggestad // *Geotechnique*. – 1971. – N 1. – P. 141 – 153.
3. O'Neil, M. W. Behavior of Bored Piles in beamont clay / M. W. O'Neil, L. C. Reese // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. – 1972. – N SM2. – P. 195 – 213.
4. Fedá, J. Research of bearing capacity of Loose Soil / J. Fedá // *Proceedings : Fifth International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France*. – 1961. – Vol. 1. – P. 635 – 642.
5. BCP Committee. Field Tests on Piles in Sand Soils and Foudations, 1971. – Vol. 11, N 2. – P. 29 – 48.
6. Экимян, Н. Б. Экспериментальное исследование закономерностей развития осадки моделей опор глубокого заложения / Н. Б. Экимян // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. – 1971. – № 6. – С. 11–12.
7. Kerisel, J. Calcul des forces horizontales applicable / J. Kerisel, M. Adam // *Annales de l'Institute Technique du Batimebt et des Travaux Publics*. – 1967. – Vol. 293. – P. 1655 – 1694.
8. Леденев, В. В. Приближенное определение крена круглого заглубленного фундамента / В. В. Леденев, П. С. Шеляпин // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. – 1970. – № 1. – С. 36 – 39.
9. Леденев, В. В. Приближенное определение осадки жесткого прямоугольного фундамента по методу угловых точек / В. В. Леденев, П. С. Шеляпин // *Основание, фундаменты и механика грунтов*. – 1973. – № 1. – С. 13–14.
10. Леденев, В. В. Исследование взаимодействия с основанием заделанного в грунт столбчатого фундамента при внецентренной нагрузке : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Леденев В. В. – Новочеркасск, 1973. – 22 с.
11. Леденев, В. В. Приближенное определение крена заглубленного прямоугольного фундамента / В. В. Леденев, А. И. Аваньин // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. – 1974. – № 1. – С. 131 – 136.
12. Meyerhof, G. G. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations / G. G. Meyerhof // *Geotechnique*. – 1951. – Vol. 12, N 4. – P. 301 – 332.
13. Клейн, Г. К. Строительная механика сыпучих тел / Г. К. Клейн. – М. : Стройиздат, 1977. – 256 с.
14. Мурзенко, Ю. Н. Экспериментально-теоретические исследования силового взаимодействия фундаментов и песчаного основания : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Ю. Н. Мурзенко. – Новочеркасск, 1972. – 44 с.
15. Yamaguchi, H. On the scale effect of footings in dense sand / H. Yamaguchi, T. Kimura, N. Fujii. // *Proc. 9-th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, 1977*. – Vol. 1. – P. 795 – 798.
16. Миняев, П. А. О распределении напряжений в сыпучих телах / П. А. Миняев. – Харьков, 1916.

17. Канаян, А. С. Экспериментальное исследование разрушения песчаного основания вертикальной нагрузкой / А. С. Канаян // Тр. ин-та ВНИИ-ОСП им. Н. М. Герсеева. – М., 1954. – № 4. – С. 23 – 30.
18. Eastwood, W. The Bearing Capacity of Eccentrically Loaded, Foundations on Sandy Soils / W. Eastwood, A. Struct // The Structural Engineering. – 1955. – Vol. 33, N 6. – P. 181 – 187.
19. Prakash, S. Effect of Shape on Bearing Capacity of Model Footings in Sand / S. Prakash, M. S. Ghuman // Journal of the Institution of Engineering (India). – 1978. – Vol. 59, N 3. – P. 185 – 191.
20. Selig, E. T. Static and dynamic behavior of small footings / E. T. Selig, Makee K. E. Static // Proceedings of American society of civil engineering. – 1961. – Vol. 87, N SM6. – P. 29.
21. Цытович, Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – Изд. 4-е. – М. : Стройиздат, 1963. – 636 с.
22. Голубков, В. Н. Несущая способность свайных оснований / В. Н. Голубков. – М. : Минстройиздат, 1950. – 143 с.
23. Muhs, H. Inclined load tests on shallow strip footings / H. Muhs, S. Weiss // Proc. of the eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscow. – 1973. – Vol. 13. – S. 173 – 179.
24. Гришин, В. А. Упругопластическая контактная задача расчета плиты и деформируемого основания / В. А. Гришин // Известие вузов. Строительство и архитектура. – 1988. – № 3. – С. 25 – 29.
25. Репников, Л. Н. Анализ экспериментальных и теоретических осадок (поверхностных и глубинных), определяемых по модели комбинированного основания / Л. Н. Репников // Тр. ВНИИОСП им. Н. М. Герсеева. – М. : 1984. – Вып. 82. – С. 84 – 93.
26. Чижиков, В. М. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния водонасыщенных глинистых грунтов в основании круглых штампов / В. М. Чижиков // Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л. : ЛИСИ, 1977. – № 2(123). – С. 42 – 50.
27. Воробьева, Е. Ю. Универсальная расчетная модель грунтового основания и ее практическое применение / Е. Ю. Воробьева, И. И. Черкасов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1980. – № 10. – С. 3 – 15.
28. Hettler, A. Verschiebungen von lotrecht mitting belasteten Einxfundamenten und horizontal belasteten Pfahlen in Sand unter Schwelllast / A. Hettler // Bauingenieur. – 1984. – N 59. – S. 351 – 355.
29. Березанцев, В. Г. Исследование прочности песчаных оснований / В. Г. Березанцев, В. А. Ярошенко, А. Г. Прокопович и др. – М. : Трансжелдориздат, 1958. – 140 с.
30. Малышев М. В. Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания / М. В. Малышев. – М. : Изд-во ВНИИВОДГЕО, 1953. – № 2. – 83 с.
31. Малышев, М. В. О линиях скольжения и траекториях перемещения частиц в сыпучей среде / М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 6. – С. 1 – 5.

32. Канаян, А. С. Экспериментальное исследование устойчивости оснований конечной толщины / А. С. Канаян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 5. – С. 5 – 7.
33. Кагановская, С. Е. Исследование устойчивости глинистого основания с помощью экранов / С. Е. Кагановская // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 3.
34. Домбровский, В. Н. К вопросу о разрушении песчаного основания прямоугольного штампа / В. Н. Домбровский // Труды НИИ оснований и подземных сооружений. – М., 1984. – № 74. – С. 9 – 15.
35. Домбровский, В. Н. О влиянии формы подошвы фундамента на устойчивость песчаного основания / В. Н. Домбровский // Гидротехническое строительство. – 1987. – № 7. – С. 51 – 54.
36. 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.
37. Jumikis, A. R. Rupture surfaces in sand under oblique loads / A. R. Jumikis // Proceedings ASCE. – 1956. – Vol. 8, N SM1. – P. 1 – 26.
38. Muhs, H. Uber das Verhalten beim Bruch, die Grenztragfahigkeit und die zulassige Belastung von Sand / H. Muhs (4 Bericht) H. Kahl, H. Muhs (5 Bericht) // Ergebnisse von Probelastungen auf glijen Lastflachen zur Ermittlung der Bruchlast in Sand DEGEBO. – 1961. – N. 14. – P. 1 – 98.
39. Березанцев, В. Г. Расчет прочности оснований сооружений / В. Г. Березанцев. – Л. : Госстройиздат, 1690. – 138 с.
40. Березанцев, В. Г. Расчет оснований сооружений : пособие по проектированию / В. Г. Березанцев – Л.-М. : Стройиздат, 1970. – 207 с.
41. Graham, J. Plane plastic failure in cohesionless soil / J. Graham // Geotechnique. – 1968. – N 18. – P. 301 – 316.
42. Мурзенко, Ю. Н. Расчет оснований зданий и сооружений в упруго-пластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю. Н. Мурзенко. – М. : Стройиздат, Ленинградское отд-ние, 1989. – 135 с.
43. Болдырев, Г. Г. Деформация песка в основании полосового штампа / Г. Г. Болдырев, Е. В. Никитин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 1. – С. 26 – 28.
44. Леденев, В. В. Экспериментальное исследование оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 1985. – 156 с.
45. Леденев, В. В. Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов / В. В. Леденев. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 1990. – 224 с.
46. Леденев, В. В. Основания и фундаменты при сложных воздействиях / В. В. Леденев. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 1995. – 400 с.
47. Калаев, А. И. Несущая способность оснований / А. И. Калаев. – Л. : Стройиздат, Ленинград. отд-ние, 1990. – 183 с.
48. Кузьма, И. Экспериментальные исследования шлицевых фундаментов опор высоковольтных линий / И. Кузьма, М. И. Никитенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 4. – С. 25–26.
49. Абрамов, Л. Г. Исследование распределения напряжений в грунтах от статической нагрузки / Л. Г. Абрамов, И. М. Крыжановский, А. Г. Петрова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 6. – С. 13.

50. Абрамов, Л. Г. Исследование распределения деформаций / Л. Г. Абрамов, В. К. Дермелев, И. Н. Глуховцев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 4. – С. 11–12.
51. Балюра, М. В. Горизонтальные перемещения в основании под жестким штампом / М. В. Балюра // Основание, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 1. – С. 39 – 41.
52. Мруз, З. Неассоциированный закон пластического течения гранулированных сред / З. Мруз, Ч. Шиманский // Механика гранулированных сред: Теория быстрых движений. – М. : Мир, 1985. – С. 9 – 43.
53. Active zone beneath foundation / J. Feda, Havlicek., J. Seycek, S. Scopec // Proc. 9-th International conference of soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977. – Vol. 1. – P. 505 – 510.
54. Gamwin, M. Calculation of foundations subjected to horizontal forces using pressuremeter data / M. Gamwin // Sols soils. – 1979. – Vol. 8, N 30/31. – P. 17 – 62.
55. Шелест, Л. А. Распределение напряжений и перемещений в основании конечной толщины под круглым жестким фундаментом / Л. А. Шелест // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 6. – С. 26 – 28.
56. Скормин, Г. А. Экспериментальное исследование распределения напряжений в песчаном основании под круглым цилиндрическим фундаментом в процессе роста нагрузки / Г. А. Скормин, М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 5. – С. 1 – 4.
57. Ломизе, Г. М. Исследование закономерности развития напряженно-деформированного состояния основания при плоской деформации / Г. М. Ломизе, А. Л. Крыжановский, В. Ф. Петрянин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 1. – С. 4 – 7.
58. Криворотов, А. П. Распределение нормальных напряжений по подошве жесткого штампа при изменении эксцентриситета вертикальной нагрузки / А. П. Криворотов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – № 7. – С. 33 – 38.
59. Криворотов, А. П. Результаты исследования напряженно-деформированного состояния песчаного основания жестких штампов / А. П. Криворотов, В. А. Бабелло // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – № 3. – С. 24 – 27.
60. Довнарвич, С. В. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости осадок от нагрузок / С. В. Довнарвич, Д. Е. Польшин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 6. – С. 20 – 22.
61. Природа прочности песков и некоторые вопросы оценки песчаных оснований гидротехнических сооружений / Л. Д. Белый, И. В. Дудлер, Е. Ф. Мосьяков, А. Д. Потапов, В. А. Дуранте // Тр. к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М. : Стройиздат, 1973. – С. 246–247.
62. Довнарвич, С. В. Напряжения в основании под жесткими и гибкими фундаментами при первичном и повторном нагружениях / С. В. Довнарвич, А. А. Теняков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1987. – № 1. – С. 29 – 31.



63. Соломин, В. И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В. И. Соломин, С. Б. Шматков. – М. : Стройиздат, 1986. – 208 с.
64. Selvadurai, A. P. S. Plane strain contact stress distribution beneath a rigid footing resting on a soft cohesive soil / A. P. S. Selvadurai, R. H. Kempthorne // Canadian Geotechnical Journal. – 1980. – Vol. 17, N 1. – P. 114 – 122.
65. Кириллов, В. И. Приближенный учет зон пластических деформаций под жестким штампом / В. И. Кириллов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – № 4. – С. 2 – 5.
66. Eastwood, W. The Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Foundations on Sandy Soils / W. Eastwood, A. Struct // The Structural Engineering. – 1955. – Vol. 33, N 6. – P. 181 – 187.
67. Meyerhof, G. G. The Ultimate Bearing Capacity of Footings under Eccentric and Inclined Loads / G. G. Meyerhof // Proceedings 3-rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1953. – Zurich, Switzerland. – P. 440 – 445.
68. Muhs, H. Über das Verhalten beim Bruch, die Grenztragfähigkeit und die zulässige Belastung von Sand / H. Muhs (4 Bericht) H. Kahl, H. Muhs (5 Bericht) // Ergebnisse von Probelastungen auf großen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast in Sand DEGEBO. – 1961. – H. 14. – P. 1 – 98.
69. Беленя, Е. И. Исследование совместной работы оснований, фундаментов и поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий / Е. И. Беленя, А. В. Клепиков. – М. : Госстройиздат, 1957. – 59 с.
70. Purkayastha, R. D. Stability Analysis for Eccentrically Loaded Footings / R. D. Purkayastha, R. A. Char // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1977. – Vol. 102, N GT6. – P. 647 – 651.
71. Финаева, Т. И. Экспериментальное исследование взаимодействия круглого жесткого штампа с грунтовым основанием при действии внецентренной нагрузки / Т. И. Финаева, А. С. Канаян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 2. – С. 22 – 24.
72. Вронский, А. В. Влияние многократной повторной нагрузки на осадку и крен заглубленного фундамента. Фундаменты и основания в условиях статического и динамического нагружения / А. В. Вронский, В. Я. Ильиных, С. И. Яковлев // Тр. Ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – М., 1986. – Вып. 86. – С. 67 – 80.
73. Вронский, А. В. Осадки и крены заглубленного фундамента при многократно повторной нагрузке / А. В. Вронский, С. И. Яковлев // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. – М. : Стройиздат. – Т. 2. – С. 98–99.
74. Butterfield, R. The Non-Linear Load-Displacement response of Eccentrically Loaded Footings / R. Butterfield, M. Georgiadis // Bauforschung Baupraxis. – 1982. – Vol. 86. – P. 63 – 82.
75. Prakash, S. Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings / S. Prakash, S. Saran // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. – 1971. – Vol. 97, N SM1. – P. 95 – 117.
76. Кудрин, С. М. Устойчивость опор в грунтах / С. М. Кудрин. – М. : ОНТИ, 1936. – Ч. 1.

77. Прокофьев, И. П. Давление сыпучего материала и расчет подпорных стенок / И. П. Прокофьев. – М. : Гостройиздат, 1947.

78. Ремизников, Б. К. Новый метод исследования деформаций грунтов и некоторые его практические приложения / Б. К. Ремизников // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. – 1948. – Т. 36. – С. 90 – 106.

79. Лалетин, Н. В. Расчет жестких безанкерных шпунтовых стенок / Н. В. Лалетин. – М. : 1940. – 85 с.

80. Жемочкин, Б. Н. Опыты с моделями свай, работающих на горизонтальную нагрузку, в лабораторных условиях / Б. Н. Жемочкин // Исследования по теории сооружений. – М. : Гостройиздат, – 1949. – Вып. IV. – С. 275 – 285.

81. Разоренов, И. Ф. Экспериментальные исследования устойчивости одиночных фундаментов при действии горизонтальной нагрузки / И. Ф. Разоренов // Тр. ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования. – 1955. – Вып. 15. – С. 55 – 145.

82. Глушков, Г. И. Расчет сооружений, заглубленных в грунт / Г. И. Глушков. – М. : Стройиздат, 1977. – 295 с.

83. Кананян, А. С. Экспериментальные исследования работы оснований горизонтально-нагруженных стоек при различных размерах подземной части / А. С. Кананян, Ю. А. Соболевский, М. И. Никитенко // Строительные конструкции и теория сооружений. Основания и фундаменты, механика грунтов. – Минск, 1973. – Вып. 2. – С. 135 – 142.

84. Результаты модельных экспериментальных исследований давления грунта на поверхность коротких свай, нагруженных горизонтальными силами / В. В. Левенстам и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1971. – № 1. – С. 11 – 13.

85. Сорочан, Е. А. Исследования работы свайных кустов из буронабивных свай на горизонтальную нагрузку / Е. А. Сорочан, В. И. Быков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1976. – № 3. – С. 9 – 11.

86. Нарбут, Р. М. Исследование работы фундаментов при действии горизонтальной нагрузки / Р. М. Нарбут // Тр. ЛИИЖТ. – Вып. 241. – М.-Л. : 1965. – С. 82 – 102.

87. Hamza, M. The design of footings on cohesionless soil / M. Hamza, P. Groncy // Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen. – 1979. – Vol. 3. – P. 939 – 951.

88. Сергеев, И. Т. Экспериментальные исследования характера распределения напряжений под действием вертикальных и горизонтальных сил / И. Т. Сергеев, В. С. Глухов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1976. – № 1. – С. 30 – 32.

89. Филатов, А. В. Экспериментальные исследования эпюр контактного давления грунта и перемещений свай при горизонтальных нагрузках / А. В. Филатов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 1. – С. 32 – 34.

90. Wall and pile behavior-experiments, calculations / M. Boulon, R. Chambon, F. Darve et al. – France, Grenoble. Comportement d'un Pier-Essais, Calculs, 1976. – Vol. 2. – P. 423 – 426.

91. Комплексные исследования горизонтальных нагруженных свай в несвязных грунтах / Ю. М. Колесников, С. В. Курилло, С. Н. Девачев, В. Г. Фе-

доровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – № 1. – С. 10 – 12.

92. Буданов, В. Г. Напряженно-деформированное состояние основания горизонтально нагруженной стойки ВЛ / В. Г. Буданов // Энергетическое строительство. – 1975. – № 11. – С. 67 – 72.

93. Шапиро, Д. М. Математическое моделирование и методы расчета устоев автодорожных мостов : дис. ... д-ра техн. наук / Д. М. Шапиро. – М. : 1990. – 346 с.

94. Давиденков, С. Н. К вопросу о расчете устойчивости сооружений на нескольких основаниях / С. Н. Давиденков // Известия НИИ гидротехники, 1938. – Т. XXIII.

95. Vesic, A. S. Behavior of granular material under high stresses / A. S. Vesic, G. W. Clough // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. – 1968, – Vol. 94, N SM3. – P. 661 – 688.

96. Кананян, А. С. Экспериментальное исследование устойчивости оснований конечной толщины / А. С. Кананян // Тр. ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – 1971. – Вып. 61. – С. 19 – 32.

97. Рудницкий, Н. Я. Центробежное моделирование несущей способности насыщенного водой глинистого основания при наклонной нагрузке / Н. Я. Рудницкий, К. В. Малахова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 4. – С. 21–22.

98. Lebeque, Y. Pouvoir portant du sol sous une charge incline. Ann de L'Intitut Technique du Batiment et des Travaux Publics / Y. Lebeque // Serie Soils et Foundations. – 1972. – N 88. – S. 44.

99. Финаева, Т. И. Экспериментальное исследование взаимодействия круглого жесткого штампа с грунтовым основанием при действии внецентренной нагрузки / Т. И. Финаева, А. С. Кананян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 2 – С. 22 – 24.

100. Meyerhof, G. G. Bearing Capacity of Rigid Piles under Eccentric and Inclined Loads / G. G. Meyerhof, V. V. R. H. Sastry // Canadian Geotechnical Journal. – 1985. – Vol. 22, N 3. – P. 267 – 276.

101. Meyerhof, G. G. Pile Capacity for Eccentric Inclined Load in Clay / G. G. Meyerhof, A. S. Yalchin // Canadian Geotechnical Journal. – 1984. – Vol. 21. – P. 389 – 396.

102. Евдокимов, П. Д. Пути повышения экономической эффективности фундаментов с/х зданий с трехшарнирными рамами / П. Д. Евдокимов, Н. В. Жуков, П. Н. Кашкаров // Основания. Фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 4. – С. 3 – 6.

103. Евдокимов, П. Д. экспериментальное исследование несущей способности песчаного основания при эксцентричной наклонной нагрузке на штампы / П. Д. Евдокимов, П. Н. Кашкаров // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1979. – Т. 130. – С. 71 – 76.

104. Филатов, А. В. Исследование несущей способности коротких буронабивных свай с камуфлетным уширением / А. В. Филатов, Н. В. Бойко, В. И. Быков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 3. – С. 15 – 17.

105. Stateoznose pojedynezuch fundamentow stupowych / L. Baran, E. Dembicki, W. Odrobinski, T. Szaranice. – Warzama-Poznan, 1971. – 269 s.
106. Dembichi, E. A Contribution to the Tests on the Bearing Capacity of Stratified Subsoil under the Foundation / E. Dembichi, W. Odrobinski // Proceeding of the Eighth International Engineering, Moscow, 1973. – Vol. 13. – S. 61 – 64.
107. Schultze, E. Friction for Horisontally Loaded Footing in Sand and Gravel / E. Schultze, A. Horn // Geotechnique. – 1967. – N 17. – P. 329 – 347.
108. Иванов, П. Л. Экспериментальные исследования контактных напряжений под жестким штампом, воспринимающим наклонные нагрузки / П. Л. Иванов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 3. – С. 21 – 23.
109. Лавров, В. Н. Несущая способность ленточного фундамента при действии эксцентричной наклонной нагрузки / В. Н. Лавров, В. Г. Федоровский // Тр. института НИИ оснований и подземных сооружений. – 1987. – Вып. 88. – С. 105 – 115.
110. Михайлов, Ю. Б. Несущая способность оснований заглубленных фундаментов / Ю. Б. Михайлов // Тр. Союзморниипроекта. – 1980. – № 55. – С. 70 – 75.
111. Smith, J. M. Numerical Analysis of Deep Foundations / J. M. Smith // Numerical Methods in Geomechanics, Proc. NATO, 1981. – P. 187 – 201.
112. Turan Durgunoglu H. Effect of foundation embedment on stress and deformation distributions / Turan Durgunoglu H. // Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen. – 1979. – Vol. 3. – P. 925 – 928.
113. Chammar, A. V. Bearing capacity theory from experimental results / A. V. Chammar // Journal of the soil mechanics and foundation division. – 1972. – Vol. 98, N SM12. – P. 1311 – 1324.
114. Строганов, А. С. Прочность оснований и сооружений / А. С. Строганов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 3. – С. 23 – 27.
115. Зарецкий, Ю. К. Расчет буронабивных свай по предельным состоянием / Ю. К. Зарецкий, М. И. Карабаев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – № 5. – С. 12 – 15.
116. Завриев, К. С. Расчеты фундаментов опор глубокого заложения / К. С. Завриев, Г. С. Шпиро. – М. : Транспорт, 1970. – 215 с.
117. Будин, А. Я. Тонкие подпорные стенки / А. Я. Будин. – Л. : Стройиздат, 1974. – 191 с.
118. Будин, А. Я. Расчет многоанкерных подпорных стен на сплошном ползучем основании / А. Я. Будин, М. А. Гуринский // Устройство оснований и фундаментов в слабых и мерзлых грунтах : межвуз. сб. – Л. : ДИСИ, 1981. – С. 25 – 37.
119. Бухарин, Е. М. Проектирование фундаментов опор линий электропередачи / Е. М. Бухарин, Ю. А. Гарбия, Л. Э. Левин. – М. : Энергия, 1971. – 216 с.
120. Глушков, Г. И. Расчет сооружений, заглубленных в грунт / Г. И. Глушков. – М. : Стройиздат, 1977. – 295 с.
121. Жуков, Н. В. Сопротивления оснований фундаментных блоков таврового сечения воздействию наклонных нагрузок / Н. В. Жуков, В. Г. Буданов,

Л. В. Головачева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 3. – С. 16 – 18.

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

123. Клепиков, С. Н. Взаимодействие балки с нелинейно-неупругим неоднородным основанием во всем диапазоне нагружения / С. Н. Клепиков, Я. Е. Слободян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 4. – С. 22 – 24.

124. Свайные фундаменты / Н. М. Глотов, А. А. Луга, К. С. Силин, К. С. Завриев. – М. : Транспорт, 1975. – 432 с.

125. Снитко, Н. К. Практический способ расчета шпунтовых стенок / Н. К. Снитко // Экспериментально-теоретические исследования процессов упругопластического деформирования оснований и фундаментов. – Новочеркасск : НПИ, 1980. – С. 41 – 46.

126. Бартоломей, А. А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам / А. А. Бартоломей. – М. : Стройиздат, 1982. – 223 с.

127. Горбунов-Посадов, М. И. Давление грунта на жесткий заглубленный фундамент и свободные деформации котлована / М. И. Горбунов-Посадов, О. Я. Шехтер, В. А. Кофман // Тр. НИИ оснований. – 1954. – Вып. 24. – С. 39 – 80.

128. Жемочкин, Б. Н. Расчет упругой заделки стержня / Б. Н. Жемочкин. – М. : Стройиздат, 1948. – 57 с.

129. Ковтунов, В. В. Исследование характера нелинейных физических зависимостей несвязных грунтов / В. В. Ковтунов // Основания, фундаменты. – Киев : Будівельник, 1975. – Вып. 8. – С. 135 – 144.

130. Кофман, В. А. Распределение напряжений и деформаций от действия нагрузки по круговой площадке внутри грунта / В. А. Кофман, М. И. Горбунов-Посадов // Труды ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – М., 1977. – Вып. 68. – С. 83 – 111.

131. Лазарева, И. В. Расчет методом конечных элементов гибкой стенки, погруженной в грунт / И. В. Лазарева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1976. – № 2. – С. 27 – 29.

132. Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И. А. Симвулиди. – 4-е изд. – М. : Высшая школа, 1978. – 480 с.

133. Федоровский, В. Г. Расчет свай и свайных кустов на горизонтальную нагрузку по модели линейно деформируемого полупространства / В. Г. Федоровский, С. В. Курилло, Н. А. Кулаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 4. – С. 21 – 23.

134. Шеляпин, Р. С. Приближенное определение осадок жесткого круглого заглубленного фундамента / Р. С. Шеляпин // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – № 6. – С. 11 – 19.

135. Шехтер, О. Я. К расчету заглубленного жесткого фундамента / О. Я. Шехтер // Тр. НИИ оснований и фундаментов. – М. : Госстройиздат, 1956. – № 30. – С. 45 – 73.

136. Босаков, С. В. Расчет балок и плит на упругом основании с учетом разрыва сплошности и ползучести грунтового основания / С. В. Босаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 2. – С. 5 – 7.
137. Огранович, А. В. Расчет гибкой фундаментной стенки на горизонтальную нагрузку с учетом разрыва сплошности основания / А. В. Огранович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 6. – С. 7 – 9.
138. Бойко, И. П. Напряженно-деформированное состояние упругопластического дилатантного основания свайных фундаментов / И. П. Бойко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 3. – С. 28 – 30.
139. Бугров, А. К. Решение смешанных задач теории упругости и пластичности для различных схем оснований / А. К. Бугров, А. А. Зархи // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 2. – С. 16 – 19.
140. Иконин, С. В. Использование модели упругого полупространства для расчета коротких буронабивных свай на горизонтальную нагрузку / С. В. Иконин // Исследования свайных фундаментов : межвуз. сб. науч. тр. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 1988. – С. 103 – 107.
141. Программное обеспечение исследований по механике грунтов и фундаментостроению / Дж. У. Э. Миллиган, Дж. Т. Хоулби, Ю. Окиси и др. ; под ред. В. М. Лиховцева – М. : Стройиздат, 1981. – 528 с.
142. Domaschuk, L. Nonlinear Settlement Analysis by Finite Element / L. Domaschuk, P. Valliappan // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1975. – Vol. 101, N. GT7. – P. 601 – 614.
143. Dembicki, E. Stabilité des fondations des poteaux soumis a des moments / E. Dembicki, W. Odobinski, W. Cichy // Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. – 1977. – Vol. 30, N. 348. – S. 117 – 150.
144. Baquelin, F. Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles / F. Baquelin, R. Frank, Y. H. Said // Geotechnique. – 1987. – Vol. 27, N3. – P. 405 – 434.
145. Димов, Л. А. Определение модуля деформации грунта по результатам испытаний штампами по горизонтали / Л. А. Димов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – № 2. – С. 25 – 27.
146. Meyerhof, G. G. Lateral Resistance and Deflection of Rigid Walls and Piles in Layered Soils / G. G. Meyerhof, S. K. Mathur, A. J. Valsangkar // Canadian Geotechnical Journal. – 1981. – Vol. 18. – P. 159 – 170.
147. Ерхов М. И. Теория идеально пластических тел и конструкций / М. И. Ерхов. – М. : Наука, 1978. – 352 с.
148. Ермолаев, Н. Н. Надежность оснований сооружений / Н. Н. Ермолаев, В. В. Михеев. – Л. : Стройиздат, Ленинград. отд-ние, 1976. – 152 с.
149. Верюжский, Ю. В. Численные методы потенциала в некоторых задачах прикладной механики / Ю. В. Верюжский. – Киев : Вища школа, 1978. – 184 с.
150. Галин, Л. А. Контактные задачи теории упругости и вязкопластичности / Л. А. Галин. – М. : Наука, 1980. – 304 с.
151. Лиховцев, В. М. Перемещения и контактные давления для жестко-заглубленного штампа / В. М. Лиховцев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1976. – № 6. – С. 27 – 29.
152. Бухарин, Е. М. Проектирование фундаментов опор линий электропередачи / Е. М. Бухарин, Ю. А. Габрия, Л. Э. Левин. – М. : Энергия, 1971. – 216 с.

153. ВСН 01–76. Инструкция по расчету, проектированию, устройству оснований и фундаментов в сельскохозяйственных зданиях с трехшарнирными рамами. – М. : Минсельстрой СССР, 1976. – 96 с.
154. Леденев, В. В. Исследование вращения плоского заглубленного фундамента при действии наклонной эксцентричной силы / В. В. Леденев, М. Е. Соболевский. – М., 1980. – Рук. деп. в ВИНТИ. – № 1529-80. – С. 1 – 20.
155. Мирзабекян, Б. Ю. Несущая способность системы фундамент-основание при эксцентриситете и наклоне нагрузки / Б. Ю. Мирзабекян // Тр. ЦНИИЭП-сельстроя. – 1978. – № 11. – С. 37 – 53
156. Alarcon, E. Impedance of foundations using the boundary integral equation method / E. Alarcon, J. Dominguo // Impedance of Foundations, 1981. – N 5. – P. 473 – 483.
157. Milovic, D. I. Stresses and displacements in elastic layer due to inclined and eccentric load over a rigid strip / D. I. Milovic, G. Touzon, S. P. Tournier // Geotechnique, 1970. – Vol. 20, N 3. – P. 231 – 252.
158. Ставницер, Л. Р. Расчет предельного состояния связанных грунтов в поле сейсмических ускорений / Л. Р. Ставницер // Тр. ин-та ВНИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – 1984. – Вып. 82 – С. 13 – 45.
159. Соколовский, В. В. Статика сыпучей среды / В. В. Соколовский. – М. : Физматгиз, 1960. – 243 с.
160. Горбунов-Посадов, М. И. Давление грунта на жесткий заглубленный фундамент и свободные деформации котлована / М. И. Горбунов-Посадов, О. Я. Шехтер, В. А. Кофман // Тр. НИИ оснований. – 1954. – Вып. 24. – С. 39 – 80.
161. Босаков, С. В. Расчет балок и плит на упругом основании с учетом разрыва сплошности и ползучести грунтового основания / С. В. Босаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – № 2. – С. 5 – 7.
162. Бугров, А. К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / А. К. Бугров, Р. М. Нарбут, В. П. Сипидин. – 2-е изд, перераб. и доп. – Л. : Стройиздат, Ленинград. отд-ние, 1987. – 185 с.
163. Вялов, С. С. Некоторые проблемы механики грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов / С. С. Вялов. – 1970. – № 2. – С. 10 – 13.
164. Вялов, С. С. Напряженно-деформированное состояние неоднородных оснований с наклонными слабыми слоями / С. С. Вялов, А. К. Бугров, А. Н. Цеева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 2. – С. 18 – 21.
165. Гениев, Г. А. Динамика пластических и сыпучих сред / Г. А. Гениев, М. И. Эстрин. – М. : Стройиздат, 1972. – 216 с.
166. Гениев, Г. А. Вопросы механики нессыпучих тел / Г. А. Гениев, В. С. Лейтес. – М. : Стройиздат, 1981. – 160 с.
167. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – 3-е изд. – М. : Стройиздат, 1984. – 679 с.
168. Гольдин, А. Л. Упругопластическое деформирование основания с жестким штампом / А. Л. Гольдин, В. С. Прокопович, Д. Д. Сапегин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – № 5. – С. 25–26.
169. Деформируемость и прочность песчаного грунта в условиях плоской деформации при различных траекториях нагружения / Ю. К. Зарецкий, Э. И. Воронцов, Н. В. Мальшев, И. Х. Рамадан // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1981. – № 4. – С. 25 – 28.

170. Зарецкий, Ю. К. Статика и динамика грунтовых плотин / Ю. К. Зарецкий, В. Н. Ломбардо. – М. : Энергоавтомиздат, 1983. – 256 с.
171. Зарецкий, Ю. К. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками / Ю. К. Зарецкий, М. Ю. Гарицелов. – М. : Энергоавтомиздат, 1989. – 192 с.
172. Иванов, П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П. Л. Иванов. – М. : Высшая школа, 1985. – 352 с.
173. Малышев, М. В. Прочность грунтов и устойчивость сооружений / М. В. Малышев. – М. : стройиздат, 1980. – 136 с.
174. Николаевский, В. Н. Дилатансия и законы необратимого деформирования грунтов / В. Н. Николаевский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 5. – С. 29 – 32.
175. Николаевский, В. Н. определяющие уравнения пластического деформирования сыпучих сред / В. Н. Николаевский // Прикладная математика и механика. – 1971. – № 6. – С. 1070 – 1082.
176. Николаевский, В. Н. Механика пористых и трещиноватых сред / В. Н. Николаевский. – М. : Недра, 1984. – 232 с.
177. Николаевский, В. В. Механические свойства грунтов и теория пластичности. В кн. : Итоги науки и техники / В. Н. Николаевский // Механика твердого деформированного тела. – М., 1972. – Т. 6.
178. Пшеничкин, А. П. Практический метод расчета конструкций на стохастическом основании / А. П. Пшеничкин // Надежность и долговечность строительных конструкций. – Волгоград, 1974. – С. 6 – 26.
179. Соловьев, Ю. И. Жестко- и упругопластический анализ устойчивости и напряженно-деформированного состояния : автореф. дис. ... д-ра техн. наук в форме научного доклада / Соловьев Ю. И. – М., 1989. – 64 с. (МИСИ).
180. Тер-Мартirosян, З. Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований / З. Г. Тер-Мартirosян. – М. : Стройиздат, 1990. – 220 с.
181. Ухов, С. Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов / С. Б. Ухов. – М. : МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1973. – 118 с.
182. Ухов, С. Б. Исследование влияния включений на механические свойства горных пород методом математического моделирования эксперимента / С. Б. Ухов, А. Б. Конвиз // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. – М. : Стройиздат, 1987. – Т. 1. – С. 95 – 98.
183. Уэмер, Д. Теория потенциала / Д. Уэмер ; пер. с англ. – М. : Мир, 1980. – 134 с.
184. Федоровский, В. Г. Осадки поверхности клиновидного основания от действия сосредоточенной нагрузки / В. Г. Федоровский, И. А. Онопа // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – № 2. – С. 25 – 28.
185. Харр, М. Е. Основы теоретической механики грунтов / М. Е. Харр. – М. : Стройиздат, 1971. – 320 с.
186. Иконин, С. В. Контактное взаимодействие заглубленного штампа с основанием при произвольном статическом нагружении : Межвузов. сб. науч. тр. / С. В. Иконин ; под ред. В. М. Алексеева. – Воронеж, 1992. – С. 82 – 86.
187. Иконин, С. В. Использование модели упругого полупространства для расчета коротких буронабивных свай на горизонтальную нагрузку / С. В. Иконин // Исследования свайных фундаментов: Межвузов. сб. науч. тр. – Воронеж : Изд-во ВГУ, 1988. – С. 103 – 107.



### Часть 3

## НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЬНОЙ РАМЫ (ИССЛЕДОВАНИЯ И. Н. КУЗНЕЦОВА, ВЫПОЛНЕННЫЕ ПОД РУКОВОДСТВОМ АВТОРА)

### Глава 1. ВОПРОСЫ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ ОДНОЭТАЖНЫХ СТАЛЬНЫХ РАМ

#### 1.1. Фактические условия работы стальных рамных каркасов

Начало исследований действительной работы стальных каркасов производственных зданий было ознаменовано созданием Центрального научного института промышленных сооружений (ЦНИПС) во главе с Н. С. Стрелецким. С целью совершенствования методов проектирования лабораторией металлических конструкций ЦНИПС впервые в нашей стране начали проводиться обширные натурные экспериментальные исследования действительной работы несущих конструкций металлургических цехов и мостовых кранов [12].

Первые натурные испытания проводили С. А. Бернштейн, В. С. Туркин, А. И. Кикин и другие инженеры [27, 56]. В результате было выявлено значительное расхождение действительного распределения напряжений и перемещений в элементах конструкций, работающих в составе каркаса производственного здания, и расчетных данных. При этом действительные напряжения и перемещения оказывались, как правило, значительно меньше расчетных, что указывало на наличие значительных резервов несущей способности стальных каркасов.

Значение первых натурных испытаний стальных каркасов производственных зданий, проведенных в небывалых для того времени масштабах в условиях эксплуатации, чрезвычайно велико. Они дали первые представления о масштабах несоответствия действительной работы расчетным предположениям, указали на необходимость детального изучения рассматриваемого вопроса, способствовали созданию первых предпосылок по методике исследования, которая впоследствии преобразовалась в теоретический и статистический анализ происходящих явлений, основанный на экспериментальных данных [12].

Этой проблемой занимались многие ученые, в том числе Н. С. Стрелецкий [139, 140], Е. И. Беленя [7 – 13], Г. А. Шапиро [150 – 154], Л. В. Клепиков [58–59], Ю. В. Соболев [134], Г. И. Белый [14 – 22], А. В. Геммерлинг [46], В. В. Кузнецов [68 – 71], И. Д. Грудев [48], Б. А. Гарагаш [45], А. А. Петраков [104 – 106], Я. И. Ольков [96], А. А. Опланчук [97], Ф. Ф. Посельский [109 – 112], В. А. Балдин [6], Ю. И. Колмогоров [61 – 65], Ю. Л. Бучинский [31], Т. Н. Морачевский [91], П. Н. Троицкий [143], Я. Брудка [30], Т. Kabogí [173], T. W. Stelmack [181] и многие др. Большинство отечественных исследователей работало в ведущих в области строительной науки институтах нашей страны: ЦНИИпроектстальконструкции, ЦНИИСК, МИСИ и др. Изучение действительной работы стальных конструкций стало основой советской

школы и научного подхода к проектированию не только стальных каркасов производственных зданий, но и других видов сложных конструктивных комплексов.

Дальнейшим импульсом для развития науки о действительной работе зданий и сооружений послужили решения съезда КПСС в конце 70 – 80-х гг. XX в., направленных на развитие промышленности в основном за счет реконструкции существующих предприятий.

Вопросы действительной работы стальных каркасов до конца не изучены и, как считается многими исследователями, проблема эта неисчерпаема, что связано с постоянным изменением конструктивных форм и условий эксплуатации зданий. Со временем указанная проблема становится все более значимой, так как стальные каркасы производственных зданий превращаются в сложные конструктивные комплексы, а условия эксплуатации в связи с интенсификацией производства все более усложняются.

Беленя Е. И. отмечал [12], что квалифицировано оценить и спрогнозировать действительное состояние и дальнейшее поведение конструкции можно лишь основываясь на знаниях, полученных в результате ранее проведенных исследований. При их недостатке или отличиях схем конструкций необходимо проводить специальные тестовые испытания конструкций для выявления ее действительной работы и несущей способности в конкретных условиях, например, по методике, предложенной Ю. И. Колмогоровым [65].

Несмотря на значительный период времени, прошедший с основания ЦНИПС и начала проведения исследований действительной работы стальных каркасов, В. Н. Валь и Б. Ю. Уваров [32] отмечали существенные запасы несущей способности рамных каркасов, запроектированных по современным методикам и указывают на необходимость дальнейшего изучения данной проблемы.

## **1.2 Совместная работа рамных каркасов с грунтовым основанием, имеющим дефекты**

Результаты представленных в [161 – 163] многочисленных натурных исследований свидетельствуют о том, что повреждения колонн от силовых воздействий, например в виде усталостных трещин в сварных швах, потери общей и местной устойчивости элементов, практически отсутствуют. В зданиях наиболее характерными повреждениями колонн являются их отклонения от проектного положения и повреждения от местных механических и эксплуатационных воздействий.

Эглескалн Ю. С. в [161] указывал на то, что изменения геометрического положения колонн проявляются в виде отклонений их от вертикали в плоскости и из плоскости рам. При таких повреждениях, как правило, целостность сечений колонн не нарушается, однако они ведут к появлению дополнительных усилий как в самих колоннах, так и в других элементах каркаса здания.

В работе [162] отмечается, что первоначальные отклонения колонн, нередко обусловленные низким качеством монтажа, в дальнейшем усиливаются под воздействием нагрузок. Причиной отклонений колонн также являются осадки фундаментов. В результате проведенных замеров Ю. С. Эглескалн установил значительные отклонения верхних сечений колонн от вертикали

в плоскости рамы. Так для отдельных цехов указанное отклонение в 2,5–3 раза превышает допустимые нормами значения, а отклонения колонн из плоскости рам бывают значительно больше и имеют больший разброс. В результате статистической обработки данных было установлено, что с повышением интенсивности работы кранов и времени эксплуатации здания отклонения колонн увеличиваются.

В качестве примера в [162] рассмотрены конструкции отделения магнитных материалов мартеновского цеха № 1 Челябинского металлургического завода, колонны которого в процессе эксплуатации отклонились от вертикали. Причиной этого, по мнению исследователя, стали насыпные грунты, залегающие в основании фундамента. В заключение Ю. С. Эглескалн отметил, что для колонн всех производственных зданий характерны геометрические отклонения от проектного положения, выявляемые средствами геодезического контроля.

Котловым А. Ф. был проведен анализ точности изготовления стальных конструкций и монтажа основных элементов каркаса при строительстве четырех одноэтажных производственных зданий по результатам инструментального контроля [66]. Была выявлена настоятельная необходимость регулирования технологических и производственных процессов при изготовлении и установке стальных конструкций с целью повышения точности. В качестве основных характеристик точности геометрических параметров приняты среднее и среднеквадратическое отклонения (табл. 1.1). Указанные критерии точности изготовления строительных элементов и установки их в конструкциях зданий, полученные по результатам инструментального контроля, характеризуют уровень качества продукции по контролируемым параметрам.

Котлов А. Ф. подчеркивал, что выполненный контроль геометрической точности изготовления и монтажа стальных конструкций, определяющий уровень собираемости каркаса, указал на отклонения почти всех параметров от нормативных величин.

Среди основных причин возникновения отклонений, по мнению А. Ф. Котлова, является недооценка роли геодезических работ при монтаже конструкций, а также отсутствие единой технологии возведения фундаментов, обеспечивающей надежное закрепление болтов в процессе бетонирования, так как смещение опорных плит колонн, вызывает их отклонение от вертикали.

Посельским Ф. Ф. под руководством И. Д. Грудева проведен анализ влияния геометрических погрешностей каркаса на перераспределение усилий в колоннах поперечных рам типовых одноэтажных производственных зданий [112]. Результаты проведенных измерений выявили, что практически по всем нормированным показателям точности требования строительных норм не выдержаны (табл. 1.2). Число превышений отклонениями допусков норм достигает 70...80%, наибольшие величины отклонений до 6,6 раз превышают допустимое. Превышение допусков характерно для всех объектов, оно находится в примерном соответствии с данными обследований, проведенных другими исследователями. Это позволило сделать вывод, что значительные величины отклонений допущены не в результате ошибок отдельных монтажных организаций и особых воздействий в период эксплуатации, а явились следствием наличия объективных условий, снижающих точность монтажа, воздействий многих эксплуатационных факторов [112].

### 1.1. Систематизация А. Ф. Котловым отклонений ряда параметров

Контролируемые параметры	Количество замеров	Отклонения, мм			Вероятность распределения отклонений, %	
		среднее	среднее квадратическое	предельное (нормативное)	в допуске	вне допуска
Отклонение отметок бетонных фундаментов (и.с.)	83	10,0	51,6	-10; +0	8	92
Отклонение отметок верха анкерных болтов от проектного положения (и.с.)	240	0,5	27,2	+20; -0	27	73
Отклонение длины анкерных болтов (и.с.)	62	22	34	+30; -0	20	80
Смещение в плане анкерных болтов, расположенных вне контура опоры (и.с.)	449	0,1	17,8	±10	44	56
Отклонение отметки верха опорной плиты (к.з.)	60	11	5	1,5	2	98
Взаимное смещение опорных плит (к.з.)	88	0,4	2,4	1,3	41	59
Уклон опорных плит (к.з.)	69	0,1	1,9	0,7	28	72
Отклонение шага разбивочных осей (к.з.)	71	1,8	6,0	±3,0	37	63
Отклонение шага осей колонн (к.з.)	53	4,1	18,6	±10	40	60
Отклонение шага осей колонн (и.с.)	138	0,7	11,4	±10	62	38
Отклонение колонн от вертикали (и.с.)	303	0,7	15,5	15	68	32
Отклонение колонн от вертикали (к.з.)	57	-	27	15	42	58
Отклонение отметок подкрановых балок в поперечном разрезе пролета на опорах (и.с.)	163	-	8,0	15	94	6

Контролируемые параметры	Количество замеров	Отклонения, мм			Вероятность распределения отклонений, %	
		среднее	среднеквадратическое	предельное (нормативное)	в допуске	вне допуска
Отклонение отметок подкрановых балок на соседних колоннах вдоль ряда (и.с.)	303	–	7,6	12	88	12
Отклонение отметок подкрановых рельсов на соседних колоннах (и.с.)	100	–	7,5	12	90	10
Отклонение отметок подкрановых рельсов в разрезе пролета (и.с.)	52	–	10,4	15	84	16
Отклонение расстояний между осями подкрановых рельсов (и.с.)	54	2,0	5,2	±10	92	8
Смещение оси подкранового рельса с оси подкрановой балки (и.с.)	76	–	18	15	58	42
Отклонение колонн в плане (и.с.)	81	–	16	±5	24	76

Примечание. Характеристики геометрической точности приведены по результатам исполнительных съемок (и.с.) и контрольных замеров (к.з.).

Грудевым И. Д. и Посельским Ф. Ф. для анализа отклонений были использованы статистические методы. Важнейшими статистическими показателями являются среднее отклонение  $m(z)$ , показывающее наличие систематических составляющих погрешностей и среднеквадратическое отклонение  $S(Z)$  – случайная составляющая погрешностей. В таблице 1.2 положительные знаки при систематической составляющей соответствуют направлению отклонений в наружную сторону пролета поперечной рамы (для показателей точности в плоскости рам) и в сторону возрастания оси (для показателя точности из плоскости рам). Действительная величина среднеквадратического отклонения была определена с учетом погрешностей измерения и изготовления  $S_{изг}$  по формуле

$$S = \sqrt{S_n^2 + S_{изм}^2 + S_{изг}^2},$$

где  $S_n$  – величина среднеквадратического отклонения, вычисленная по результатам наблюдений.

Отклонения осей от вертикали  $H_k$  складывались из отклонений осей нижней  $H_{кн}$  и верхней  $H_{кв}$  частей. Из таблицы 1.2 видно, что в плоскости поперечных рам характерны направления  $H_k$  и  $H_{кв}$ , ориентированные во внутреннюю сторону пролета (на что указывают знаки «минус» при систематической составляющей). Это явилось результатом перемещения под действием постоянной нагрузки. Для  $H_{кн}$  преобладает ориентация в наружную сторону пролета, что также объясняется действием момента от постоянной нагрузки и, возможно, некоторого распора боковых сил от мостового крана. Невертикальности колонн из плоскости рам имеют как положительную, так и отрицательную направленность.

## 1.2. Систематизация $\Phi$ . $\Phi$ . Посельским отклонений ряда параметров

Вид неточности	Объект	Количество измерений	Отклонения, мм				% превышения допуска	Статистические характеристики	
			наименьшее $Z_{\min}$	наибольшее $Z_{\max}$	размах $R$	допустимое $\delta$		средние $m(z)$	СКО $S(z)$
Смещение базы колонны с разбивочной оси в плоскости рамы	ЯЗЗТ	24	-12	11	23	±5	38	0,50	5,19
	ЯГ1	40	-29	29	58		75	2,10	14,45
	ЯГ2	40	-53	45	98		80	-0,98	17,46
	Ф8	34	-16	17	33		56	-0,18	7,68
	Ф11	14	-15	15	30		50	-1,64	7,44
	Ф12	21	-24	23	47		76	-1,86	11,87
Смещение базы колонны с разбивочной оси из плоскости рамы	ЯЗЗТ	25	-14	20	34	±5	36	0	7,57
	ЯГ1	40	-29	33	62		70	2,68	13,21
	ЯГ2	36	-40	26	66		47	1,58	12,49
	Ф8	29	-25	23	48		59	-0,10	11,42
	Ф11	14	-26	26	52		64	2,0	13,80
	Ф12	30	-19	24	43		63	1,97	9,73

Вид неточности	Объект	Количество измерений	Отклонения, мм				% превышения допуска	Статистические характеристики	
			наименьшее $Z_{\min}$	наибольшее $Z_{\max}$	размах $R$	допустимое $\delta$		средние $m(z)$	СКО $S(z)$
Отклонение оси колонны от вертикали в плоскости рамы	ЯЗЗТ	24	-26	20	46	$\pm 15$	29	-2,50	13,45
	Ф8	34	-41	35	76	$\pm 24$	24	-3,35	21,21
	Ф11	14	-32	16	48	$\pm 22$	29	-10,14	13,97
	Ф12	21	-79	27	106	$\pm 35$	29	-19,14	35,12
Отклонение оси колонны от вертикали из плоскости рамы	ЯЗЗТ	25	-21	24	45	$\pm 15$	36	-0,48	13,30
	ЯГ1	40	-45	56	101	$\pm 20$	48	11,22	22,93
	ЯГ2	36	-24	51	75	$\pm 20$	53	20,86	18,26
	Ф8	29	-37	64	102	$\pm 24$	52	18,97	23,94
	Ф11	14	-31	16	47	$\pm 22$	21	-8,50	13,73
	Ф12	30	-47	47	94	$\pm 35$	17	0,13	24,76

Примечания:

1. Знаки показывают направление погрешностей:  
 – в плоскости рамы «+» – в сторону из пролета, «-» – во внутрь пролета;  
 – из плоскости рамы «+» – в сторону большей оси, «-» – в сторону меньшей оси.

2. Условные обозначения объектов: ЯЗЗТ – Якутский завод по ремонту землеройной техники, главный корпус, г. Якутск, 1985 год постройки; ЯГ1 – Якутская ГРЭС, I очередь, машинный зал, 1971 г.; ЯГ2 – Якутская ГРЭС, II очередь, машинный зал, 1974 г.; Ф12 – фабрика № 12, мельничный пролет в п. Удачный, 1978 г.; Ф8 – фабрика № 8, мельничный пролет в п. Айхал, 1971 г.; Ф11 – фабрика № 11, мельничный пролет в п. Удачный, 1974 г.

### 1.3. Способы и методы учета дефектов стальных рам и оснований

С целью изучения закономерностей перемещений внецентренно нагруженного фундамента относительно величины и характера внешних воздействий, а также выяснения влияния деформаций основания на работу колонн в 1950 – 1953 г. Е. И. Беленя и Л. В. Клепиковым были проведены крупномасштабные исследования на опытной установке [8]. В ходе исследований было

выявлено, что фундамент при нагрузке и при разгрузке работает с частичным отрывом от основания. Это явление наблюдалось в испытаниях свободно стоящей колонны при значительных нагрузках и эксцентриситетах, выходящих за пределы «ядра сечения» подошвы фундамента. Был рассмотрен отрыв фундамента от основания, с одной стороны, как особенность совместной работы основания и надземной конструкции, возникающая вследствие остаточных деформаций в элементах или сопряжениях этой конструкции; с другой стороны, как одну из особенностей совместной работы основания и фундамента, связанную с неравномерным развитием пластических деформаций в грунте при внецентренном загрузении фундамента.

Появление частичного отрыва после разгрузки влияет на перемещение фундамента при последующем загрузении. Если это загрузение производится с эксцентриситетом в сторону, противоположную оторвавшейся грани, то на первом этапе нагрузки наблюдается замедленный рост углов поворота, и обратно [8]. Это говорит о том, что имевшее место перед началом загрузения неплотное прилегание фундамента при увеличении нагрузки ликвидируется. Отмечено, что влияние пластических деформаций на осадку фундамента зависит, главным образом, от величины сжимающей силы, в то время как влияние пластических деформаций на угол поворота определяется, прежде всего, величиной момента.

Сравнение результатов испытаний фундамента, засыпанного боковым грунтом и без засыпки, показало, что наличие последней способствует увеличению модуля деформации основания на 30...40% [8]. Это объясняется тем, что боковой грунт оказывает сопротивление перемещению фундамента и, кроме того, является пригрузом, сдерживающим влияние пластических деформаций под углами фундамента.

Касательно расчетной схемы Л. В. Клепиков и Е. И. Беленя отмечали, что в поперечных рамах стальных каркасов наиболее вероятна такая работа колонн, когда центр поворота располагается ниже подошвы фундамента. Но в целях упрощения расчетной схемы авторы советовали принимать центр поворота на уровне подошвы фундамента [8]. Испытания показали, что в связи с деформациями основания действительные условия закрепления нижнего конца колонны коренным образом отличаются от условий, вытекающих из допущения о несжимаемости основания («жесткая заделка»). Колонна получает в уровне базы не только поворот, но и обусловленное им горизонтальное перемещение, что резко меняет схему ее работы под нагрузкой. Было выявлено, что влияние поворота фундамента приводит к снижению моментов в уровне базы на 54...66%, в уровне фундамента на 35...40%, относительно несжимаемого основания. При этом горизонтальное перемещение посередине высоты колонны увеличивается из-за поворота в 1,8–2,4 раза. Был сделан вывод, что деформации основания существенно изменяют напряженное состояние и перемещение колонны. Принципиально важным результатом совместной работы стало изменение моментов в уровне подошвы фундамента, а следовательно, и изменение напряженного состояния самого основания.

Рассмотрение Л. В. Клепиковым и Е. И. Беленя конструктивных поправок и графическое сопоставление расчетных упругих линий и эпюр моментов с опытным показало, что расчетная схема с шарниром в уровне фундамента



значительно лучше жесткой заделки отражает действительные условия совместной работы колонн с основанием. Отмечается, что учет деформаций основания представляет собой один из важнейших факторов приближения расчетных решений к действительной работе конструкций.

Грудев И. Д. и Посельский Ф. Ф. в работе [112] исследовали изменение изгибающих моментов в колоннах одноэтажных производственных зданий из-за неточности монтажа подкрановых конструкций (рельсы, подкрановые балки), что обуславливает смещение действительной оси передачи нагрузок от мостового крана с оси подкрановой ветви, следовательно, с оси колонны в целом. Одной из целей было выявление соответствия методик вычисления усилий в ветвях колонн [130] действительной картине распределения продольных усилий в ветвях колонн при фактических неточностях установки подкрановых конструкций. Были проведены практические испытания в натурных условиях в здании завода со стальным рамным каркасом пролетом 18 м и высотой 12 м. Проведен анализ влияния геометрических погрешностей каркаса на перераспределение усилий в колоннах поперечных рам типовых одноэтажных производственных зданий.

В системе статически неопределимой рамы одноэтажных производственных зданий внутренние усилия в сечении колонны являются функцией действующих нагрузок, пролета рамы, высоты ветвей колонны, жесткостных характеристик элементов, а также величины расцентровки нижней и верхней частей ступенчатой колонны. В каждом конкретном случае решение для указанных функций производится для рам с заданными характеристиками. Это связано как с большим разнообразием типоразмеров поперечных рам, так и с неизбежными погрешностями метода. Однако, И. Д. Грудев и Ф. Ф. Посельский предположили, что фактические погрешности эмпирической модели функции в вычислении величин усилий для исходной рамы и рамы с геометрическими погрешностями каркаса будут взаимно компенсироваться [112]. Ошибки в определении относительных величин дополнительных усилий будут малы. Это возможно при условии, если модель подобрана достаточно точно. Величины ошибок малы по сравнению с исходным усилием. Для однотипной модели величины ошибок в раме с ГПК и идеальной близки. Задача сводилась к отысканию выражения, связывающего величины дополнительного усилия, геометрических погрешностей и размерами элементов рамы.

В такой постановке для физически и геометрически нелинейной рамы задача практически неразрешима. Поэтому в работе [112] расчеты элементов рассмотрены в области упругой работы материала. Это упрощение не противоречит действительным условиям эксплуатации типовых металлоконструкций. Проведенные исследования действительной работы сквозных колонн одноэтажных производственных зданий показали подобие результатов расчета в упругой стадии с расчетами по более точным методам, когда предел пропорциональности близок к пределу текучести стали.

Результирующие моменты при наличии нескольких влияющих факторов Ф. Ф. Посельским определялись линейной комбинацией моментов от единичных нагрузок и несвершенств. Для величин исходных моментов используются линейные многомерные модели, представляющие собой каноническое разложение функций моментов по параметрам поперечной рамы:

$$M_k = b_{k0} + \sum_{j=1}^m b_{k1j} X_j, \quad (1.1)$$

где  $X_j$  – нормированная величина  $j$ -го параметра рамы ( $-1 \leq X_j \leq 1$ );  $b_{k0}$  – величина изгибающего момента в сечении стойки поперечной рамы с сочетанием основного уровня параметров ( $X_j = 0$ ) при  $k$ -м нагружении;  $b_{k1j}$  – величина изгибающего момента при  $X_j = 1$ , обусловленная изменчивостью  $j$ -го параметра рамы.

Для рам с различными факторами несовершенств находят дополнительные моменты  $\Delta M_k$ :

$$\Delta M_k = b_{k0} \left( \sum_{i=1}^n a_{k0i} Z_i \right) + \sum_{i=1}^n \left( \sum_{j=1}^m b_{k1j} a_{k1ji} X_j \right) Z_i, \quad (1.2)$$

где  $Z_j$  – величина  $i$ -го фактора;  $a_{k0i}$  – коэффициент дополнительного момента от  $i$ -го фактора в раме с параметрами нулевого уровня;  $a_{k1ji}$  – коэффициент дополнительного момента от  $i$ -го фактора при изменении  $j$ -го параметра рамы.

В ходе теоретических исследований И. Д. Грудевым и Ф. Ф. Посельским рассматривалась однопролетная одноэтажная рама со ступенчатými колоннами, жестко защемленными в фундаментах. Усилия определялись при двух вариантах сопряжения ригеля с колоннами: жестком и шарнирном. В качестве рассматриваемых отклонений были выбраны следующие: отклонения осей нижней и верхней частей одной из колонн от вертикали; смещение точек приложения нагрузок от мостового крана для одной из колонн. К последним может приводить смещение кранового рельса относительно осей подкрановых ветвей колонны, непараллельность торца опорного ребра и листа уступа колонны. Усилия в поперечной раме с различными сочетаниями отклонений при действии совокупности нагрузок определялись по принципу суперпозиции. Независимыми переменными в многомерных регрессионных моделях изгибающих моментов были длины и жесткости элементов поперечной рамы.

Грудев И. Д. и Посельский Ф. Ф. впервые получили линейные многомерные модели, связывающие значения изгибающих моментов с величинами геометрических погрешностей каркасов и размерами элементов рамы при различных видах нагружения [112]. Была разработана методика вероятностной оценки уровня дополнительных усилий в сечении колонны при наличии геометрических погрешностей каркаса. Выявлено, что продольные усилия в ветвях колонн от погрешностей геометрии каркаса обуславливаются дополнительными изгибающими моментами от постоянной и снеговой нагрузок, давления мостового крана. Были установлены величины дополнительных моментов в сечениях колонн от действия нагрузок постоянной величины при нормативных отклонениях. При учете изменчивости нагрузок коэффициенты вариации моментов, обусловленные случайными погрешностями составили 0,1...0,4% исходного коэффициента вариации, с учетом совместного действия случайных нагрузок, они не превысили 0,13%. При фактических величинах геометрических погрешностей каркаса эти показатели увеличиваются на порядок. В слу-

чае невыгоднейшего сочетания факторов величина наибольшего дополнительного момента от расчетного сочетания нагрузок составила 11,9% исходного момента, продольные усилия в ветви возросли на 3,5%. Для практических величин геометрических погрешностей каркаса увеличение продольных усилий достигает 11%.

Грудевым И. Д. и Посельским Ф. Ф. было предложено учитывать дополнительные усилия, возникающие в сечениях колонн при расчетах эксплуатирующихся одноэтажных производственных зданий введением коэффициента условий работы, равным 0,95.

Колмогоров Ю. И. отмечал [61 – 65], что вопрос учета податливости узлов весьма актуален, особенно, в связи с совершенствованием методов расчета строительных конструкций в части физической и геометрической нелинейности, учета влияния несовершенств в виде дефектов и повреждений, когда становится возможным учитывать индивидуальные свойства объекта. По мнению Ю. И. Колмогорова, наиболее точно решить задачу достоверной оценки деформативных свойств узловых сопряжений рам можно только экспериментальным путем. Для решения указанной задачи следует проводить не функциональный контроль с имитацией эксплуатационных воздействий, а специально организованное тестовое, пробное нагружение. В нем вызывают изменения определенного набора контролируемых величин, по которым производится оценка жесткости узловых сопряжений. Как правило, тестовые испытания менее трудоемки. Это создает необходимые предпосылки возможности выполнения измерений на множестве однотипных конструкций и получения достаточных статистик для учета случайных отклонений.

В работе [65] рассмотрены особенности контроля технического состояния эксплуатируемых строительных конструкций. Отмечено, что наиболее достоверная оценка технического состояния рамных конструкций получается, если перерасчет рам производить по расчетным схемам, учитывающим фактическую жесткость узловых сопряжений. Показано, что при наличии информации о количественных характеристиках деформативности узловых сопряжений рамных конструкций поверочный перерасчет с учетом действительной податливости узлов может выполняться по известным алгоритмам и программам с небольшой их корректировкой. В результате разработан экспериментальный способ в виде специальных тестовых испытаний и программы для определения податливости узлов обследуемых рамных конструкций.

Гарагаш Б. А. рассматривал [45] однопролетную одноэтажную раму с жесткими узлами, нагруженную внешними силами (рис. 1.1). Эпюра изгибающих моментов для рамы на жестком основании имеет вид, показанный на рис. 1.1, *а*. В действительности фундаменты рам расположены на деформируемом основании. Их осадки даже при равной нагрузке в силу неоднородности грунтового основания не одинаковы (рис. 1.1, *б*). Для рассмотрения принимается модель грунта по гипотезе местных деформаций с переменным коэффициентом жесткости, изменяющимся вдоль пролета рамы по закону

$$C(x) = C_0 - C_0 k_c \cos(\pi x / l), \quad (1.3)$$

где  $k_c$  – параметр неоднородности коэффициента жесткости (см. рис. 1.1, *в*).

В формуле (1.3) значение  $C(x)$  принято как для полосы шириной  $b_\phi$  идентично  $C(x)$  при расчете протяженных зданий. Размерность этого коэффициента жесткости –  $\text{кН/м}^2$ . Гарагаш Б. А. показал [45], что при расчете рам отпор грунта не распределен вдоль пролета рамы, а является удельным на единицу площади, например, в точке  $A$  удельный коэффициент жесткости основания составляет  $C_A^\phi = C_A/b_\phi$  и имеет размерность –  $\text{кН/м}^3$ . Для фундамента  $A$  по всей подошве необходимо рассматривать интегральный коэффициент жесткости грунта –  $C_{A,\text{инт}}^\phi = C_A a_\phi$ , который имеет размерность –  $\text{кН/м}$ .

Рассечем раму горизонтальной плоскостью и рассмотрим равновесие вертикальных сил, действующих на фундамент  $A$  (рис. 1.1,  $\varepsilon$ ). Усилие в стержне  $AC$

$$N_{AC} = (ql/2) - (12EI_2L/l^3) \Delta W \quad (1.4)$$

уравновешивается отпором грунта  $N_{\text{гр}}^A = C_{A,\text{инт}}^\phi W_A$ , который после преобразования представим в виде

$$N_{\text{гр}}^A = ql/2(1 - k_s^2). \quad (1.5)$$

Приравняв выражения (1.3) и (1.5), получим

$$\Delta W = (1/12)k_s^2 \delta_{u,p} W_0, \quad (1.6)$$

где

$$\delta_{u,p} = (C_0 l^3 a_\phi) / (EI_2 L') \quad (1.7)$$

относительная изгибная жесткость системы «основание–рама». В приведенных выражениях  $k_s$  – коэффициент неоднородности осадки грунтового основания. С небольшой погрешностью его можно принять численно равным значению  $k_c$ . Безразмерная величина  $L'$  характеризует отношения жесткостных параметров и размеров ригеля и стоек рамы. Их величины представлены на рис. 1.1,  $a$ .

При одновременном воздействии на раму внешней нагрузки и неравномерной осадки опор система внешних усилий на фундамент  $A$  состоит из внецентренно приложенной вертикальной силы  $N_{AC}$  с эксцентриситетом  $e_A$  и перерезывающей силы  $Q_A$  по верхнему обрезу (рис. 1.1,  $a$ ). Под воздействием момента относительно подошвы фундамента  $M = N_{AC}e_A + Q_A h_\phi$  эпюра отпора грунта становится наклонной с ординатами  $\sigma_{\text{max},\text{min}}^A = N_{AC}/A_\phi \pm (N_{AC}e_A + Q_A h_\phi)/W_\phi$ . Осадки краевых точек фундамента при этом определяются по формулам

$$W_{\text{max}}^A = \sigma_{\text{max}}^A b_\phi / C_A, \quad W_{\text{min}}^A = \sigma_{\text{min}}^A b_\phi / C_A. \quad (1.8)$$

Угол поворота фундамента  $A$  составит

$$\Theta_A = \frac{(W_{\max}^A - W_{\min}^A)}{a_\Phi} = \frac{12(N_{AC}e_A + Q_A h_\Phi)}{C_0(1 - k_s)a_\Phi^3}. \quad (1.9)$$

Решая совместно уравнения (1.3) и (1.9) и учитывая, что  $Q_A = Q_{AC} = 0,25ql^2k/h$ , будем иметь для  $\Theta_A$  и для  $\Theta_B$

$$\Theta_A = \frac{6W_0}{a_\Phi^2(1 - k_s)} \left[ \frac{l}{a_\Phi} \left( e_A + \frac{h_\Phi}{2} \frac{l}{h} \right) - 2e_A k_s^2 \right]; \quad (1.10)$$

$$\Theta_B = \frac{6W_0}{a_\Phi^2(1 - k_s)} \left[ \frac{l}{a_\Phi} \left( e_B + \frac{h_\Phi}{2} \frac{l}{h} \right) - 2e_B k_s^2 \right], \quad (1.11)$$

где эксцентриситеты приложения вертикальных сил равны

$$e_A = \left( \frac{ql^2k}{12} + \frac{6EI_1\mu L'\Delta W}{hl} \right) / \left( \frac{ql}{2} - \frac{12EI_2\mu L'\Delta W}{l^3} \right); \quad (1.12)$$

$$e_B = \left( \frac{ql^2k}{12} - \frac{6EI_1\mu L'\Delta W}{hl} \right) / \left( \frac{ql}{2} + \frac{12EI_2\mu L'\Delta W}{l^3} \right). \quad (1.13)$$

Эпюры дополнительных изгибающих моментов от поворотов фундамента  $A$  и  $B$  представлены на рис.1.2,  $\bar{b}$ ,  $\bar{в}$ . Окончательные значения изгибающих моментов получаются суммированием эпюр  $a$ ,  $\bar{b}$  (рис. 1.1) и  $\bar{b}$ ,  $\bar{в}$  (рис. 1.2).

Значения ординат эпюры « $\bar{b}$ »:

$$M_A = \alpha[(3 + 2\mu)k + 3\mu L']\Theta_A; \quad M_C = \alpha\mu[(k - 3L']\Theta_A;$$

$$M_B = \alpha[(3 + 2\mu)k - 3\mu L']\Theta_A; \quad M_D = \alpha\mu[(k + 3L']\Theta_A.$$

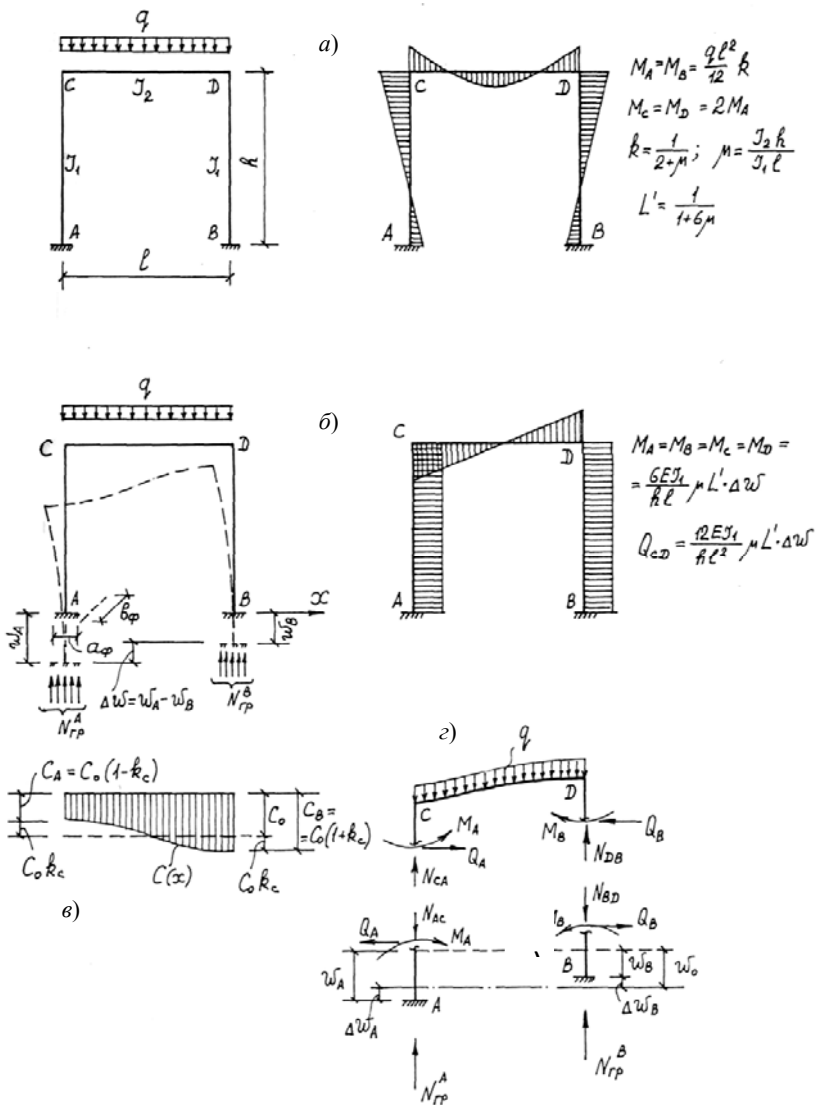
Значения ординат эпюры « $\bar{в}$ »:

$$M_A = \alpha[(3 + 2\mu)k - 3\mu L']\Theta_B; \quad M_C = \alpha\mu[(k + 3L']\Theta_B;$$

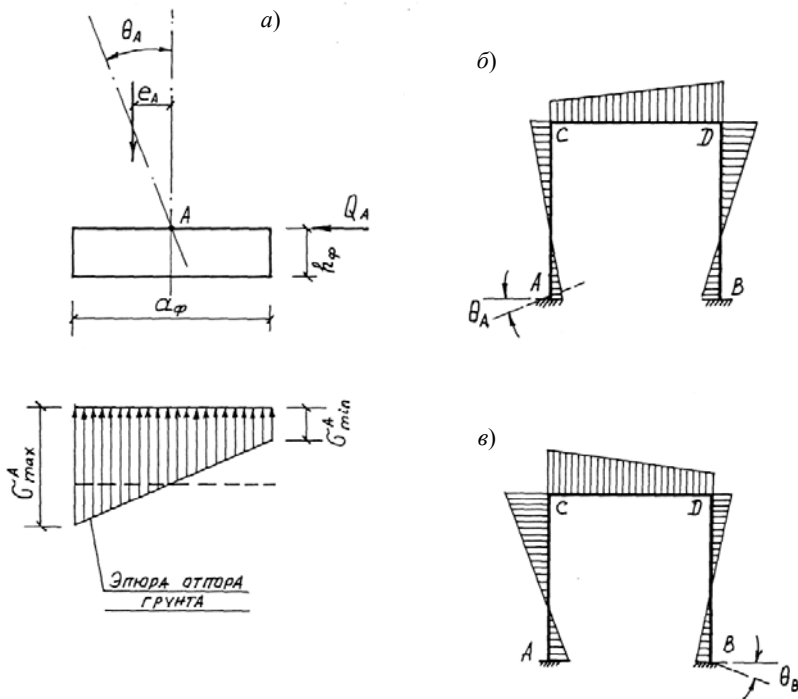
$$M_B = \alpha[(3 + 2\mu)k + 3\mu L']\Theta_B; \quad M_D = \alpha\mu[(k - 3L']\Theta_B;$$

$$\alpha = EI_1 / h.$$

Гарагаш Б. А. обращает внимание на то, что практически во всех формулах усилий и деформаций в явном или неявном виде присутствует основная характеристика – относительная изгибная жесткость системы «основание–рама», определяемая с учетом среднего значения коэффициента жесткости основания  $C_0$  при вертикальной передаче нагрузки на фундамент. В реальных условиях вертикальная нагрузка приложена к обрезу фундамента с эксцентриситетом.



**Рис. 1.1. Взаимодействие рамы с грунтовым основанием:**  
 а – недеформируемое основание;  
 б – неравномерное оседание опор;  
 в – изменение коэффициента жесткости основания по длине рамы;  
 г – схема сил, действующая на элементы рамы

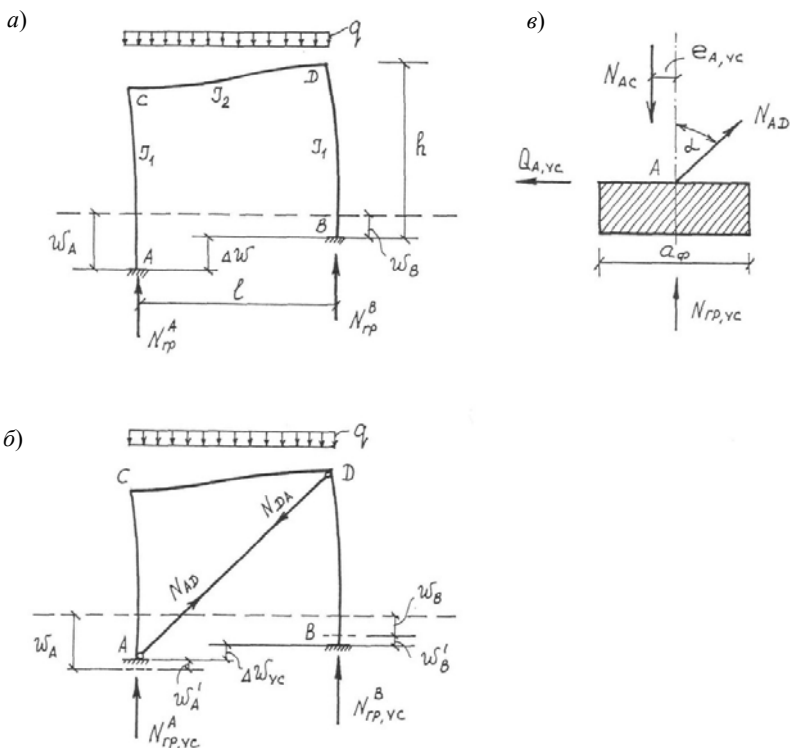


**Рис. 1.2.** Поворот фундамента  $A$  вследствие податливости основания ( $a$ ), эпюры изгибающих моментов в раме от поворота фундаментов  $A$  и  $B$  ( $б, в$ )

Из работы В. В. Леденева [87] следует, что величины деформаций отдельно стоящих фундаментов (осадка, крен) могут изменяться в несколько раз в зависимости от относительного заглубления подошвы фундамента и эксцентриситета приложения вертикальной силы. Это делает необходимым внесение соответствующих изменений в значение коэффициента жесткости основания и, как следствие, совместной работы основания с сооружением, – в параметры напряженно-деформированного состояния элементов рамы.

Влияние перерезывающей силы на увеличение податливости основания также существенно и в значительной степени зависит от относительного заглубления подошвы фундамента [87].

При неравномерных перемещениях фундаментов, приводящих к повреждениям элементов рамы, возникает необходимость усиления. Усиливать можно как отдельные компоненты системы (элементы, узлы), так и всю структуру рамы в целом. В качестве примера усиления рамы в целом Б. А. Гарагаш приводит пример с деформированной однопролетной одноэтажной рамой с жесткими узлами (рис. 1.3), усиливаемую диагональным элементом с регулированием напряжений в нем, закрепленным к узлам рамы шарнирно.



**Рис.1.3.Взаимодействие рамного каркаса с деформирующимся основанием:**  
 а – деформированная рама до усиления; б – то же, после усиления;  
 в – равновесие фундамента А

При создании усилий в тяже  $AD$  вертикальная нагрузка на фундамент А уменьшается. Фундамент А приподнимается на величину  $W'_A$ . С фундаментом по оси В происходит обратный процесс. Он догружается вертикальной составляющей силы  $N_{DA}$ , и его осадка увеличивается на  $W'_B$ .

Гарагаш Б. А. в [45] обращает внимание на то, что при установке тяжа меняется степень статической неопределенности рамы, ее эквивалентная жесткость, эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки и, как следствие, значение коэффициента жесткости основания. Таким образом, усиленная рама на деформируемом основании с активным воздействием на него регулированием напряжений в элементах усиления является системой с явно выраженной конструктивной нелинейностью. Вертикальные силы, приложенные к фундаменту по оси А (рис. 1.3, в), находятся в равновесии. В отличие от (1.5), усилие в стрягине  $AC$  зависит от разницы осадок  $\Delta W'_{yc}$ :



$$N_{AC} = (ql/2) - (12EI_2L'/l^3)\Delta W_{yc}, \quad (1.14)$$

а уравнивающее усилие отпора грунта уменьшается на величину потери реакции основания из-за подъема фундамента на величину  $W'_A$ :

$$N_{гр,yc}^A = N_{гр}^{AC} - C_{гр,инт}^A W'_A. \quad (1.15)$$

Обозначая отношение  $W'_A/W_A = \gamma_A$ , с учетом (1.15) получим

$$N_{гр,yc}^A = 0,5ql(1 - k_s^2) - qa_\phi\gamma_A. \quad (1.16)$$

Приравнявая (1.15) и (1.16), получим выражение для скорректированной вследствие произведенного усиления разницы осадок фундаментов  $A$  и  $B$ :

$$\Delta W_{yc} = k_s^2 \delta_{yc,p} W_0 / 12, \quad (1.17)$$

где относительная жесткость системы «разгруженное основание–усиленная рама» определяется по формуле

$$\delta_{yc,p} = \delta_{u,p}(1 + 2a_\phi\gamma_A/l - A_{AD}\sigma_{AD} \cos\alpha / qk_s^2 a_\phi). \quad (1.18)$$

В отличие от относительной изгибной жесткости системы «основание–рама»  $\delta_{u,p}$  (1.7) выражение  $\delta_{yc,p}$  не является только изгибным параметром, имеющим в своей структуре только изгибные геометрические характеристики сечений стержней рамы  $I_1$  и  $I_2$ . Третий член в скобках выражения (1.18) отражает влияние на относительную жесткость системы продольных деформаций тяжелой усиления. А так как величину напряжений в этих тяжах можно при необходимости менять, параметр  $\delta_{yc,p}$ , является регулируемым. Особая важность этого регулирования, по мнению автора [45], проявляется при аварийных или предаварийных нештатных ситуациях, таких как оседание земной поверхности при горных выработках или аварийных просадках отдельных фундаментов.

В работах С. А. Варечкина и О. В. Евдокимцева [34 – 40] рассмотрены вопросы совместной работы П-образных стальных рам с песчаным основанием. Установлены зависимости между видом, жесткостью узлового сопряжения ригеля со стойками и формой деформирования рамы. При шарнирном сопряжении ригеля со стойкой отмечено значительное влияние случайных не учитываемых факторов на деформации стоек. Получены эмпирические зависимости параметров НДС стоек и плоского перемещения фундаментов от величины и схемы нагружения рамы, плотности основания, заглубления фундаментов и жесткости сопряжения элементов рам.

При использовании результатов экспериментальных исследований НДС рам для проектирования несущих стальных рам реальных сооружений применены правила простого подобия [40]. Область применения полученных результатов ограничена выполнением следующих условий – масштабы всех безразмерных величин (модули упругости, коэффициент Пуассона материала

модели и натурального сооружения) равны единице, а все величины, имеющие одинаковую размерность, должны иметь одинаковый масштаб моделирования. Так как  $E_M = E_H$ , то  $\sigma_M = \sigma_H$  и

$$\frac{\sigma_M}{E_M} = \frac{\sigma_H}{E_H}; \quad \mu_M = \mu_H; \quad \varepsilon_H = \varepsilon_M; \quad \frac{U_M}{X_M} = \frac{U_H}{X_H},$$

где  $\sigma$  – напряжение;  $E$  – модуль упругости;  $\mu$  – коэффициент Пуассона;  $U$  – перемещения;  $X$  – координата контрольного сечения;  $\varepsilon$  – относительная деформация; индексы «н» и «м» относятся к натуре и модели, соответственно.

Установлена зависимость фибровых напряжений в сечениях стоек рамы модели и оригинала [40], описываемая уравнением

$$\sigma = f(x; h; l; q; \mu'; \bar{\varphi}; \lambda_f; I_r; I_{col}; E; E_0; \gamma; a; b; c; \varphi), \quad (1.19)$$

где  $x$  – координата сечения стойки;  $h$  – высота стойки;  $l$  – длина ригеля;  $q$  – нагрузка на ригель;  $\bar{\varphi}$  – мера угловой податливости узла сопряжения ригеля со стойкой;  $\lambda_f$  – заглубление фундамента;  $I_r, I_{col}$  – моменты инерции ригеля и стойки;  $E_0$  – модуль деформации основания;  $a, b$  – размеры фундамента;  $c$  – удельное сцепление;  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $E$  – модуль упругости стали;  $\gamma$  – удельный вес основания;  $\mu'$  – коэффициент приведения к расчетной длине стойки.

Для получения безразмерных комплексов был выполнен критериальный анализ уравнения (1.19) с использованием свойств критериев подобия. Уравнение (1.19) представлено в виде

$$\sigma = f[(x, h); (h; l; I_r; I_{col}); (a, b, \lambda_f; c; \varphi_1; \gamma); (E; I_{col}; \mu; h); \bar{\varphi}; (q, l); E_0]. \quad (1.20)$$

Введены основные влияющие параметры:

$N_u = f(a, b; \lambda_f; c; \varphi; \gamma)$  – несущая способность фундамента;

$\sigma_{cr} = f(E; I_{col}; h; \mu)$  – критические напряжения центрально-сжатой колонны;

$N = f(q; l)$  – условная симметричная нагрузка на ригель;

с их учетом

$$\sigma = f[(x, h); (h; l; I_r; I_{col}); N_u; \sigma_{cr}; (E, l); N; E_0; \bar{\varphi}]. \quad (1.21)$$

Используя свойство критериев (возможность умножения и деления друг на друга и на постоянные безразмерные величины), получены

$$\sigma = f\left[\left(\frac{x}{h}\right); \left(\frac{I_r h}{I_{col} l}\right); \bar{\varphi}; \sigma_{cr}; \frac{N}{N_u}; E_0\right], \quad (1.22)$$

где

$$N_u = b' l (N_\gamma \xi_\gamma b \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1 b + N_c \xi_c c_1); \quad \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu h)^2}; \quad N = ql. \quad (1.23)$$

Влияние модуля деформации основания  $E_0 = f$  (вид грунта,  $\gamma; \lambda_f$ ) учитывается при определении  $N_u$ , а также ввиду того, что уровень нагруженности

оснований фундаментов в модели и натуре будет одинаков ( $N/N_n$ ). Применение при проектировании экспериментальных зависимостей расширяется благодаря тому, что при изменении отношения погонных жесткостей ригеля и стойки до 30% значения фибровых деформаций изменяются всего до 5% [40].

#### 1.4. Влияние дефектов основания и жесткости узлов на действительную работу стальных рам

Неточности монтажа конструкций, эксплуатационные дефекты, изменения характеристик грунтов основания выражаются в отклонении стоек от вертикали, изменении расстояния между осями элементов и появлении разности отметок фундаментов. В результате внецентренность усилий приводит к появлению дополнительных изгибающих моментов.

Дополнительные внутренние силовые факторы от неточностей монтажа колонн каркасных зданий исследованы в работе В. Е. Сно [131 – 133]. Вводя понятие эквивалентной погрешности  $D^*$  он определил дополнительные усилия от совместного влияния переломов осей и эксцентриситетов в стыках колонн:

$$D_1^* = 10^{-3} \sqrt{\left(A^* \Pi_{пр} / h_k\right)^2 + \left(B^* \mathcal{E}_{пр}\right)^2}, \quad (1.24)$$

где  $\Pi_{пр}$  и  $\mathcal{E}_{пр}$  – приведенные величины переломов осей колонн и эксцентриситетов с учетом геодезических ошибок, неточностей изготовления изделий, нанесения рисок и т.д.;  $h_k$  – высота колонн;  $A^*$  и  $B^*$  – коэффициенты распределения усилий, зависящие от геометрических размеров и принятой расчетной схемы соответственно при воздействии сил от переломов колонн и от эксцентриситетов.

Дополнительное силовое воздействие находится через величины эквивалентных погрешностей монтажа по линейной зависимости

$$\Phi(N) = ND^*. \quad (1.25)$$

Сно В. Е. сделал вывод о том, что если не проверять конструкции на дополнительные воздействия, например, от погрешностей монтажа, то возникает опасность превышения расчетным воздействием величины расчетной несущей способности конструкции. Предложено отразить принципы оценки погрешностей монтажа колонны через силовые воздействия в нормах по допускам. Однако, в [133] не проводились исследования зависимости величин коэффициентов  $A$  и  $B$  от жесткостных характеристик и размеров конструкций. Это не позволяет использовать результаты работы при оценке усилий в аналогичных каркасах с другими характеристиками сечений и размеров длин элементов.

Учет влияния случайных геометрических несовершенств элементов на внутренние усилия в одноэтажной раме со стойками постоянного сечения проводился В. А. Штерензоном [160], где рассматривалось случайное искривление оси стойки и ее смещение под действием нагрузок. Однако здесь не рассматривались погрешности типа начальных отклонений осей колонн от вертикали, фактические величины которых существенно больше по сравнению с перемещениями верха колонн под нагрузкой.

Кикиным А. И. [56] и Шапиро Г. А. [150] проведены экспериментальные исследования смещений верха ступенчатых колонн под нагрузками в действующих цехах. Однако исследование колонн при фактических отклонениях, значительно превосходящих нормируемые, не производились.

В колоннах одноэтажных производственных зданий внутренние усилия при отклонениях от вертикали являются функцией большого числа факторов: нагрузок, размеров, жесткостей элементов и др. Наиболее объективной оценкой уровня дополнительных усилий предполагается знание их величин при разнообразных сочетаниях этих факторов. Требуется проведение численного анализа статистическими методами разных схем поперечных рам и поиска эмпирических моделей определения усилий. Такой подход с использованием методов планирования эксперимента к анализу изгибающих моментов в сечениях рам был применен М. А. Ямпольским [165].

Экспериментальные исследования колонн проводили обычно на моделях и, в основном, преследовали цели определения несущей способности, совершенствования конструктивных решений узлов, проверки принятой методики расчета. Для проверки расчетных предпосылок принятых при анализе дополнительных усилий требуется проведение натуральных испытаний при фактических отклонениях элементов от проектного положения.

### **Выводы по главе 1**

В результате проведенного анализа выявлено, что в большинстве эксплуатируемых зданий имеются какие-либо дефекты. Вопрос этот изучали многие исследователи, а полученные данные систематизировали. В большинстве работ причинами возникновения дефектов в стальных каркасах одноэтажных зданий называются неточности монтажа, усугубляемые со временем различными эксплуатационными факторами. Анализ как отечественных, так и зарубежных источников выявил недостаточную изученность зависимостей дополнительных внутренних усилий стальных каркасов от перемещений фундаментов при наличии дефектов грунтового основания с учетом жесткости узловых сопряжений.

В связи с изложенным, сформулирована основная цель диссертации – разработка метода расчета стальных П-образных рам на деформируемом основании, имеющем дефекты, на основе крупномасштабных экспериментальных исследований.

Для достижения поставленной цели требуется решить следующие задачи:

- экспериментально исследовать влияние дефектов основания и жесткости узлов сопряжения ригеля со стойками на внутренние усилия в элементах стальных П-образных рам, характер их деформирования и перемещения фундаментов;
- получить функциональные зависимости, описывающие изменение напряженного состояния стоек стальных П-образных рам на основании с дефектами, современным методом и выполнить их практическую реализацию;
- разработать общий подход к определению внутренних усилий в элементах стальных П-образных рам и их расчету с использованием поправочных коэффициентов влияния, учитывающих дефекты основания и особенности рамной конструкции.

## Глава 2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

### 2.1. Постановка задачи

Согласно многолетней практике строительства и эксплуатации зданий несовершенства разного рода неизбежно возникают на всех стадиях возведения и эксплуатации строительных объектов. При оценке и вычислении действительного напряженно-деформированного состояния (НДС) стальных однопролетных одноэтажных рамных каркасов выявление и определение этих факторов является важнейшей задачей.

Проведено свыше 25 серий экспериментов с пятикратной повторностью (125 опытов). Получено около 5,7 тысяч величин напряжений и 7 тысяч перемещений в контрольных точках моделей.

### 2.2. Планирование, подготовка и проведение экспериментов

#### 2.2.1. Силовое оборудование и приборное обеспечение опытов

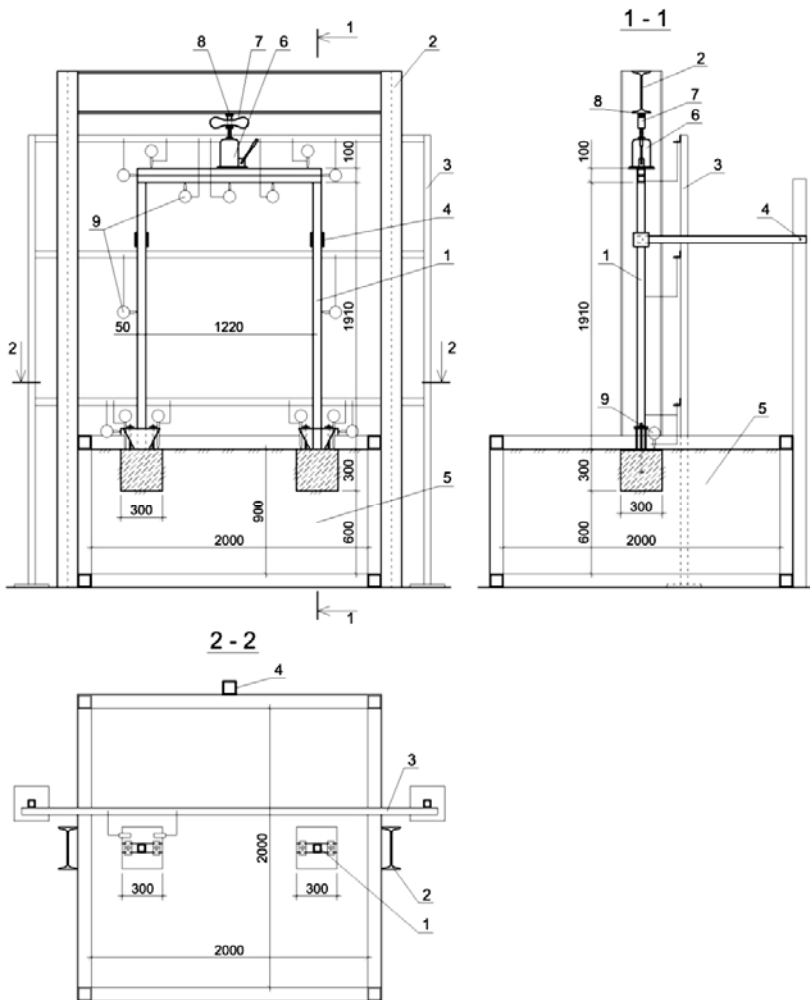
Практические исследования моделей стальных рам проводили на полойно уплотненном маловлажном мелкозернистом песчаном основании. Установка для проведения испытаний состоит из пространственного металлического лотка размерами 2×2×1,2 м, жесткой упорной балки, независимой реперной рамы, системы связей из плоскости и испытываемой модели с фундаментами (рис. 2.1 и 2.2). Экспериментальная установка была разработана С. А. Варечкиным, О. В. Евдокимцевым [34 – 40] и усовершенствована И. Н. Кузнецовым под руководством В. В. Леденева [76].

Перемещения элементов моделей в контрольных сечениях определяли индикаторами часового типа ИЧ-10 по ГОСТ 577–68 (рис. 2.3). Индикаторы ИЧ-10 крепили к независимой реперной раме, которая была установлена на расстоянии, исключающем влияние экспериментальной установки.

Напряжения, возникающие в элементах моделей, определяли с использованием петлевых проволочных тензометров сопротивления (рис. 2.3), изготовленных на заводе «Опытных конструкций, изделий и оборудования», со следующими характеристиками: тип – II, база – 10 мм, сопротивление –  $201 \pm 0,5$  Ом. Значения сопротивления тензометров фиксировались при помощи прибора АИД-4 и переводились в напряжения по формуле

$$\sigma = \frac{\Delta k}{S} E, \quad (2.1)$$

где  $\Delta$  – разность значений сопротивления тензометров по прибору АИД-4 при разных степенях нагружения;  $k$  – эмпирический коэффициент, определяемый в ходе тестовых лабораторных испытаний тензометров сопротивления;  $S = 2,01$  коэффициент чувствительности тензометров;  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа – модуль упругости стали.

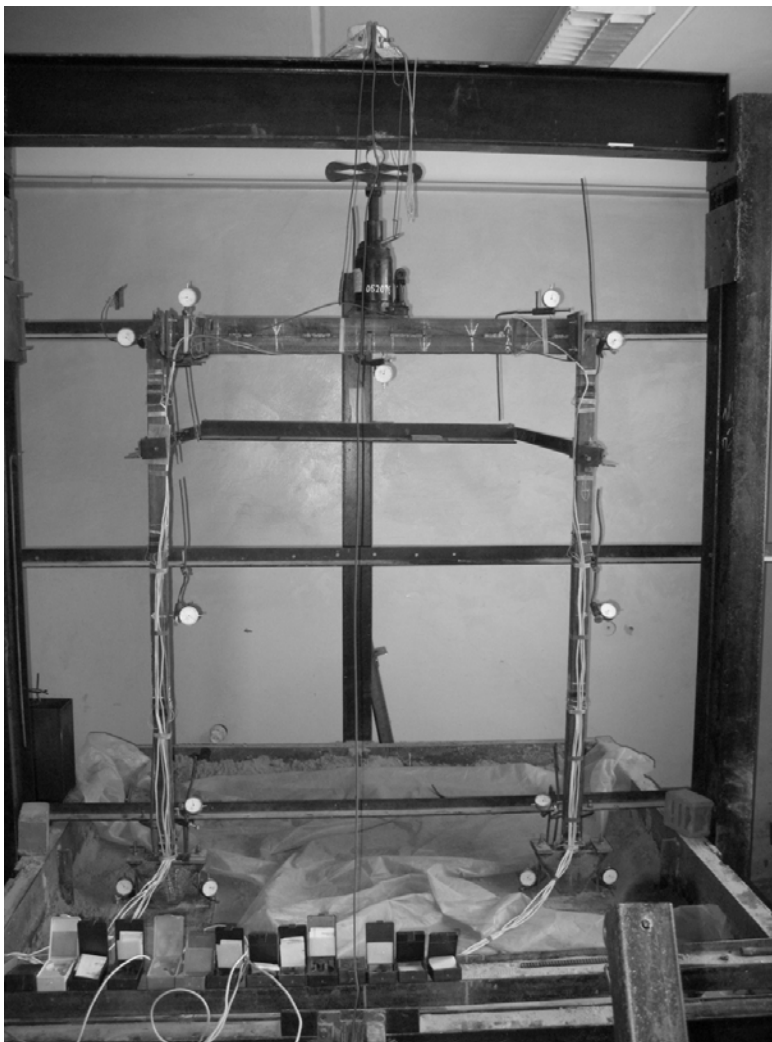


**Рис. 2.1. Схема экспериментальной установки:**

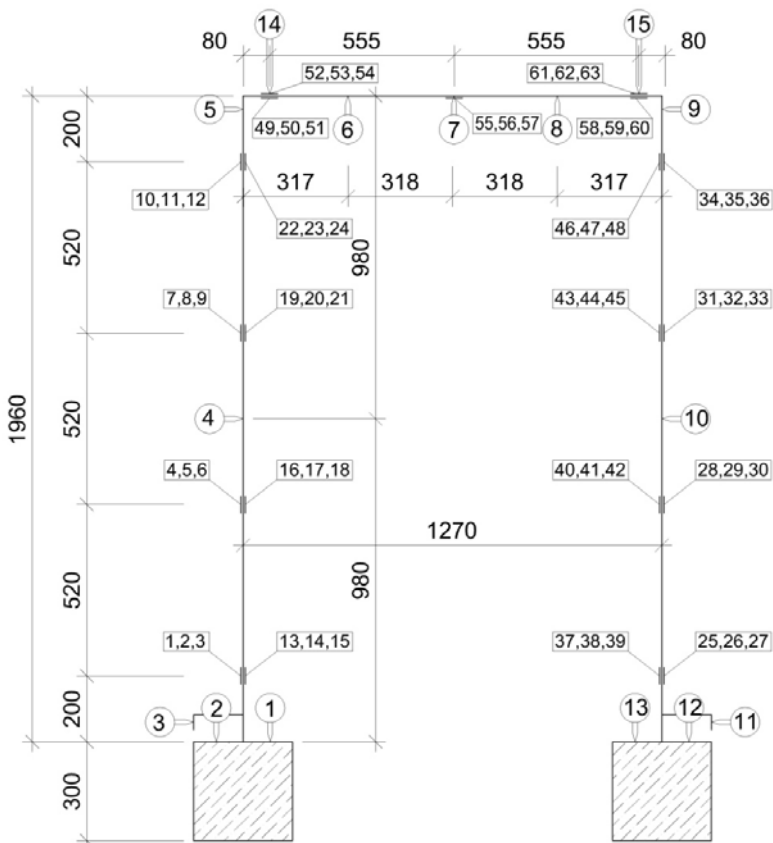
1 – испытуемая модель; 2 – упорная конструкция; 3 – реперная рама; 4 – система связей из плоскости; 5 – песчаное основание; 6 – гидравлический домкрат; 7 – динамометр; 8 – шарнир; 9 – индикаторы часового типа (ИЧ-10)

Вертикальную нагрузку на модель создавали гидравлическим домкратом ТН920001 и увеличивали ступенями по 5 кН ( $F_{\max} = 30$  кН). Конечные показания приборов снимали при условной стабилизации деформаций (0,01 мм/ч) [50, 54]. Испытания проводили при нагрузках, не вызывающих пластических деформации.

ций в элементах конструкций, например, осредненный коэффициент использования сечения ригеля по значениям изгибающего момента составляет 0,95. Контроль величины вертикальной нагрузки, передаваемой на модель, производили при помощи динамометра ДОС-5 по ГОСТ 9500–75, установленного между упорной балкой и гидравлическим домкратом. Положение испытуемой рамы в пространстве выверяли при помощи отвеса и строительного уровня.



**Рис. 2.2.** Общий вид экспериментальной установки



**Рис. 2.3. Геометрическая схема модели рамы с расположением и нумерацией индикаторов часового типа (ИЧ-10) и проволочных тензометров сопротивления**

Для сохранения геометрической неизменяемости конструкции из плоскости модели применяли систему связей из металлических уголков. Между домкратом и динамометром, передающими нагрузку на модель, устанавливали шаровые шарниры.

Основные буквенные обозначения, принятые в настоящей работе:  $s$  (мм),  $u$  (мм),  $i$  (рад) – осадка, горизонтальное перемещение, крен фундаментов, соответственно;

$a = b = h_f = 0,3$  (м) – стороны фундамента;

$X_c = s/(ai)$ ,  $Z_c = (u/ai)$  – относительные координаты мгновенных центров вращения фундаментов;



$\Delta X_c = X_c^{\text{def}} / X_c^0$ ,  $\Delta Z_c = Z_c^{\text{def}} / Z_c^0$  – изменение координат мгновенных центров вращения фундаментов при наличии (def) и отсутствии дефектов грунтового основания (0);

$N$  – усилие, действующее на фундамент;

$N_u$  – несущая способность основания;

$d_f$  – глубина заложения фундамента;

$\lambda = d_f / a$  – относительное заглубление фундамента;

$\lambda_{\text{left}}$ ,  $\lambda_{\text{right}}$  – относительное заглубление левого и правого фундаментов, соответственно;

$\rho$  (г/см<sup>3</sup>) – плотность грунта основания;

$\rho_{\text{left}}$ ,  $\rho_{\text{right}}$  (г/см<sup>3</sup>) – плотность грунта под левым и правым фундаментами, соответственно;

$L = 1,27$  м и  $H = 1,96$  м – пролет и высота рамы, соответственно;

$E = 2,06 \cdot 10^5$  (МПа) – модуль упругости стали;

$F$  (кН) и  $M$  (кН·м) – вертикальная сила и изгибающий момент, соответственно;

$S_f$  – узловая жесткость сопряжения ригеля со стойками;

$\sigma$  (МПа) – нормальные напряжения (2.1);

$e_i$  – эксцентриситет приложения вертикальных сил;

$e_{0i} = e_i / L$  – относительный эксцентриситет приложения вертикальных сил.

### 2.2.2. Обоснование и основные параметры стальной рамной модели

Стальные элементы рамной модели были выполнены из равнополочных уголков L50×5 мм по ГОСТ 8509–93, сталь С235 ( $R_y = 235$  МПа,  $R_m = 360$  МПа) по ГОСТ 27772–88. Сечение стоек выполнено сварным из двух уголков, имеет коробчатую форму размером 50×55 мм (рис. 2.4). Сечение ригеля выполнено сварным из четырех уголков, имеет коробчатую форму размером 55×100 мм (рис. 2.5). Геометрические характеристики сечений элементов модели представлены в табл. 2.1 и 2.2. Сварные швы выполнены прерывистыми электродами Э-42 по ГОСТ 9467–75 ручной дуговой сваркой с катетом 4 мм.

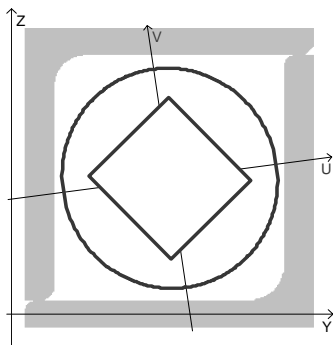


Рис. 2.4. Сечение стойки

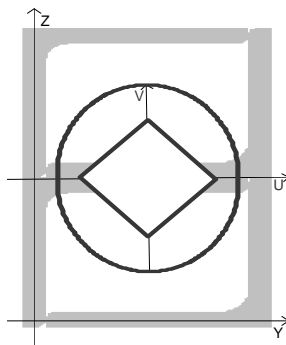


Рис. 2.5. Сечение ригеля

## 2.1. Геометрические характеристики сечения стойки

Обозначение	Параметр	Значение	Единицы измерения
$A$	Площадь поперечного сечения	9,60	см <sup>2</sup>
$\alpha$	Угол наклона главных осей инерции	7,76	град
$I_y$	Момент инерции относительно центральной оси $Y1$ параллельной оси $Y$	39,37	см <sup>4</sup>
$I_z$	Момент инерции относительно центральной оси $Z1$ параллельной оси $Z$	33,59	см <sup>4</sup>
$I_t$	Момент инерции при свободном кручении	0,74	см <sup>4</sup>
$i_y$	Радиус инерции относительно оси $Y1$	2,03	см
$i_z$	Радиус инерции относительно оси $Z1$	1,87	см
$W_u$	Момент сопротивления относительно оси $U$	12,89	см <sup>3</sup>
$W_v$	Момент сопротивления относительно оси $V$	11,75	см <sup>3</sup>
$W_{pl, u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси $U$	17,77	см <sup>3</sup>
$W_{pl, v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси $V$	16,42	см <sup>3</sup>
$I_u$	Максимальный момент инерции	39,48	см <sup>4</sup>
$I_v$	Минимальный момент инерции	33,48	см <sup>4</sup>
$i_u$	Максимальный радиус инерции	2,03	см
$i_v$	Минимальный радиус инерции	1,87	см
$a_u$	Ядровое расстояние вдоль оси $Y(U)$	1,22	см
$a_v$	Ядровое расстояние вдоль оси $Z(V)$	1,34	см
$y_m$	Координата центра масс по оси $Y$	2,75	см
$z_m$	Координата центра масс по оси $Z$	2,50	см
$I_p$	Полярный момент инерции	72,96	см <sup>4</sup>
$i_p$	Полярный радиус инерции	2,76	см
$W_p$	Полярный момент сопротивления	19,63	см <sup>3</sup>

## 2.2. Геометрические характеристики сечения ригеля

Обозначение	Параметр	Значение	Единицы измерения
$A$	Площадь поперечного сечения	19,20	см <sup>2</sup>
$\alpha$	Угол наклона главных осей инерции	0,85	град
$I_y$	Момент инерции относительно центральной оси $Y1$ параллельной оси $Y$	187,18	см <sup>4</sup>
$I_z$	Момент инерции относительно центральной оси $Z1$ параллельной оси $Z$	78,75	см <sup>4</sup>
$I_t$	Момент инерции при свободном кручении	1,48	см <sup>4</sup>
$i_y$	Радиус инерции относительно оси $Y1$	3,12	см
$i_z$	Радиус инерции относительно оси $Z1$	2,03	см
$W_u$	Момент сопротивления относительно оси $U$	37,14	см <sup>3</sup>
$W_v$	Момент сопротивления относительно оси $V$	27,88	см <sup>3</sup>
$W_{pl, u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси $U$	47,76	см <sup>3</sup>
$W_{pl, v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси $V$	35,44	см <sup>3</sup>
$I_u$	Максимальный момент инерции	187,20	см <sup>4</sup>
$I_v$	Минимальный момент инерции	78,72	см <sup>4</sup>
$i_u$	Максимальный радиус инерции	3,12	см
$i_v$	Минимальный радиус инерции	2,03	см
$a_u$	Ядровое расстояние вдоль оси $Y(U)$	1,45	см
$a_v$	Ядровое расстояние вдоль оси $Z(V)$	1,93	см
$y_m$	Координата центра масс по оси $Y$	2,50	см
$z_m$	Координата центра масс по оси $Z$	4,75	см
$I_p$	Полярный момент инерции	265,92	см <sup>4</sup>
$i_p$	Полярный радиус инерции	3,72	см
$W_p$	Полярный момент сопротивления	46,60	см <sup>3</sup>

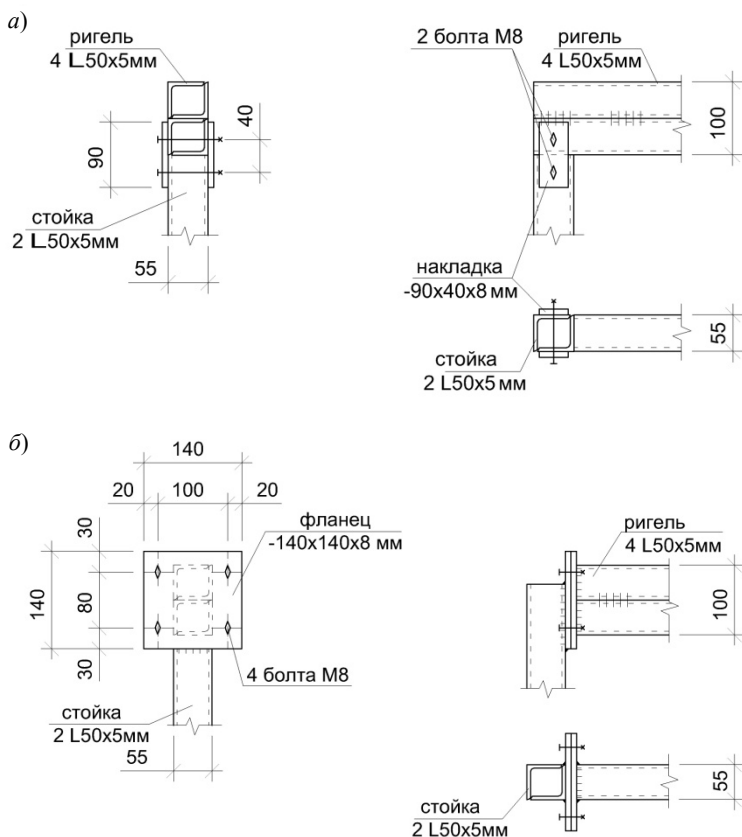
Выбор указанных сечений элементов испытуемой модели обусловлен соблюдением подобия с несущими рамами реальных зданий. Для этого отношение погонных жесткостей должно находиться в установленном пределе, который определен тем, что при изменении отношения погонных жесткостей ригеля и стойки до 30% значения внутренних напряжений получают изменения

до 5%. Границы варьирования отношения погонных жесткостей для применения экспериментальных данных равны

$$n = (I_{\text{rig}} LE) / (I_{\text{col}} HE) = 2,4 \dots 4,0,$$

где  $I_{\text{rig}} E$ ,  $I_{\text{col}} E$  – жесткости ригеля и стоек, соответственно;  $H$ ,  $L$  – высота и пролет рамы, соответственно.

Рамные модели имели три вида узловых сопряжений ригеля со стойками: шарнирное, податливое и жесткое (рис. 2.6). Шарнирный узел сопряжения запроектирован свободным опиранием ригеля на стойку. Ограничителями линейных смещений элементов служат две стальные пластины с минимальным растяжением болтами.



**Рис. 2.6. Конструкции узлов сопряжения ригеля со стойкой:**  
*а* – шарнирный; *б* – податливый; *в* – жесткий

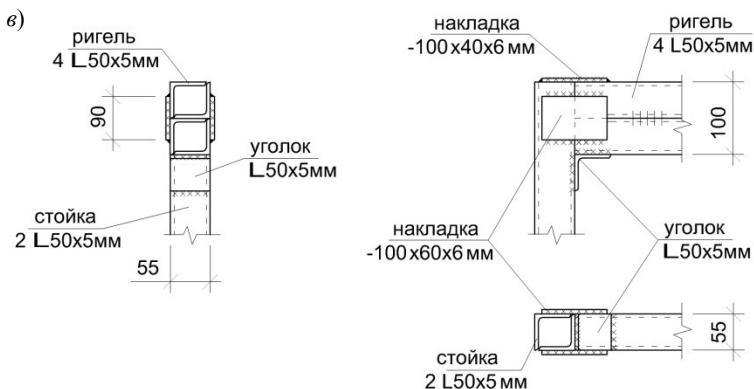


Рис. 2.6. Окончание

Податливый узел сопряжения запроектирован фланцевым на болтах точности В по ГОСТ 7798–70 класса 5.6 ( $R_{byn} = 300$  МПа,  $R_{bun} = 500$  МПа,  $R_{bs} = 210$  МПа). Соприкасающиеся поверхности фланцев фрезеровали, закрутку болтов производили до полного исчезновения каких-либо просветов.

Жесткий узел сопряжения запроектирован опиранием ригеля на опорный уголок, приваренный к стойке. Соединение ригеля со стойками обеспечивается приваренными сверху и сбоку стальными накладками.

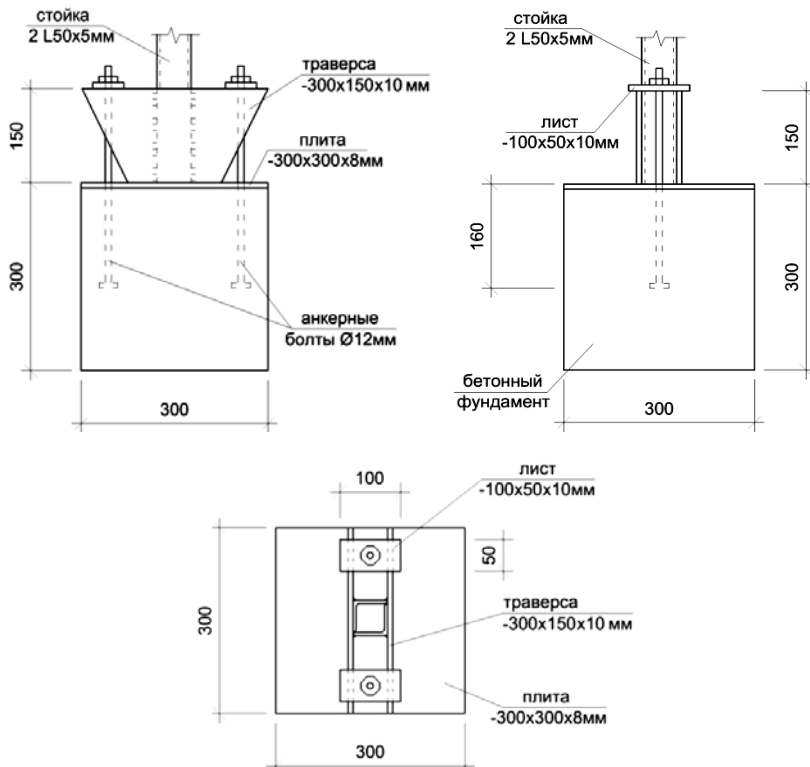
Сопряжение стоек с фундаментами во всех экспериментах жесткое. Передача изгибающих моментов от стойки фундаменту осуществляли посредством траверс и фундаментных болтов (рис. 2.7). Фундаменты моделей имеют форму куба с размерами  $300 \times 300 \times 300$  мм (рис. 2.7) и изготовлены из бетона В15. Траверсы и распределительные плиты выполнены из стали Ст3пс2, анкерные болты  $\varnothing 12$  мм – из стали Ст3пс2 по ГОСТ 24379–80.

### 2.2.3. Физико-механические характеристики и подготовка грунтового основания

В экспериментах использовали песок из Красненского карьера г. Тамбова. Гранулометрический состав песка представлен в табл. 2.3.

Песок – мелкий. Степень неоднородности по Хазену  $C_u = d_{60}/d_{10} = 2,6$  – пески однородные. Коэффициент сортировки по П. И. Фадееву  $S_p = d_{90}/d_{10} = 4,2$  – пески квазиоднородные, параметр неоднородности по В. Д. Мелентьеву  $\Pi = d_{50} d_{90} / d_{10} = 0,99$  – песок однородный.

Плотность твердых частиц –  $2,65$  г/см<sup>3</sup>. Насыпная плотность песка в воздушно-сухом состоянии  $\rho_n = 1,52$  г/см<sup>3</sup> ( $e = 0,88$  – коэффициент пористости). Модуль деформации песка определяли в компрессионном приборе при плотности грунта в ходе проведения экспериментов  $\rho = 1,65$  г/см<sup>3</sup> ( $e = 0,73$ ). Угол внутреннего трения  $\varphi$  определяли в сдвиговом приборе.



**Рис. 2.7. Конструкция базы стойки**

Основные характеристики грунтов, определенные лабораторными методами, приведены в табл. 2.4.

Просеянный и увлажненный песок уплотняли ручными трамбовками слоями по 10 см до  $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ . Требуемая плотность основания достигалась определенным числом ударов трамбовки по одному следу сбрасываемой с одинаковой высоты. После каждого опыта песок убирали и укладывали заново, толщинаменяемого слоя песка под подошвой фундамента равнялась 60 см.

### 2.3. Гранулометрический состав

Размеры частиц, мм	10...2	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05
Зерновой состав, %	0,1	1,8	14,5	21,4	58,7	3,2	0,3

## 2.4. Физико-механические характеристики грунта

Вид грунта	Плотность, г/см <sup>3</sup>		Влажность, ω	Коэффициент пористости, e	Степень влажности, S <sub>r</sub>	Угол внутреннего трения, φ, град	Удельное сцепление c, кПа	Модуль деформации E, МПа
	Твердых частиц, ρ <sub>s</sub>	Грунта, ρ						
Песок мелкий средней плотности	2,65	1,65	0,08	0,73	0,29	29	–	18

Несущая способность основания в соответствии с п. 5.6.11 [136]:

$$N_u = b'l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) = 22,5 \text{ кН},$$

где  $b' = l' = 0,3 \text{ м}$  – приведенные размеры фундамента;  $N_\gamma = 11,09$ ,  $N_q = 16,85$ ,  $N_c = 28,26$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 5.10 [136];  $\gamma_I = \gamma'_I = 16,5 \text{ кН/м}^3$  – расчетные значения удельного веса грунтов, находящихся в пределах возможной призмы выпирания, соответственно, ниже и выше подошвы фундамента;  $c_I = 0$  – расчетное значение удельного сцепления грунта;  $d = 0,3 \text{ м}$  – глубина заложения фундамента;  $\xi_\gamma = 0,75$ ,  $\xi_q = 2,5$ ,  $\xi_c = 1,3$  – коэффициенты формы фундамента.

### 2.2.4. Состав и основные параметры экспериментов

С целью изучения влияния разных дефектов грунтового основания и несимметричного приложения нагрузок на НДС стальных рамных каркасов проведены серии экспериментов (табл. 2.5 и рис. 2.8). Принято деление стоек с фундаментами относительно центральной оси модели на левые и правые (табл. 2.5). Экспериментальные исследования проведены при участии О. В. Евдокимцева, А. В. Вахонина, В. Н. Елагина, И. Н. Лаврентьева [72 – 82].

Эксперименты с разной плотностью оснований проводили при симметричном приложении вертикальной нагрузки (рис. 2.8, б). Разная плотность оснований  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$  и  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$  достигалась разным числом ударов трамбовки.

Разное заглубление фундаментов  $\lambda_{\text{left}} = 1$  и  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$  обеспечивали установкой фундаментов модели на основание с разностью отметок 1,5 см (рис. 2.8, в). При этом вертикальные силы прикладывали симметрично.

При наличии зазора между наружной гранью одного фундамента и обратной засыпкой нагружение выполнялось симметричным с установкой фундаментов на одинаковых отметках (рис. 2.8, г). Для создания зазора к внешней

границы фундамента приставляли пластину толщиной 1,5 см, затем засыпали грунт с уплотнением вокруг фундамента и извлекали пластину.

Несимметричное приложение нагрузки (рис. 2.8, а) проводили с эксцентриситетами  $e_{01} = 0,125$  и  $e_{02} = 0,25$ , полученными смещением нагружающего элемента (домкрата) относительно центральной оси модели рамы.

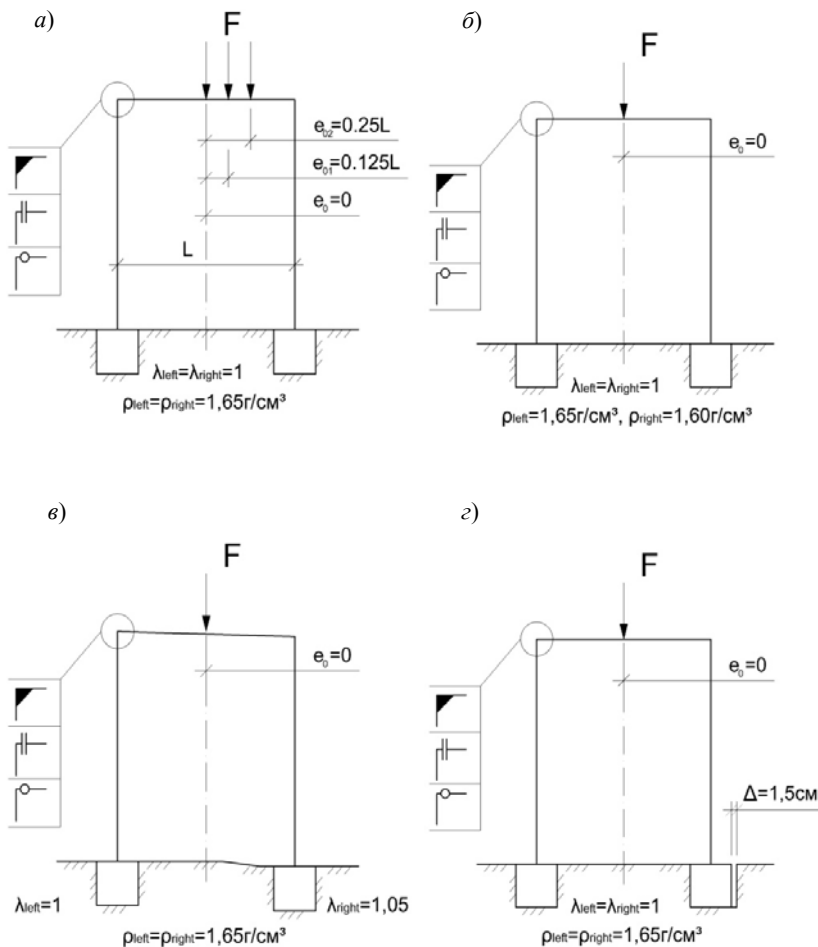
Перед каждым опытом песок удаляли из лотка на глубину 60 см ниже подошвы фундамента модели и уплотняли слоями по 10 см металлическими трамбовками. Таким образом в каждом опыте основание имело одинаковые начальные характеристики.

## 2.5. Состав и основные параметры практических экспериментов

№ серии эксперимента	$F_{\max}$ , кН	$e_{0i}$	$\rho_{\text{left}}$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_{\text{right}}$ , г/см <sup>3</sup>	$\lambda_{\text{left}}$	$\lambda_{\text{right}}$
<i>Модели рам с шарнирным соединением ригеля со стойками</i>						
1	30	0	1,65	1,65	1	1
2		0,125				
3		0,25				
4						
5		0		1,65		1,05
6*						1
<i>Модели рам с податливым соединением ригеля со стойками</i>						
7	30	0	1,65	1,65	1	1
8		0,125				
9		0,25				
10						
11		0		1,65		1,05
12*						1
<i>Модели рам с жестким соединением ригеля со стойками</i>						
13	30	0	1,65	1,65	1	1
14		0,125				
15		0,25				
16						
17		0		1,65		1,05
18*						1

Примечание. Эксперименты со знаком \* выполнены при наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой.





**Рис. 2.8. Виды экспериментов:**

*a* – одинаковые характеристики оснований обоих фундаментов при нагружении с эксцентриситетами разной величины; симметричные нагружения; *б* – с разной плотностью оснований под фундаментами; *в* – с разным заглублением фундаментов; *з* – при наличии зазора между фундаментом и обратной засыпкой

### 2.3. Математическая обработка экспериментальных данных

Задача установления зависимостей между многими изменяющимися в процессе эксперимента параметрами весьма сложна и трудоемка [1 – 3, 18, 26, 40, 48, 55, 85, 93, 148, 172]. В качестве выходной информации представляют,

в большинстве случаев, громоздкие таблицы или развернутые эмпирические формулы с коэффициентами, значения которых определяют по графикам или таблицам, что весьма трудоемко [42]. Такие экспериментальные зависимости с трудом внедряются в практику проектирования, что сдерживает развитие методов расчета на основе научно-исследовательских работ.

В настоящей работе предлагается обработка и использование экспериментальных данных с помощью современного математического инструмента – нейронные сети. Рассматривая программные средства, реализующие идею нейронных сетей, автор остановил свой выбор на программном продукте Neuro Solutions корпорации Neuro Dimension, предоставляющей возможность бесплатного ознакомления и работы со своими продуктами. Выбор данной программы связан с простотой ее использования и возможностью визуализации всех этапов обработки информации и создания нейронной сети. Для каждого эксперимента на выходе выдаются матрицы весовых коэффициентов. Значения их могут быть вписаны в структуру нейронной сети, созданной другими программными средствами. Это позволяет использовать полученные данные в любых других программных средствах, реализующих нейронные сети.

### *2.3.1. Нейронные сети как инструмент обработки экспериментальных данных*

Нейронные сети используются в качестве самостоятельных систем представления знаний. В практических приложениях они выступают, как правило, в качестве одного из компонентов системы управления либо модуля принятия решений, передающих результирующий сигнал на другие элементы, не связанные непосредственно с искусственной нейронной сетью. Выполняемые сетью функции можно распределить на несколько основных групп: аппроксимации и интерполяции, распознавания и классификации образов, сжатия данных, прогнозирования, идентификации, управления, ассоциации [98].

В каждом из названных приложений нейронная сеть играет роль универсального аппроксиматора функции от нескольких переменных [98], реализуя нелинейную функцию

$$y = f(x), \quad (2.1)$$

где  $x$  – это входной вектор.

Постановки значительного количества задач моделирования, идентификации и обработки сигналов могут быть сведены именно к аппроксимационному представлению.

Для классификации и распознавания образов сеть обучается важнейшим их признакам. В процессе обучения выделяются признаки, отличающие образы друг от друга, которые и составляют базу для принятия решений об отнесении образов к соответствующим классам.

При решении задач прогнозирования роль нейронной сети состоит в предсказании будущей реакции системы по ее предшествующему поведению. Обладая информацией о значениях переменной  $x$  в моменты, предшествующие

прогнозированию  $x(k-1)$ ,  $x(k-2)$ , ...,  $x(k-N)$ , сеть вырабатывает решение, каким будет наиболее вероятное значение последовательности  $x'(k)$  в текущий момент  $k$ . Для адаптации весовых коэффициентов сети используются фактическая погрешность прогнозирования  $\varepsilon = |x(k) - x'(k)|$  и значения этой погрешности в предшествующие моменты времени.

В задачах нейронная сеть играет роль ассоциативного запоминающего устройства (ЗУ). Можно выделить ЗУ автоассоциативного типа, с помощью которых определяется корреляция между отдельными компонентами одного и того же входного вектора, и ЗУ гетероассоциативного типа, устанавливается корреляция между двумя различными векторами. Если на вход сети подается неструктурированный вектор (например, содержащий искаженные шумом компоненты или вообще не содержащий отдельные компоненты), нейронная сеть сможет восстановить оригинальный и очищенный от шумов вектор и сгенерировать при этом полную версию ассоциированного с ним вектора.

Важнейшее свойство нейронных сетей, свидетельствующее об их огромном потенциале и широких прикладных возможностях, состоит в хорошем обучении на «зашумленных» данных. Благодаря этой способности за счет большого количества межнейронных связей достигается значительное обобщение в процессе обработки числовой информации. Это используется в задачах аппроксимации.

Рассмотрим теорему об универсальной аппроксимации. Пусть  $\varphi(\cdot)$  – ограниченная, монотонно возрастающая, непрерывная скалярная функция скалярного аргумента. Обозначим  $I_m$  –  $m$ -мерный единичный гиперкуб  $[0...1]^m$ . Под символом  $C(I_m)$  будем понимать пространство непрерывных на  $I_m$  функций. Тогда для любой функции  $f \in C(I_m)$  и для любого  $\varepsilon > 0$  существует такое целое число  $m_1$  и множество действительных констант  $\alpha_i$ ,  $b_i$  и  $w_{ij}$ , где  $i = 1, \dots, m_1$ ,  $j = 1, \dots, m$ , что

$$F(x_1, \dots, x_m) = \sum_{i=1}^{m_1} \alpha_i \varphi \left( \sum_{j=1}^m w_{ij} x_j + b_i \right)$$

является реализацией аппроксимации функции  $f(\cdot)$ , т.е.

$$|F(x_1, \dots, x_m) - f(x_1, \dots, x_m)| < \varepsilon$$

для всех  $x_1, \dots, x_m$ , принадлежащих входному пространству.

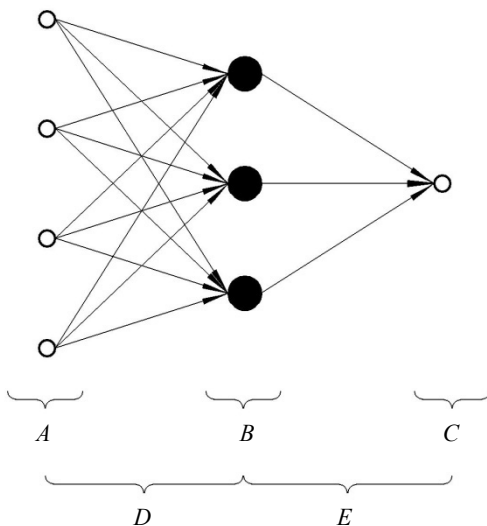
Большое количество межнейронных соединений приводит к тому, что сеть становится нечувствительной к ошибкам, возникающим в отдельных контактах. Функции поврежденных соединений принимают на себя другие элементы, в результате чего в деятельности сети не наблюдаются заметные нарушения.

Другое, не менее важное свойство нейронной сети, состоит в способности к обучению и к обобщению полученных знаний. Сеть обладает чертами так называемого искусственного интеллекта. Натренированная на ограниченном множестве обучающих выборок, она обобщает накопленную информацию и вырабатывает ожидаемую реакцию применительно к данным, не обработанным в процессе обучения. Существует значительное количество практических приложений искусственных нейронных сетей, возможности их даль-

нейшего использования для обработки сигналов не изучены окончательно, однако существующая богатая теория позволяет работать с этим инструментом в настоящее время.

### 2.3.2. Функционирование нейронной сети

Нейронные сети функционируют в двух режимах – обучения и тестирования. Из всего имеющегося многообразия архитектур нейронных сетей нами был выбран тип многослойный персептрон [98]. Его структурная схема представлена на рис. 2.9. Основным параметром, управляющим качеством обобщения информации нейронной сетью, является количество нейронов в скрытом слое: оно не должно быть слишком малым, потому что сеть не сможет аппроксимировать данные значения, и не должно быть слишком большим, так как сеть просто запомнит данные и не будет обобщения. Указанный параметр мы определяли экспериментально. Первоначально выбирали простейший персептрон с одним нейроном в скрытом слое – результат был неудовлетворительным. Во втором приближении задавали два нейрона, полученная нейросеть уже лучше, но по-прежнему неадекватно приближала данные и выдавала слишком



**Рис. 2.9. Структурная схема нейронной сети:**

*A* – входной слой (исходные данные); *B* – скрытый слой (нейроны);  
*C* – выходной слой; *D* – сигнал поступает в нейрон, где подвергается действию нелинейного преобразования, например, функцией тангенс гиперболический  $\text{th}(x)$ ;  
*E* – полученный сигнал рассматривается как вектор, размерность которого равняется числу нейронов, далее этот вектор скалярно умножается на матрицу весов выходного слоя и подвергается действию нелинейного преобразования со смещением

большие ошибки обучения и тестирования. Следующим шагом был выбор трех нейронов, что привело к существенному уменьшению ошибки обучения, увеличению коэффициента корреляции и, самое главное, к видимому обобщению: тестовые данные хорошо моделировались этой сетью.

В результате анализа и обработки экспериментальных данных получены функциональные зависимости, реализованные нейронной сетью по формуле

$$y = \text{th} \left( \sum_{i=1}^n \text{th}((x_k, W_i) + \beta_i) V_i + \gamma_1 \right), \quad (2.2)$$

где  $i = 1, \dots, n$  – количество нейронов;  $k = 1, \dots, z$  – количество примеров для тестирования;  $x_k$  – входной вектор (вектор аргументов);  $W_k$  – матрица весовых коэффициентов скрытого слоя;  $\beta_i$  – вектор смещения для нейронов скрытого слоя;  $V_i$  – матрица весовых коэффициентов выходного слоя;  $\gamma_1$  – вектор смещения для выходного слоя.

Результатом обработки экспериментальных данных является нейронная сеть, обученная для каждого эксперимента. Выводятся матрицы весовых коэффициентов. Значения этих коэффициентов могут быть вписаны в структуру нейронной сети, созданной разными программными комплексами.

С каждым экспериментом была связана нейронная сеть, которую выбирали из нескольких в соответствии со следующими критериями оптимальности:

- адекватность функционирования сети на тестовой выборке;
- минимальные ошибки обучения сети;
- максимальное значение коэффициента корреляции.

### 2.3.3. Метод обучения нейронной сети

Среди известных алгоритмов обучения нейронной сети, как показали наши исследования, наиболее оптимальным как по времени, так и по ошибке обучения сети является алгоритм Левенберга–Марквардта. Для описания этого метода представим целевую функцию в виде, отвечающем существованию единственной обучающей выборки,

$$E(w) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^M [e_i(w)]^2, \quad (2.3)$$

где  $e_i = [y_i(w) - d_i]$ . При использовании обозначений

$$e(w) = \begin{bmatrix} e_1(w) \\ e_2(w) \\ \dots \\ e_M(w) \end{bmatrix}, \quad J(w) = \begin{bmatrix} \frac{\partial e_1}{\partial w_1} & \frac{\partial e_1}{\partial w_2} & \dots & \frac{\partial e_1}{\partial w_n} \\ \frac{\partial e_2}{\partial w_1} & \frac{\partial e_2}{\partial w_2} & \dots & \frac{\partial e_2}{\partial w_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial e_M}{\partial w_1} & \frac{\partial e_M}{\partial w_2} & \dots & \frac{\partial e_M}{\partial w_n} \end{bmatrix}, \quad (2.4)$$

вектор градиента и аппроксимированная матрица гессиана, соответствующие целевой функции (2.3), определяются в виде

$$g(w) = [J(w)]^T e(w), \quad (2.5)$$

$$G(w) = [J(w)]^T J(w) + R(w), \quad (2.6)$$

где  $R(w)$  обозначены компоненты гессиана  $H(w)$ , содержащие высшие производные относительно  $w$ .

Сущность подхода Левенберга–Марквардта состоит в аппроксимации  $R(w)$  с помощью регуляризационного фактора  $v_1$ , в котором переменная  $v$ , называемая параметром Левенберга–Марквардта, является скалярной величиной, изменяющейся в процессе оптимизации. Таким образом, аппроксимированная матрица гессиана на  $k$ -м шаге алгоритма приобретает вид

$$G(w_k) = [J(w_k)]^T J(w_k) + v_k 1. \quad (2.7)$$

В начале процесса обучения, когда фактическое значение  $w_k$  еще далеко от искомого решения (велико значение вектора погрешности  $e$ ), используется значение параметра, намного превышающее собственное значение матрицы. В таком случае гессиан фактически подменяется регуляризационным фактором:

$$G(w_k) \cong v_k 1, \quad (2.8)$$

а направление минимизации выбирается по методу наискорейшего спуска:

$$p_k = -g(w_k)/v_k. \quad (2.9)$$

По мере уменьшения погрешности и приближения к искомому решению величина параметра  $v_k$  понижается и первое слагаемое в формуле (2.6) начинает играть все более важную роль.

На эффективность алгоритма влияет грамотный подбор величины  $v_k$ . Слишком большое начальное значение  $v_k$  по мере прогресса оптимизации должно уменьшаться вплоть до нуля при достижении фактического решения, близкого к искомому. Известны различные способы подбора этого значения, но мы ограничимся описанием только одной оригинальной методики, предложенной Д. Марквардтом. Пусть значения целевой функции на  $k$ -м и  $(k-1)$ -м шагах итерации обозначаются соответственно  $E_k$  и  $E_{k-1}$ , а значения параметра  $v$  на этих же шагах  $-v_k$  и  $v_{k-1}$ . Коэффициент уменьшения значения  $v$  обозначим  $r$ , причем  $r < 1$ . В соответствии с классическим алгоритмом Левенберга–Марквардта значение  $v$  изменяется по следующей схеме:

- если  $E(v_{k-1}/r) \leq E_k$ , то принять  $v_k = v_{k-1}/r$ ;
- если  $E(v_{k-1}/r) > E_k$  и  $E(v_{k-1}) < E_k$ , то принять  $v_k = v_{k-1}$ ;

– если  $E(v_{k-1}/r) > E_k$  и  $E(v_{k-1}) > E_k$ , то увеличить последовательно  $m$  раз значение  $v$  до достижения  $E(v_{k-1}/r^m) \leq E_k$ , одновременно принимая  $v_k = v_{k-1}/r^m$ .

Такая процедура изменения значения  $v$  выполняется до момента, в котором так называемый коэффициент верности отображения  $q$ , рассчитываемый по формуле

$$q = \frac{E_k - E_{k-1}}{[\Delta w_k]^T g_k + 0,5[\Delta w_k]^T G_k \Delta w_k}, \quad (2.10)$$

достигает значения, близкого к единице. При этом квадратичная аппроксимация целевой функции имеет высокую степень совпадения с истинными значениями, что свидетельствует о близости оптимального решения. В такой ситуации регуляризационный фактор  $v_k$  в формуле (2.7) может быть опущен ( $v_k = 0$ ), процесс определения гессиана сводится к непосредственной аппроксимации первого порядка, а алгоритм Левенберга–Марквардта превращается в алгоритм Гаусса–Ньютона, характеризующийся квадратичной сходимостью к оптимальному решению.

## Основные результаты и выводы по главе 2

1. Разработаны конструкции экспериментальных моделей стальных П-образных рам и представлена методика проведения натурных испытаний.
2. Определены виды экспериментов с дефектами грунтового основания характерными для большинства фундаментов мелкого заложения.
3. Проведено экспериментальное исследование НДС стальных П-образных рам на деформируемом основании с дефектами.
4. Рассмотрен и обоснован математический метод нейронных сетей для обработки экспериментальных данных и получения функциональных зависимостей.

## Глава 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ П-ОБРАЗНЫХ РАМ

В настоящее время все большее внимание уделяют расчету зданий в целом и их фрагментов. Однако это связано со значительными осложнениями, обусловленными учетом влияния многочисленных факторов. Экспериментальные исследования чрезвычайно трудоемки и дорогостоящи. В то же время они дают необходимую информацию для совершенствования методов расчета.

Для каркасных зданий основным несущим элементом является поперечная рама. Значительное влияние на распределение внутренних усилий оказывает податливость основания, а также другие многочисленные дефекты как конструкций, так и основания. Каркасы имеют дефекты в виде отклонений

от проектных размеров и разбивочных осей, механических повреждений, погнутостей, надрезов, трещин, коррозии, недопустимых деформаций, нарушений стыковых соединений и т.п. [4, 83, 84, 86, 88, 122, 141, 142, 169, 175, 176, 178]. Неучитываемые в проектах температурные и осадочные напряжения, динамические воздействия вызывают в материале каркасов дополнительные, порой значительные, внутренние усилия.

Наиболее характерными дефектами грунтового основания фундаментов мелкого заложения являются: разные физико-механические характеристики под фундаментами (плотность, влажность, сжимаемость и прочность); неодинаковое заглубление фундаментов; неполный контакт фундамента с грунтом по боковой поверхности. Первый тип наиболее часто связан с неоднородным уплотнением грунтов обратной засыпки, локальным увлажнением или замачиванием, естественной неоднородностью грунта. Второй тип обусловлен разной глубиной заложения фундаментов и разной высотой засыпки выше подошвы фундамента. Третий тип проявляется во время производства строительно-монтажных работ или эксплуатации зданий при отрывке траншей вблизи фундаментов, засыпаемых без контролируемого уплотнения. При устройстве фундаментов в насыпных грунтах иногда обратную засыпку выполняют не качественно. Под действием нагрузки возможен отрыв одной стороны фундамента от основания.

В расчетах принимают жесткое или шарнирное сопряжение элементов. При производстве строительно-монтажных работ абсолютных величин жесткости, как правило, не бывает. Можно говорить о степени защемления, изменяющейся от 0 до 1. В процессе эксплуатации жесткость как самих элементов здания, так и узлов сопряжения снижается [5, 9, 41, 43, 67, 108, 117, 118, 120, 124, 125, 135, 149, 166 – 168, 170, 182 – 184, 186]. Это приводит, в том числе, и к трансформации эпюр изгибающих моментов.

В опытных моделях рам условно принято жесткое, податливое и шарнирное сопряжения ригеля со стойками.

Вышесказанное определило цели, задачи и программу экспериментов.

Целью исследований являлось получение коэффициентов влияния дефектов основания и жесткости сопряжения ригеля со стойками на напряженно-деформированное состояние элементов стальной рамы и перемещения фундаментов.

Задачи экспериментов включали:

- изготовление испытуемых моделей с учетом геометрического и силового моделирования, конструктивных требований к рамам;
- определение программы исследований с обоснованием параметров влияющих факторов и дефектов;
- установление функциональных зависимостей между переменными параметрами;
- изучение механизма взаимодействия стальной рамы с грунтовым основанием при наличии дефектов основания.

В программу исследований вошли:

- выбор грунтового основания, отработка технологии укладки грунта, определение его физико-механических характеристик;



- определение геометрических размеров, конструктивного решения и механических характеристик стальной рамной модели;
- обоснование состава и повторности опытов;
- выбор контрольно-измерительного и силового оборудования;
- обработка и анализ полученных данных, корректировка программы экспериментов.

Ниже представлены и проанализированы результаты исследований напряженно-деформированного состояния стальных рам на грунтовом основании с дефектами. Полученные данные сравнивались с расчетными и полученными другими исследователями [10, 40, 58, 59, 65, 112].

### **3.1. Напряженно-деформированное состояние рам на песчаном основании**

В рамах на песчаном основании отмечается значительное снижение изгибающих моментов относительно расчетных значений, вызванное как неточностью методов расчета, так и осадкой фундаментов. Значения изгибающих моментов в стойках меньше расчетных из-за поворота фундаментов, что соответствует результатам, полученным другими исследователями [8, 12, 27, 32].

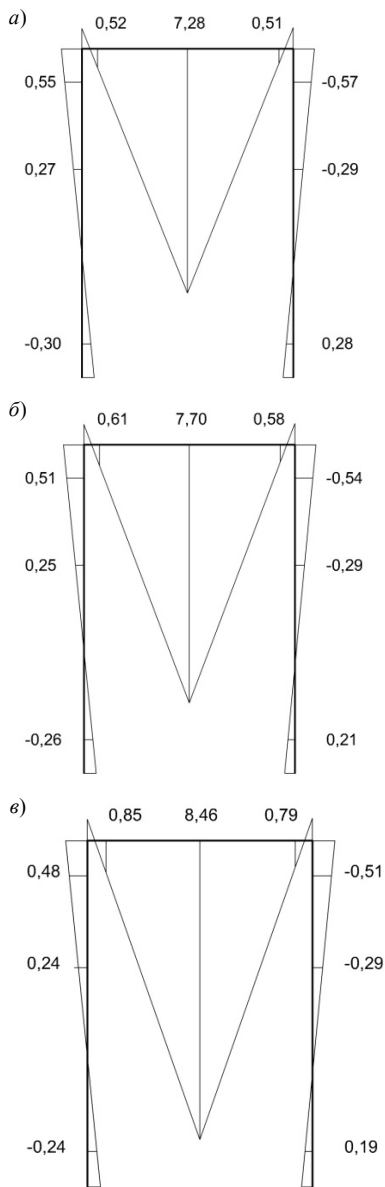
Влияние жесткости верхних узлов выражается в изменении изгибающих моментов в ригеле и распределении их на стойки. Так с уменьшением жесткости верхних узлов снижаются величины моментов в стойках, особенно в уровне баз, что объясняется меньшей передачей моментов через узлы (рис. 3.1).

Незначительное расхождение изгибающих моментов в узлах рам объясняется расположением сечений тензорезисторов на разных расстояниях от центра узла, вызванное их конструктивными особенностями.

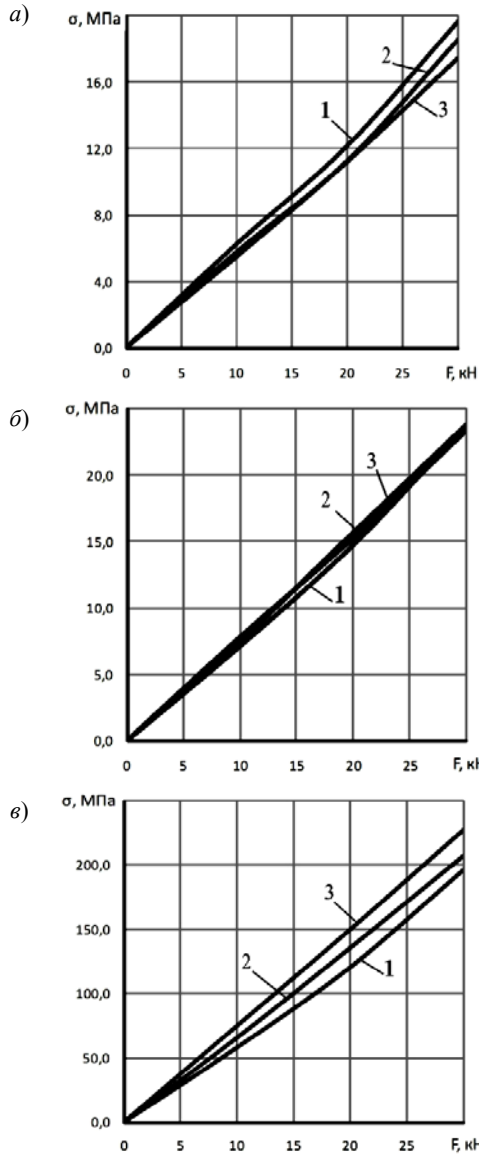
Зависимости между нагрузкой и напряжениями в растянутых волокнах элементов рам имеют линейный характер (рис. 3.2). Напряжения в стойках при разных жесткостях верхних узлов сопряжения ригеля со стойками имеют близкие значения. В ригеле с ростом жесткости рам происходит снижение напряжений.

При изучении деформированного состояния рам на песчаном основании отмечаются значительные горизонтальные перемещения стоек в уровне баз и ригеля (рис. 3.3). Происходит перекося модели рам, что соответствует действительным перемещениям стальных рам эксплуатируемых одноэтажных зданий [10, 44, 66, 112]. Результаты опытов показывают, что при одинаковой подготовке и проведении испытаний в выходных данных имеются расхождения. Это объясняется, в первую очередь, неоднородностью как самих грунтов, так и их деформированием, что соответствует результатам других исследователей [14, 45, 94, 105].

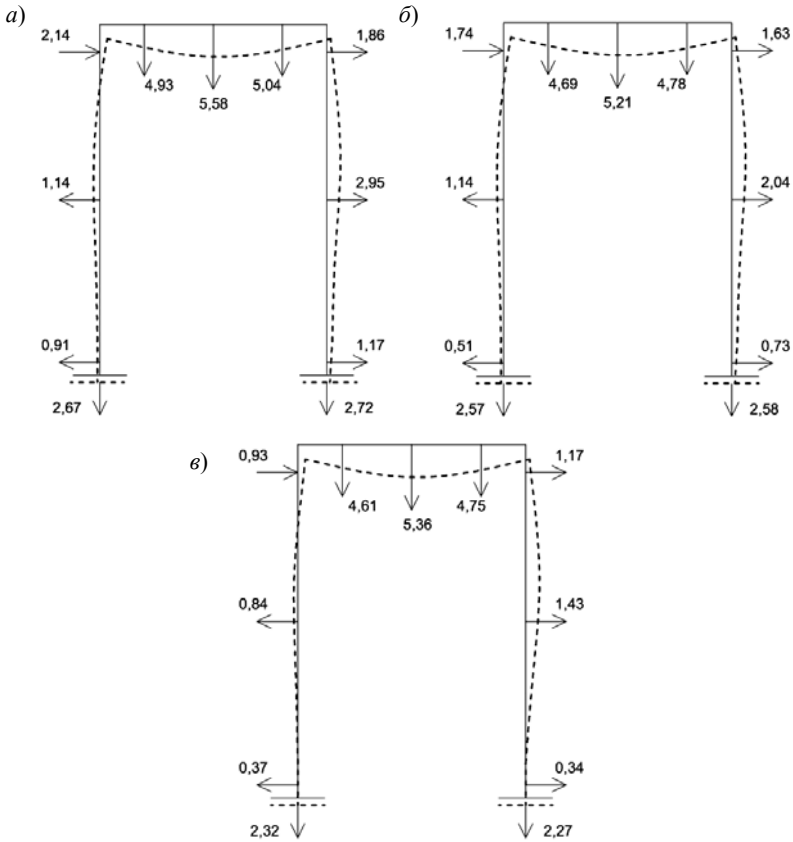
Величины прогибов левой и правой стоек чувствительны к жесткости верхних узлов. Отмечено их увеличение с ростом жесткости. На первых ступенях нагружения прогибы ригеля малочувствительны к жесткости закрепления его концов. При приближении внешних усилий к максимальным значениям величины прогибов изменяются в зависимости от жесткости узлов, принимая максимальные значения в шарнирной раме. Отличие величин деформаций элементов одной модели обуславливаются их перекосями и неоднородностью грунтового основания.



**Рис. 3.1. Экспериментальные эпюры изгибающих моментов [кН·м] при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ : сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в)**



**Рис. 3.2. Экспериментальные зависимости фибровых напряжений от вертикальной силы для левой (а) и правой (б) стоек в сечениях на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы и для середины ригеля (е) при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ : сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)**



**Рис. 3.3. Экспериментальные схемы деформирования рам [мм] при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ : сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (е)**

### 3.2. Разная плотность грунта основания под соседними фундаментами

Влияние разной плотности грунтового основания выражается в значительном изменении напряженного состояния ригеля и стоек, что соответствует результатам, представленным в работах [10, 47, 104, 109, 150].

В уровне баз стоек отмечаются существенные изменения изгибающих моментов: для рам с жестким соединением в левой стойке они снижаются на 53%, в правой происходит изменение знака и уменьшение их величины на 39%; для рам с податливым соединением в левой и правой стойках снижаются на 38 и 80 %, соответственно; для рам с шарнирным соединением в левой стойке не изменяются, а в правой увеличиваются на 11% (рис. 3.5).

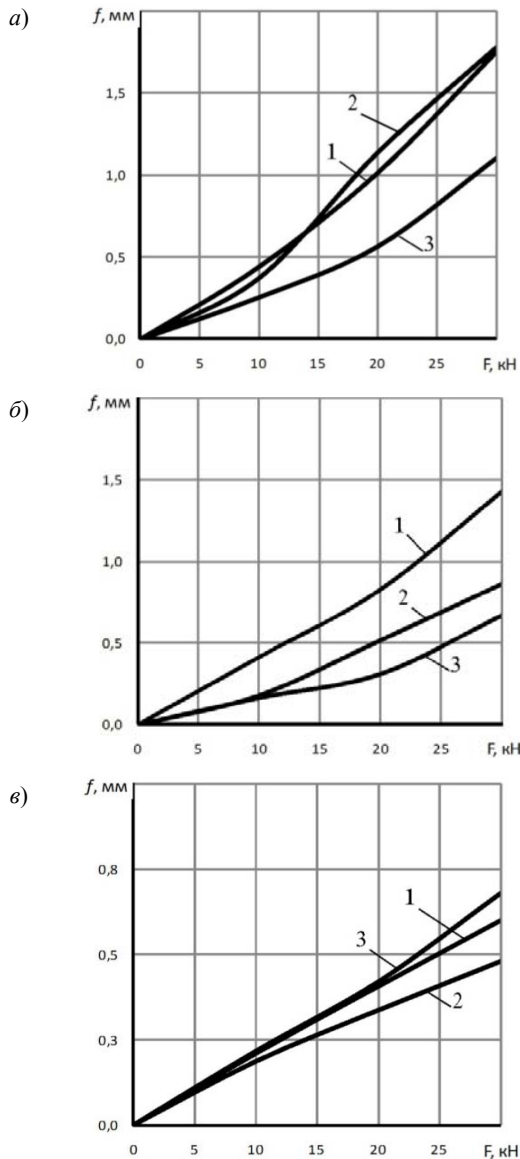


Рис. 3.4. Экспериментальные зависимости прогибов середин левой (а), правой (б) стоек и ригеля (в) от вертикальной силы при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ : сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

В сечениях стоек на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы отмечается рост изгибающих моментов: в левой стойке на 44, 36 и 8%, в правой на 14, 21 и 3%, соответственно, для рам с жестким, податливым и шарнирными узлами соединения.

В рамах с жесткими и податливыми узлами отмечено увеличение изгибающего момента в верхнем левом узле на 15...20% и снижение в правом на 15...25%, в шарнирной раме в верхних узлах происходит незначительное, на 2...6%, увеличение моментов.

Анализируя коэффициенты влияния (рис. 3.5), видно, что уменьшенная плотность оснований под правым фундаментом оказывает наибольшее влияние на напряженное состояние рамы с жесткими узлами. В правой стойке моменты одного знака, а в верхнем узле у левой величина момента значительно возрастает. В раме с податливыми узлами отмечаются те же тенденции, но с меньшими величинами изменения моментов.

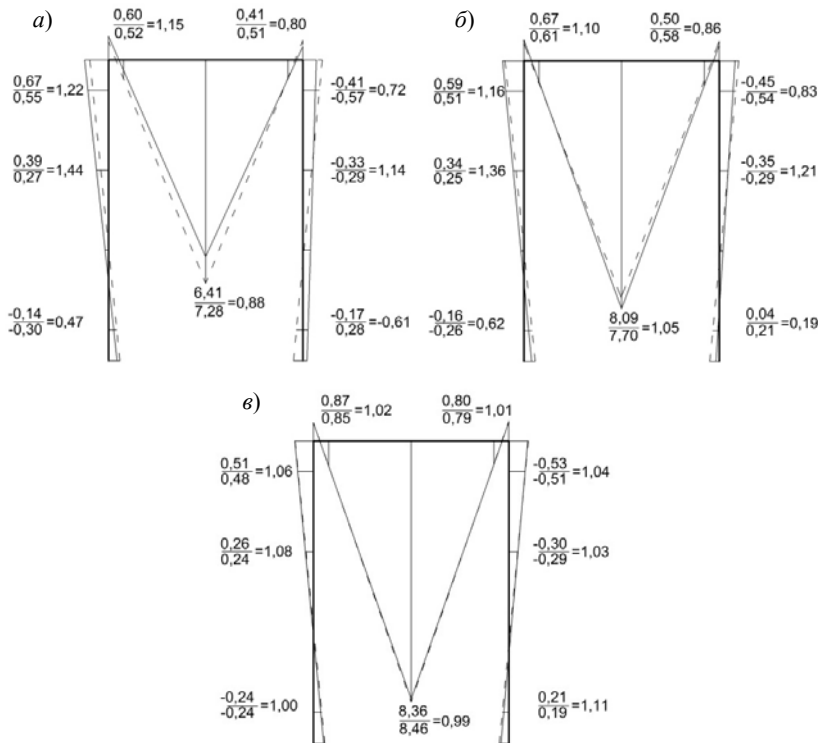
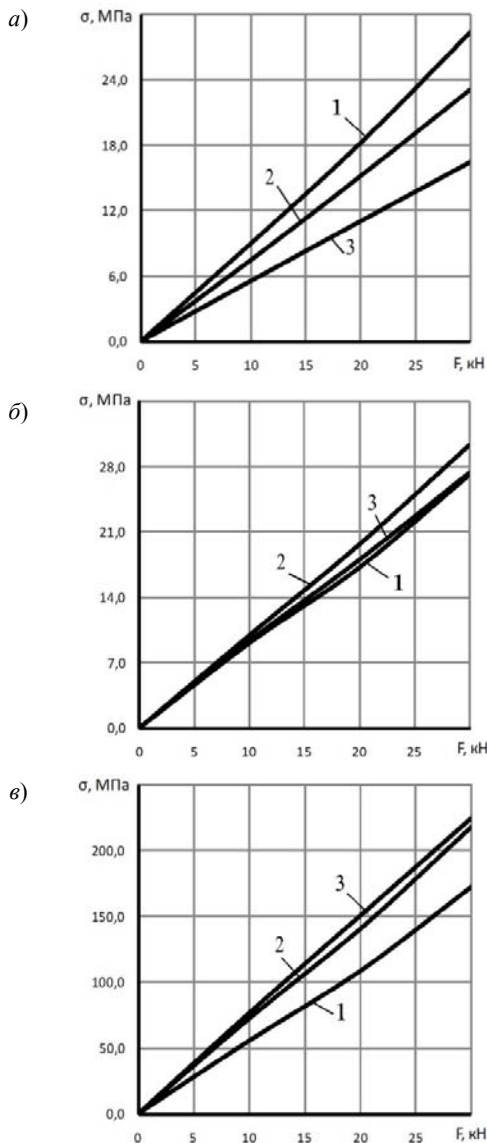


Рис. 3.5. Экспериментальные эпюры изгибающих моментов [кН·м].  
Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (е).

Сплошная линия – величины в числителе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\rho_{\text{right}} = 1,60$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Пунктирная линия – величины в знаменателе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$

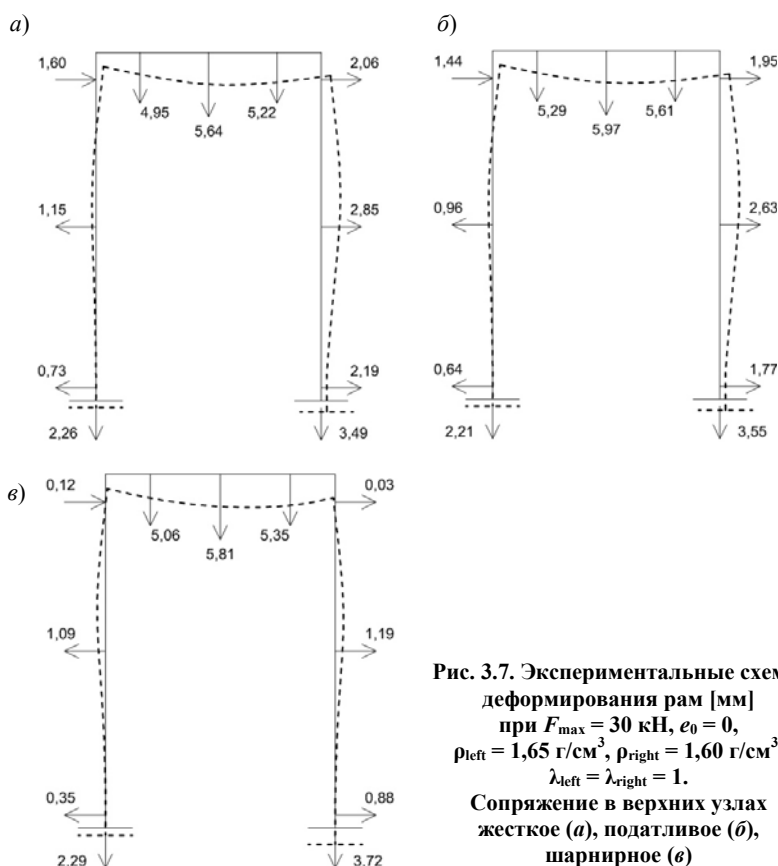


**Рис. 3.6. Экспериментальные зависимости фибровых напряжений от вертикальной силы для левой (а) и правой (б) стоек в сечениях на высоте  $\frac{1}{3}H$  от базы и для середины ригеля (в) при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)**

Анализ напряжений в растянутых фибрах элементов испытываемых моделей выявляет линейный характер их роста (рис. 3.6). Жесткость сопряжения ригеля со стойками в большей степени влияет на напряжения в левой стойке. При жестких узлах напряжения превышают в среднем на 23 и 72% их величины в рамах с податливыми и шарнирными узлами, соответственно. В ригеле напряжения принимают максимальные значения при шарнирных узлах.

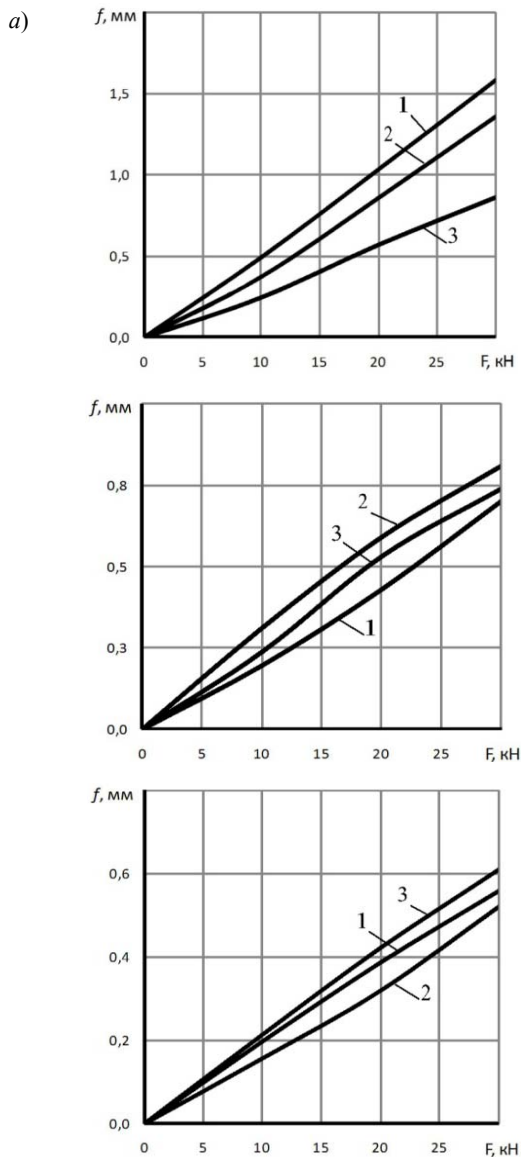
При работе рамы под нагрузкой наблюдается характерная схема смещения ригеля в одну сторону, а также крена всей рамной модели в сторону менее плотного грунтового основания.

Вертикальные деформации правой части рамы над менее плотным основанием больше чем левой (рис. 3.7). Горизонтальные перемещения правой части рамы также увеличены по сравнению с левой, что обуславливается как смещением верхней части в правую сторону, так и более деформативным основанием под правой стойкой. С ростом жесткости верхних узлов отмечено снижение деформативности всей рамы.



**Рис. 3.7. Экспериментальные схемы деформирования рам [мм] при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\rho_{\text{right}} = 1,60$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в)**





**Рис. 3.8. Экспериментальные зависимости прогибов середины левой (а), правой (б) стоек и ригеля (в) от вертикальной силы при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)**

Различная плотность оснований под фундаментами вносит заметные изменения в деформированное состояние рамы. Значения прогибов ригеля, левой и правой стоек уменьшаются на 11, 22 и 18%, соответственно (рис. 3.8).

Зависимости прогибов от нагрузки имеют линейный характер и в значительной степени зависят от жесткости рамной системы. В левой стойке при жестких узлах сопряжения величины прогибов больше на 16 и 84% чем при податливых и шарнирных, соответственно. В правой стойке максимальные прогибы отмечены при податливых узлах, величины их превышают на 11 и 37% значения при жестких и шарнирных, соответственно. Прогибы ригеля уменьшаются с ростом жесткости закреплений его концов.

### 3.3. Разное заглубление соседних фундаментов

Влияние разницы глубины заложения фундаментов на НДС рамы различно в зависимости от жесткости узлов сопряжения ригеля со стойками, это подтверждается работами других исследователей [39, 52, 57, 59, 96, 107].

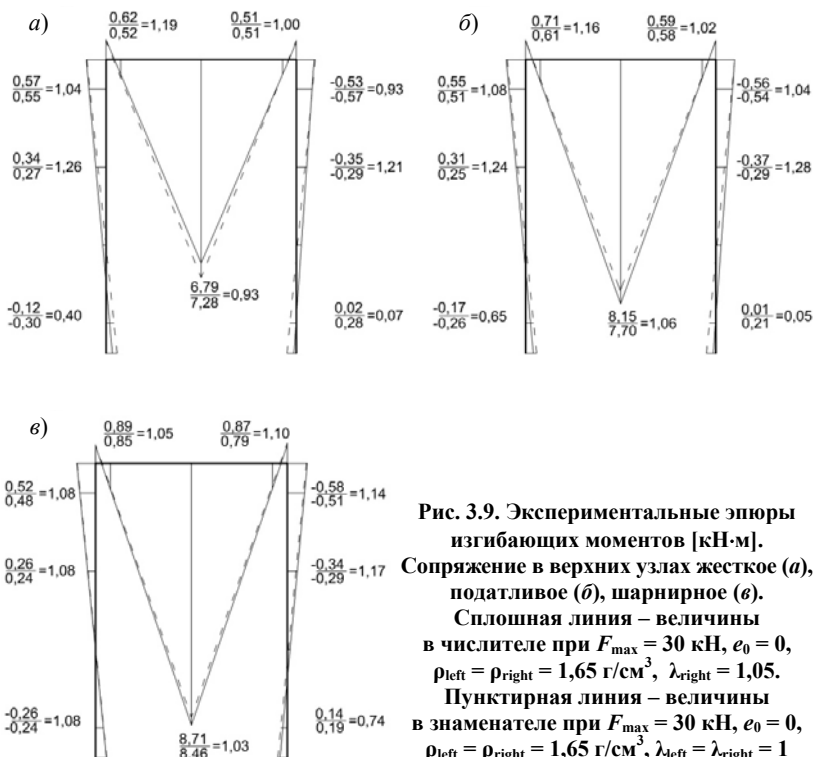


Рис. 3.9. Экспериментальные эпюры изгибающих моментов [кН·м]. Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в). Сплошная линия – величины в числителе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ . Пунктирная линия – величины в знаменателе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$

В рамах со всеми видами жесткостей верхних узлов отмечено увеличение значений изгибающих моментов в сечениях на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы: для жестких узлов на 26 и 21%, для податливых на 24 и 28%, для шарнирных на 8 и 17%, соответственно, в левой и правой стойках (рис. 3.9).

В рамах с жесткими и податливыми узлами выявлено значительное снижение изгибающих моментов в уровне базы. В левой стойке моменты снижаются на 60 и 35%, соответственно, для жесткой и податливой рамы, а в правой стремятся к нулю. Это обусловлено значительными перемещениями фундаментов. В левой стойке шарнирной рамы моменты у базы увеличиваются на 8%, а в правой уменьшаются на 26%.

Моменты в верхних сечениях стоек при разном заглублении фундаментов: у жесткой рамы в левой стойке увеличиваются на 44%, в правой уменьшаются на 7%; в податливой увеличиваются на 8 и 4%, в шарнирной на 8 и 14%, соответственно, в левой и правой стойках.

В правой стойке с более заглубленным фундаментом с увеличением жесткости верхних узлов наружные волокна по всей высоте растягиваются и, как следствие, эпюры моментов одного знака. Также с ростом жесткости верхних узлов отмечается увеличение коэффициентов влияния для левого верхнего узла (рис. 3.9).

Графики зависимости напряжений от нагрузки в сечениях элементов моделей имеют линейный вид (рис. 3.10). Величины напряжений в сечениях правой стойки малочувствительны к жесткости верхних узлов. В левой стойке графики изменения напряжений в зависимости от жесткости системы значительно меняют углы наклона к оси абсцисс (рис. 3.10). При жестких узлах напряжения больше на 12 и 40%, соответственно, чем в рамах с податливыми и шарнирными верхними узлами.

Напряжения в ригеле также чувствительны к жесткости закрепления его концов. Для шарнирных узлов напряжения больше на 7 и 28% соответственно, чем для податливых и жестких закреплений.

При разном заглублении фундаментов наблюдается характерная схема деформирования рам – стойки выгибаются наружу, ригель смещается в одну сторону (рис. 3.11). В рамах с жесткими и податливыми верхними узлами перемещения стоек в уровне базы увеличиваются, а в уровне ригеля уменьшаются. Отмечено, что с ростом жесткости рам снижается деформативность ее элементов. Выявлено, что в ригеле деформации правой части больше чем левой.

Большее заглубление правого фундамента приводит к увеличению прогибов левой стойки при всех видах жесткости рам (рис. 3.12). Прогибы правой стойки значительно увеличиваются в рамах с жесткими и податливыми узлами, а с шарнирными практически не изменяются. В ригеле прогибы увеличиваются на 16%.

Жесткость рам в меньшей степени влияет на прогибы левой стойки и в большей правой, особенно при податливых узлах. Прогибы ригеля чувствительны к жесткости закреплений его концов и принимают максимальные значения при шарнирном соединении в узлах, превышая величины прогибов на 21 и 43% соответственно, чем при жестком и податливом.

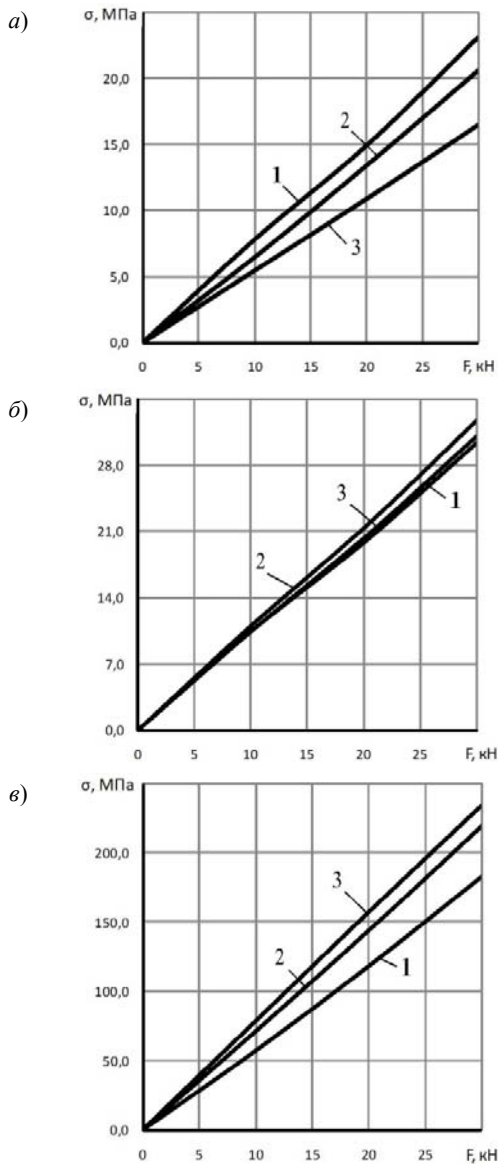
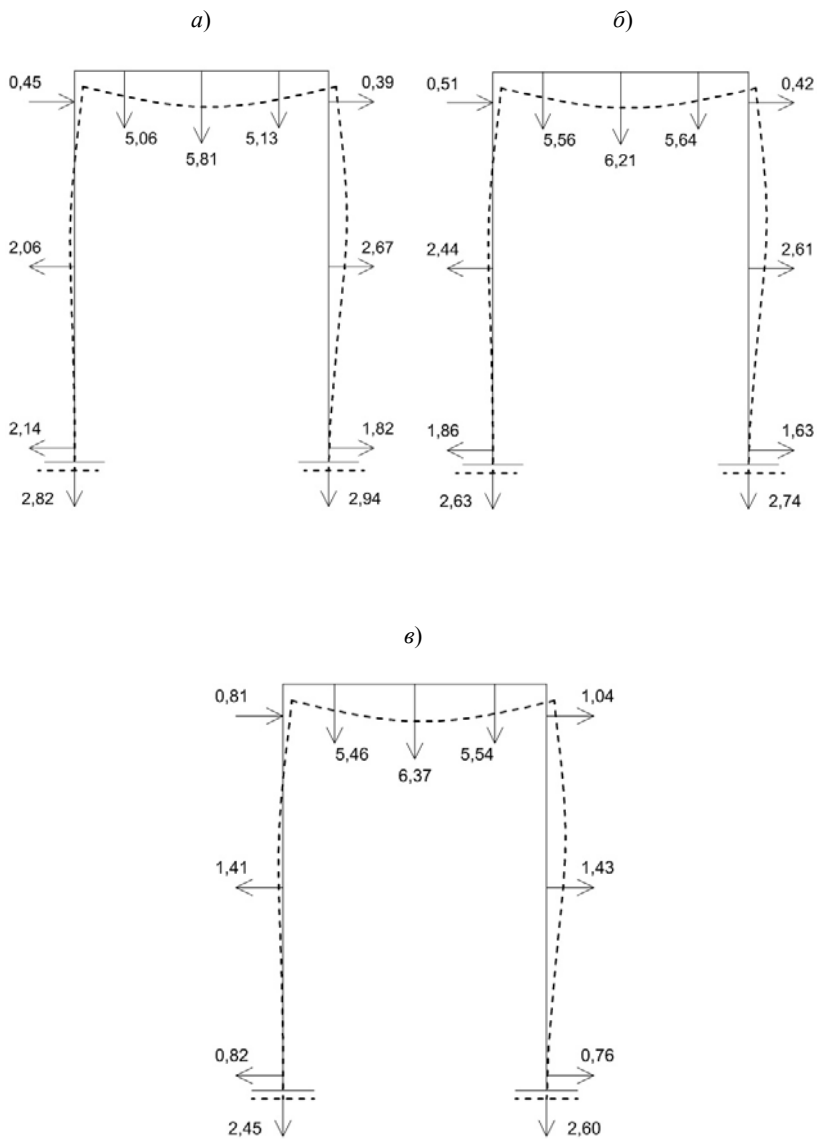
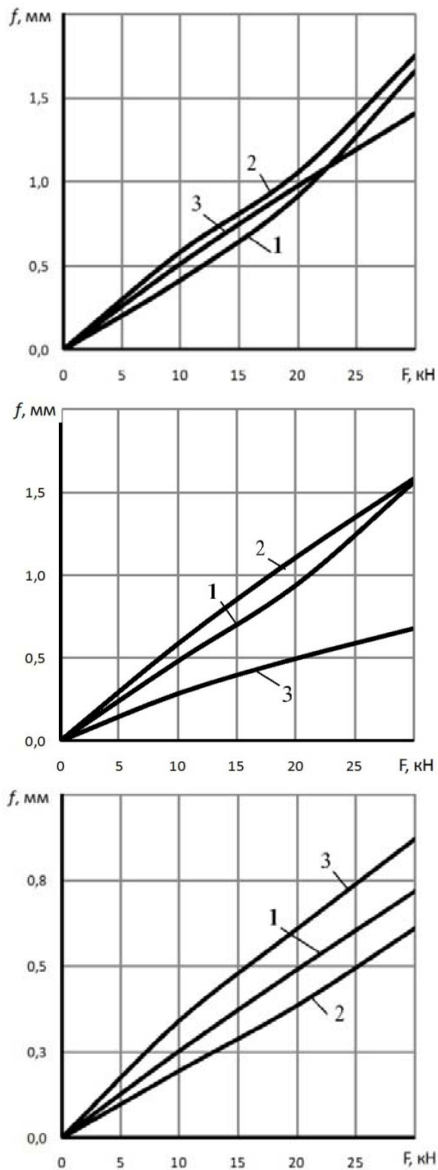


Рис. 3.10. Экспериментальные зависимости фибровых напряжений от вертикальной силы для левой (а) и правой (б) стоек в сечениях на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы и для середины ригеля (в) при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)



**Рис. 3.11. Экспериментальные схемы деформирования рам [мм] при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в)**



**Рис. 3.12.** Экспериментальные зависимости прогибов середин левой (а), правой (б) стоек и ригеля (в) от вертикальной силы при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

### 3.4. Наличие зазора между боковой поверхностью одного из фундаментов и обратной засыпкой грунта

Наличие зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой влияет на напряженное состояние всей рамы независимо от жесткости верхних узлов сопряжения ригеля со стойками.

В сечениях стоек у базы отмечено существенное влияние жесткости верхних узлов на величины изгибающих моментов: в жесткой раме в левой стойке они увеличиваются на 3%, в правой уменьшаются на 4%; в податливой раме уменьшаются на 23 и 10% в левой и правой стойках, соответственно; в шарнирной раме в правой уменьшаются на 34%, в левой практически не изменяются (рис. 3.13). С увеличением жесткости верхних узлов уменьшаются изгибающие моменты в правой стойке в сечении у базы.

В левой стойке в сечении на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы изгибающие моменты возрастают на 15, 28 и 17%, в правой – уменьшаются на 14, 7 и 17% соответственно, в жесткой, податливой и шарнирной рамах. В верхних сечениях стоек сохраняются те же закономерности изменения моментов: в левой стойке они увеличиваются на 13, 14 и 8%, в правой – уменьшаются на 11, 7 и 18%, соответственно, в жесткой, податливой и шарнирной рамах (рис. 3.13).

При введении зазора у правого фундамента отмечены изменения моментов в ригеле рам с разными жесткостями верхних узлов. В шарнирной раме моменты уменьшаются на 12 и 9% в левой и правой приузловых зонах, соответственно. В жесткой и податливых рамах моменты в левой приузловой зоне увеличиваются на 13 и 5%, а в правой уменьшаются на 8 и 1%, соответственно.

Независимо от жесткости верхних узлов во всех сечениях правой стойки происходит уменьшение изгибающих моментов, а в левой увеличение. По всей видимости, это обусловлено большим поворотом правого фундамента с зазором по сравнению с левым.

Отмечено, что жесткость верхних узлов сопряжений ригеля со стойками оказывает значительное влияние на изменение напряжений правой стойки в сечении  $\frac{2}{3}H$  от базы. Левая стойка малочувствительна к изменению жесткости системы (рис. 3.14). В правой стойке наибольшие значения напряжений выявлены в раме с податливыми узлами, величина которых больше в среднем на 10 и 23% чем с жесткими и шарнирными узлами, соответственно.

Максимальные значения напряжений в растянутых волокнах середины ригеля получены для рам с шарнирными узлами. В моделях с жесткими и податливыми узлами напряжения близки по значению и меньше чем с шарнирными в среднем на 13%.

Наличие зазора у правого фундамента приводит к увеличению горизонтального перемещения стоек в уровне баз в рамах с жесткими и податливыми верхними узлами сопряжений, а в уровне ригеля к уменьшению (рис. 3.15).

С увеличением жесткости узлов рам горизонтальные смещения ригеля уменьшаются, а деформации стоек увеличиваются, что связано с изменением жесткости всей рамной системы. Увеличенные деформации правой части рамной модели обусловлены наличием зазора.

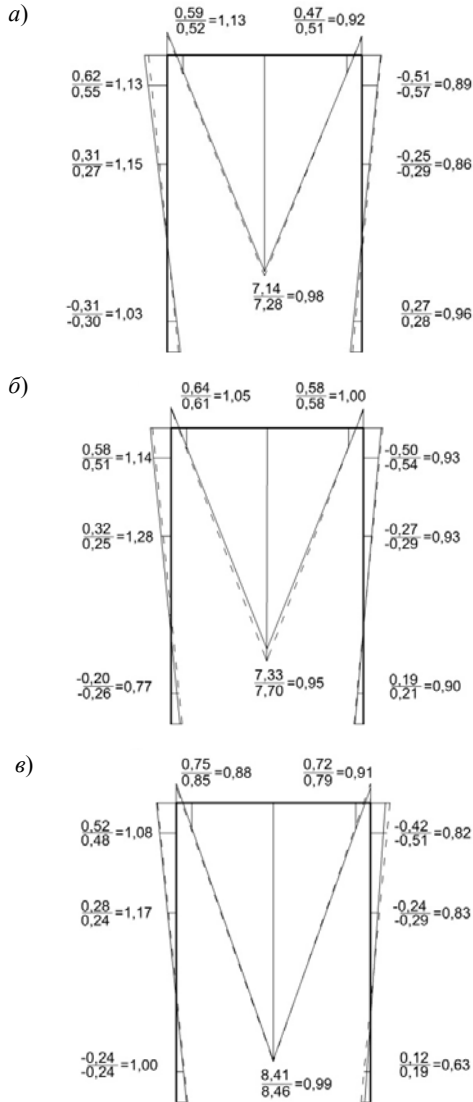
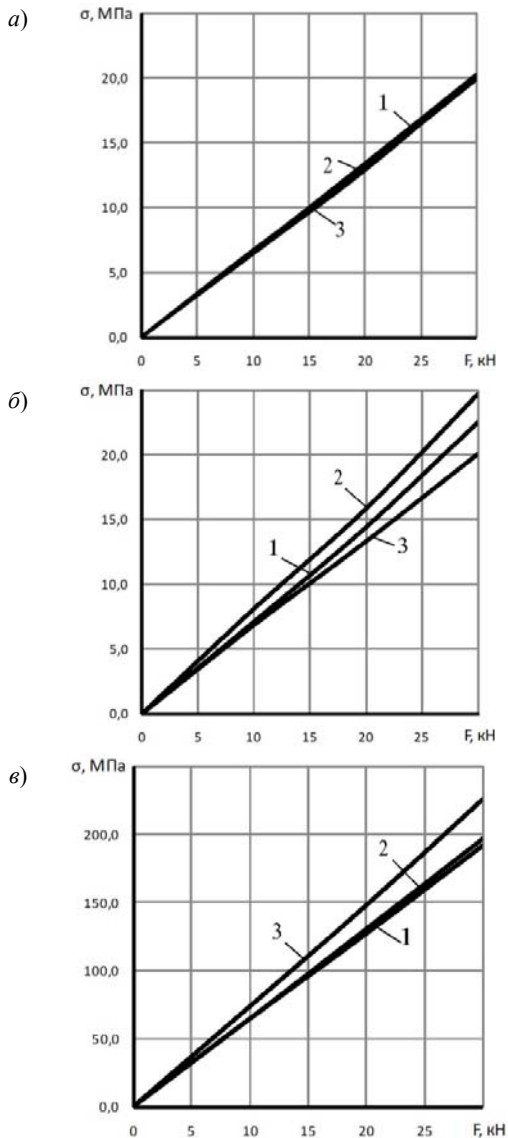


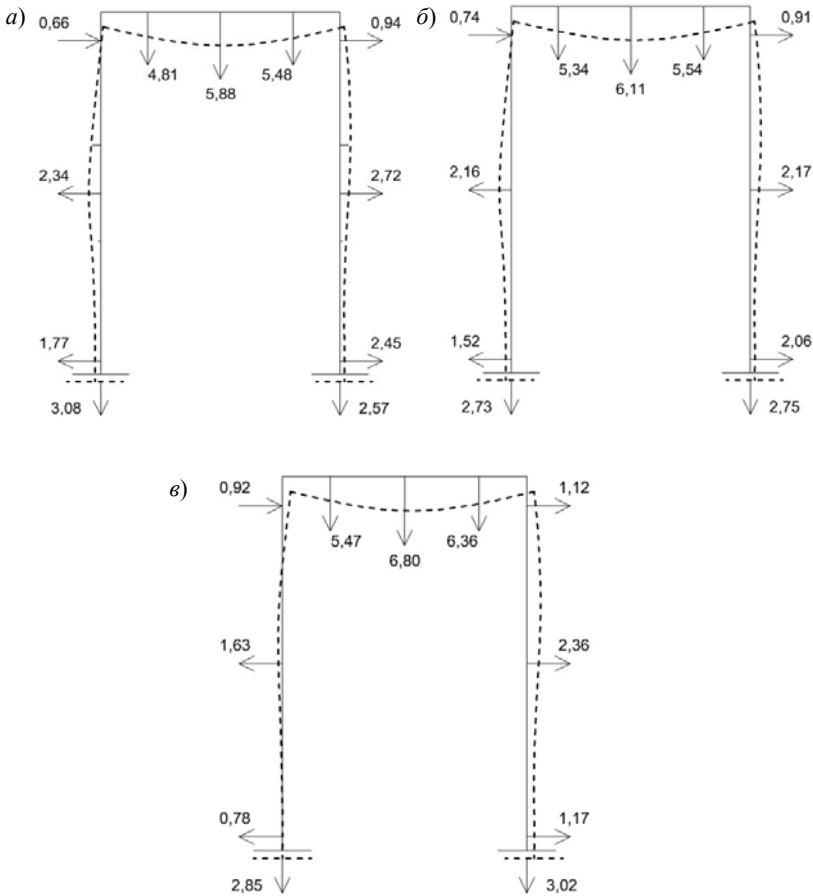
Рис. 3.13. Экспериментальные эпюры изгибающих моментов [кН·м]. Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в).

Сплошная линия – величины в числителе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$  и наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой. Пунктирная линия – величины в знаменателе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$



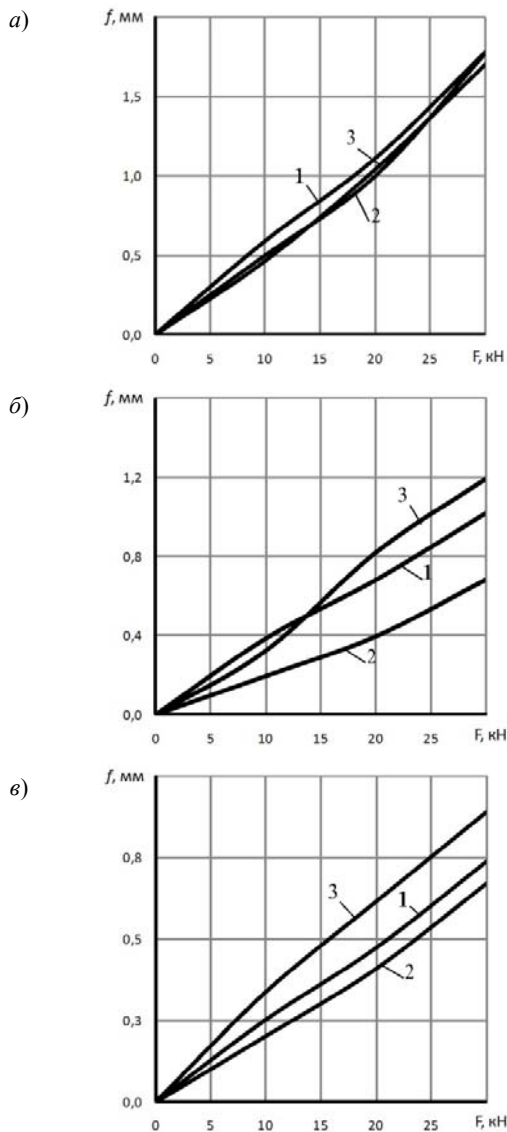


**Рис. 3.14.** Экспериментальные зависимости фибровых напряжений от вертикальной силы для левой (а) и правой (б) стоек в сечениях на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы и для середины ригеля (е) при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$  и наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засышкой. Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)



**Рис. 3.15. Экспериментальные схемы деформирования рам [мм] при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$  и наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой. Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в)**

Прогибы левой стойки малочувствительны к изменению жесткости рамных узлов и их значения близки к величинам, полученным в опытах без дефектов (рис. 3.16). Величины прогибов правой стойки различны в зависимости от жесткости рам. Максимальные величины отмечены при шарнирном сопряжении, которые больше на 17 и 75% чем при жестком и податливом, соответственно. Прогибы ригеля также чувствительны к жесткости закрепления его концов. Максимальные величины отмечены при шарнирных узлах, они на 20 и 33% превышают значения при жестких и податливых, соответственно.



**Рис. 3.16.** Экспериментальные зависимости прогибов середин левой (а), правой (б) стоек и ригеля (е) от вертикальной силы при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$  и наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой. Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

### 3.5. Несимметричное действие вертикальных сил

При наличии эксцентриситета приложения вертикальных сил жесткость верхних узлов сопряжения ригеля со стойками в разной степени влияет на напряженное состояние стоек.

С увеличением нагруженности правой стойки, т.е. с увеличением эксцентриситета  $e_{0i}$  чувствительность коэффициентов влияния в верхних сечениях к жесткости рам снижается. Например, в верхнем сечении коэффициенты влияния увеличиваются в шарнирной раме относительно жесткой при  $e_{01} = 0,125$  в 1,36 раза, а при  $e_{02} = 0,25$  в 1,11 раза, в податливой раме относительно жесткой при  $e_{01} = 0,125$  в 1,19 раза, а при  $e_{02} = 0,25$  в 1,03 раза (рис. 3.17, 3.18).

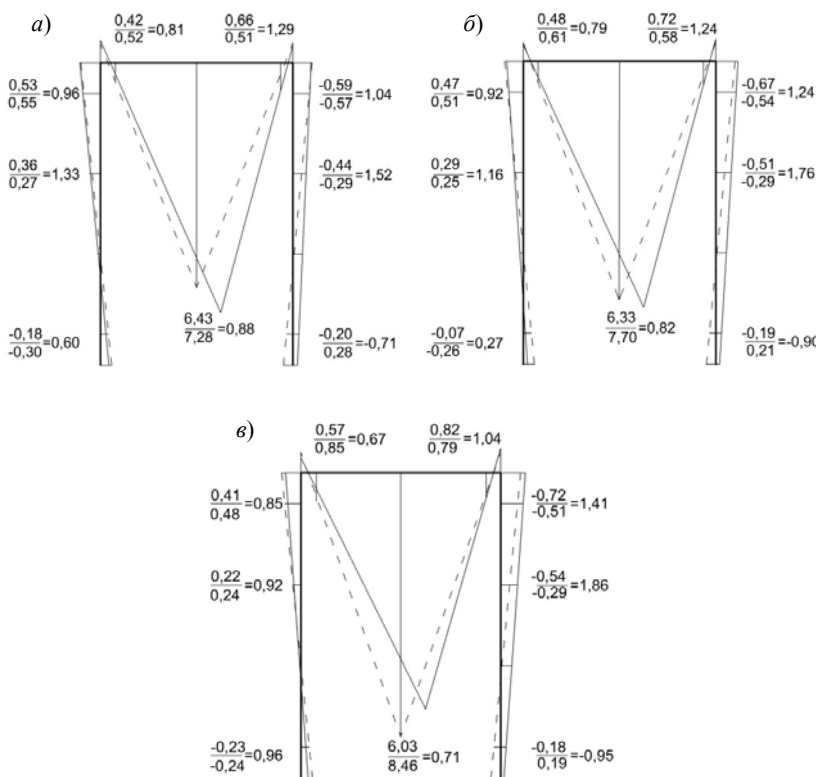
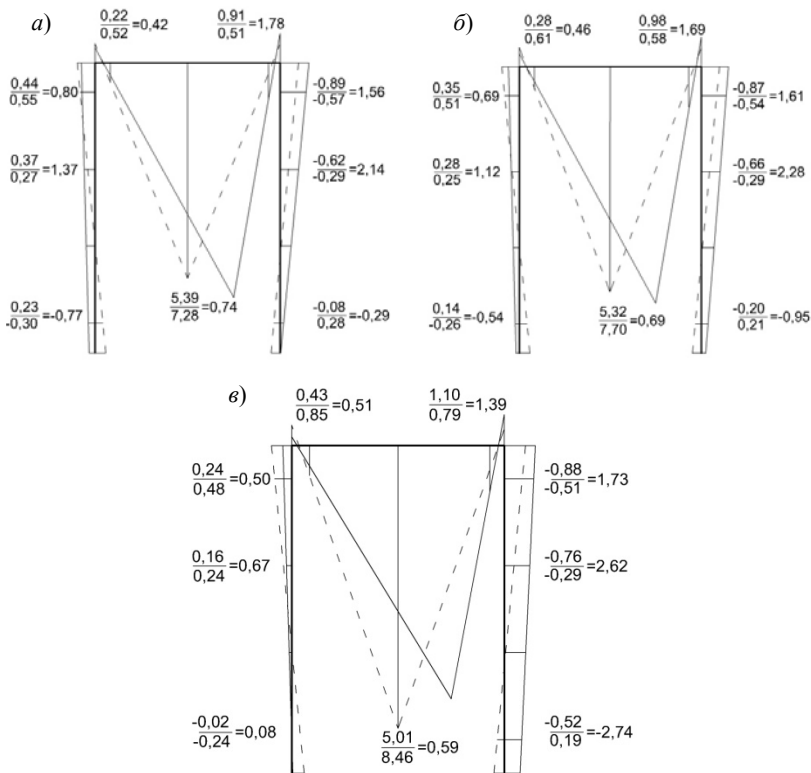


Рис. 3.17. Экспериментальные эпюры изгибающих моментов [кН·м].  
Сопряженные в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в).

Сплошная линия – величины в числителе при  $F_{\max} = 30$  кН,  
 $e_{01} = 0,125$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Пунктирная линия – величины  
в знаменателе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$

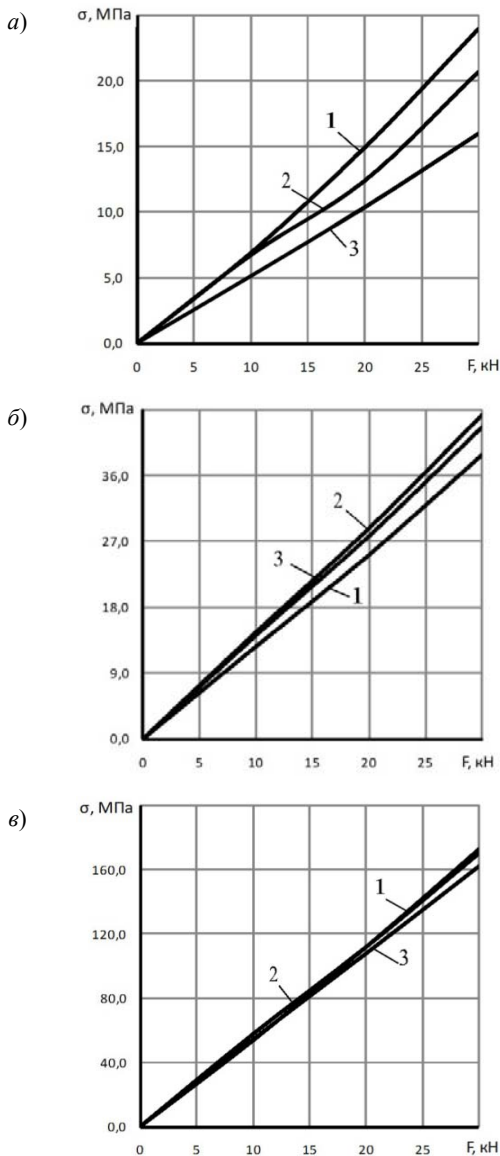
В уровне базы правой стойки, наоборот, с увеличением эксцентриситета  $e_{0i}$  чувствительность коэффициентов влияния моментов к жесткости верхних узлов повышается. Например, в податливой раме по сравнению с жесткой коэффициенты влияния повышаются в 1,27 и 3,28 раза, соответственно, при  $e_{01} = 0,125$  и  $e_{02} = 0,25$ . В шарнирной раме относительно жесткой они увеличиваются в 1,34 и 9,45 раза, соответственно, при  $e_{01} = 0,125$  и  $e_{02} = 0,25$  (рис.3.17, 3.18).

В верхнем сечении менее нагруженной левой стойки чувствительность коэффициентов влияния к жесткости рам возрастает с увеличением эксцентриситета. Так в шарнирной раме коэффициенты влияния уменьшаются в 1,13 и 1,6 раза по сравнению с жесткой, соответственно, при  $e_{01} = 0,125$  и  $e_{02} = 0,25$ ; в податливой раме уменьшаются в 1,04 и 1,16 раза, соответственно, при  $e_{01} = 0,125$  и  $e_{02} = 0,25$  (рис. 3.17, 3.18).



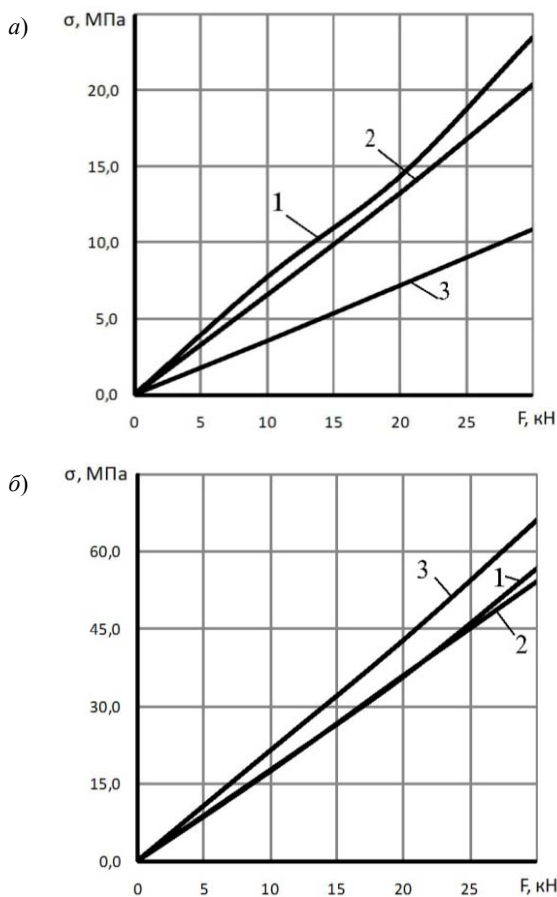
**Рис. 3.18. Экспериментальные эпюры изгибающих моментов [кН·м]. Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в).**

**Сплошная линия – величины в числителе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_{02} = 0,25$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Пунктирная линия – величины в знаменателе при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$**



**Рис. 3.19.** Экспериментальные зависимости фибровых напряжений от вертикальной силы для левой (а) и правой (б) стоек в сечениях на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы и для середины ригеля (в) при  $e_{0l} = 0,125$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

Уменьшение изгибающих моментов в уровне базы правой стойки в жестких и податливых рамах обусловлено увеличением перемещений фундаментов. Увеличение величин изгибающих моментов в верхнем правом узле шарнирной рамы вызвано большей нагруженностью всей правой стойки за счет меньшего перераспределения моментов на левую стойку через ригель и узлы. При передаче несимметричной вертикальной нагрузки на рамную модель нагруженность стоек различна. Напряжения в правой стойке превосходят значения в левой (рис. 3.19, 3.20).



**Рис. 3.20.** Экспериментальные зависимости фибровых напряжений от вертикальной силы для левой (а) и правой (б) стоек в сечениях на высоте  $\frac{2}{3}H$  от базы и для середины ригеля (в) при  $e_{02} = 0,25$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

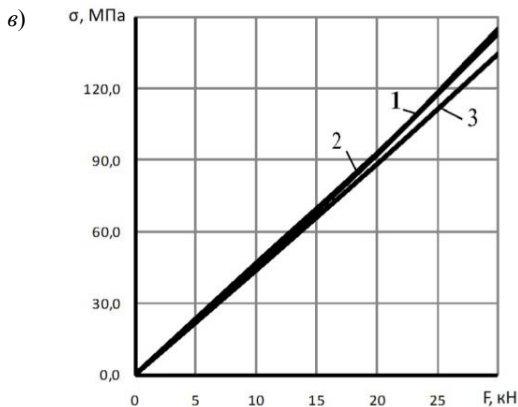


Рис. 3.20. Окончание

Жесткость сопряжения в верхних узлах оказывает влияние на характер изменения напряжений в стойках (рис. 3.19, 3.20). При жестких верхних узлах в левой стойке напряжения больше чем при податливых и шарнирных, соответственно, на 16 и 50% для опытов с  $e_{01} = 0,125$  и на 15 и 115% для опытов с  $e_{02} = 0,25$ .

Напряжения в нагруженной правой стойке незначительно изменяют свои величины в зависимости от жесткости сопряжения в верхних узлах. Отмечено, что эксцентриситету  $e_{01} = 0,125$  соответствуют максимальные напряжения в стойке с податливыми узлами, а  $e_{02} = 0,25$  – с шарнирными (рис. 3.19, 3.20).

Напряжения в растянутых волокнах середины ригеля при различных значениях эксцентриситета малочувствительны к жесткости верхних узлов. При рассмотрении схем деформирования отмечаются значительные вертикальные перемещения правой части рамы, что обусловлено ее значительной нагруженностью (рис. 3.21, 3.22).

С увеличением жесткости верхних узлов деформации ригеля уменьшаются, а стоек – увеличиваются по сравнению с симметричным приложением вертикальных сил. Независимо от величины эксцентриситета отмечено значительное увеличение деформаций правой стойки, особенно, посередине и в уровне базы. Это связано с перекосом рамы и значительной нагруженностью правой стойки и, как следствие, большей деформативностью основания под ней.

Анализируя характер деформирования рам, ясно, что и стойки и ригель чувствительны к изменению жесткости верхних узлов (рис. 3.23, 3.24).

Например, при  $e_{01} = 0,125$  в левой стойке величины прогибов при жестких узлах больше на 32 и 68%, в правой на 51 и 109% чем при податливых и шарнирных, соответственно. С увеличением эксцентриситета действия вертикальных сил прогибы элементов изменяются незначительно, что обусловлено большими деформациями правого фундамента и перекосом рамы.



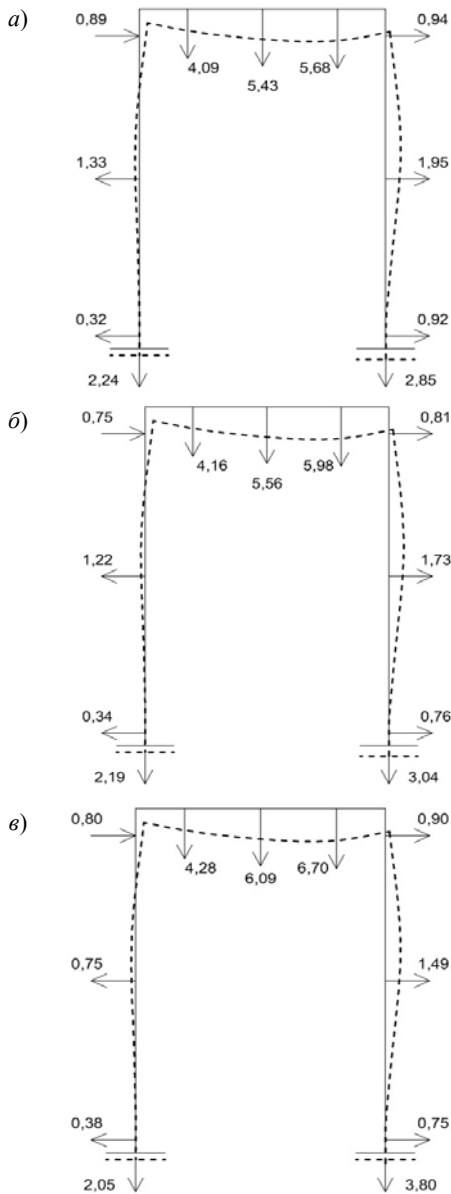


Рис. 3.21. Экспериментальные схемы деформирования рам [мм] при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_{01} = 0,125$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в)

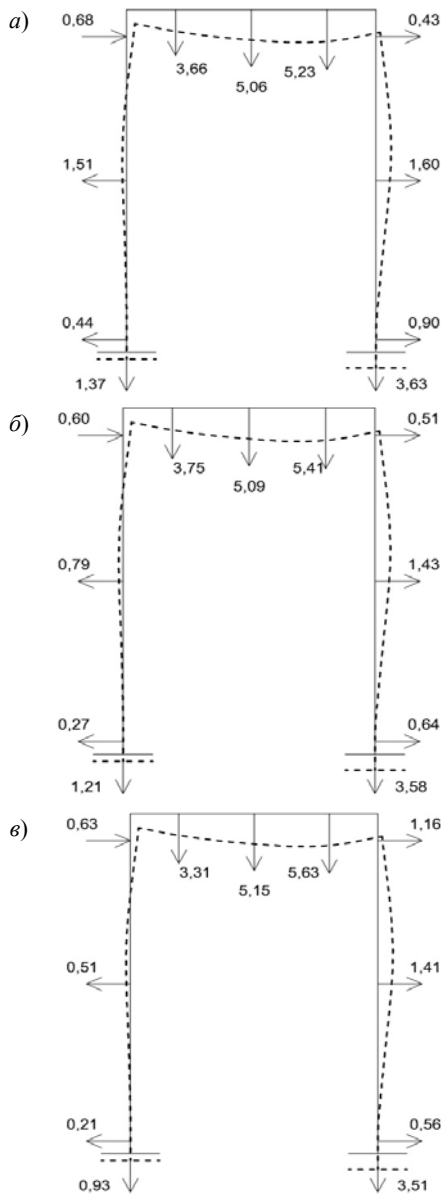
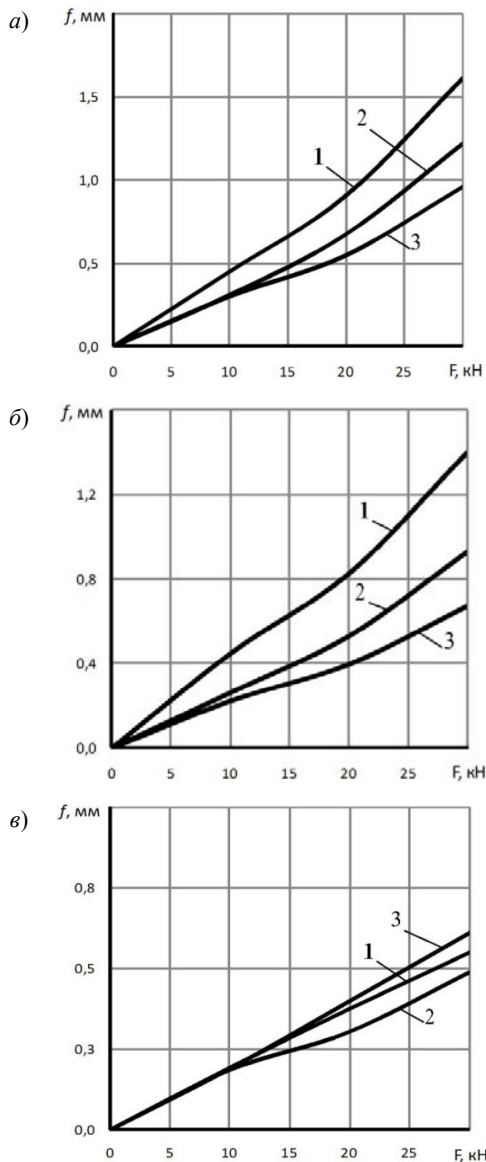
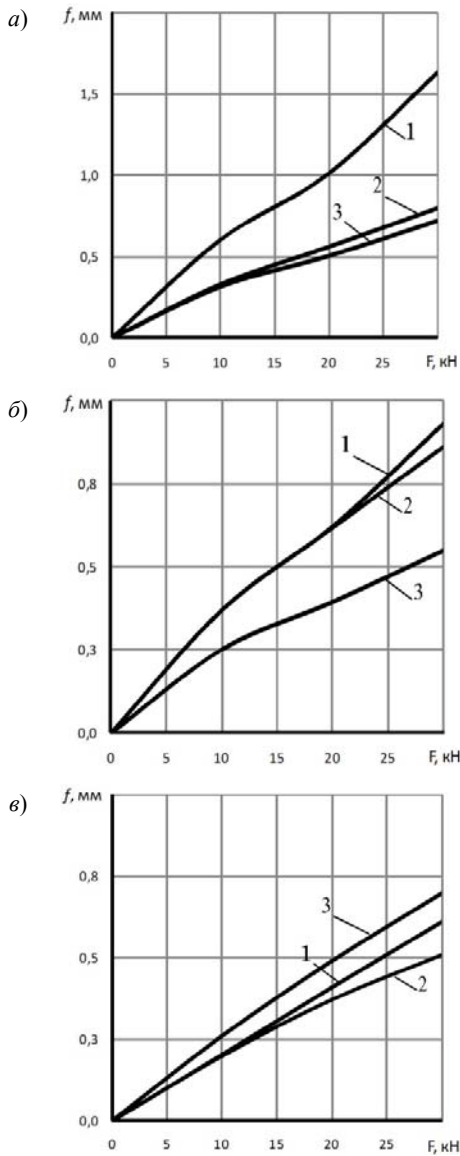


Рис. 3.22. Экспериментальные схемы деформирования рам [мм] при  $F_{\max} = 30$  кН,  $e_{02} = 0,25$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65$  г/см<sup>3</sup>,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (а), податливое (б), шарнирное (в)



**Рис. 3.23.** Экспериментальные зависимости прогибов середин левой (а), правой (б) стоек и ригеля (в) от вертикальной силы при  $e_{01} = 0,125$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)



**Рис. 3.24.** Экспериментальные зависимости прогибов середины левой (а), правой (б) стоек и ригеля (в) от вертикальной силы при  $e_{02} = 0,25$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

### Основные результаты и выводы по главе 3

В таблице 3.1 представлены коэффициенты влияния изгибающих моментов в контрольных сечениях (рис. 3.25), полученные по формуле

$$k_{Md} = \frac{M_i}{M_0}, \quad (3.1)$$

где  $M_i$  – экспериментальные величины изгибающих моментов в опытах с дефектами грунтового основания и внецентренном приложении вертикальных сил при шарнирных, податливых и жестких верхних узлах;  $M_0$  – экспериментальные величины изгибающих моментов в опытах 1, 7, 13-м, согласно табл. 2.5, для рам с шарнирными, податливыми и жесткими верхними узлами, соответственно.

В таблице 3.2 представлены коэффициенты влияния перемещений контрольных точек (рис. 3.25), полученные по формуле

$$k_{\Delta d} = \frac{\Delta_i}{\Delta_0}, \quad (3.2)$$

где  $\Delta_i$  – экспериментальные перемещения элементов рам в опытах с дефектами грунтового основания и внецентренном приложении вертикальных сил при шарнирных, податливых и жестких верхних узлах;  $\Delta_0$  – перемещения элементов рам в опытах 1, 7, 13-м, согласно табл. 2.5, для рам с шарнирными, податливыми и жесткими верхними узлами, соответственно.

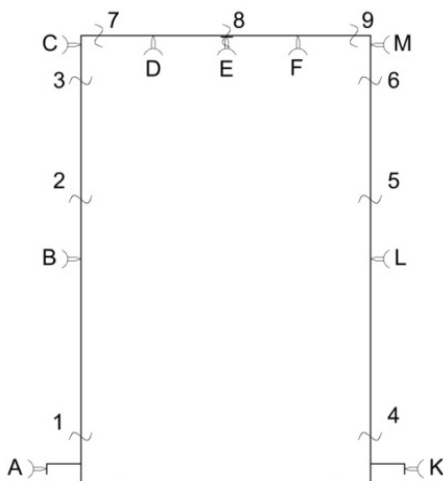


Рис. 3.25. Схема расположения контрольных сечений и точек

### 3.1. Коэффициенты влияния изгибающих моментов в контрольных сечениях

№ экс- пери- мента*	Сечения стоек						Сечения ригеля		
	левой			правой					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Модели рам с шарнирными узлами сопряжения</i>									
2	0,96	0,92	0,85	-0,95	1,86	1,41	0,67	0,71	1,04
3	0,08	0,67	0,50	-2,74	2,62	1,73	0,51	0,59	1,39
4	1,00	1,08	1,06	1,11	1,03	1,04	1,02	0,99	1,01
5	1,08	1,08	1,08	0,74	1,17	1,14	1,05	1,03	1,10
6	1,00	1,17	1,08	0,63	0,83	0,82	0,88	0,99	0,91
<i>Модели рам с податливыми узлами сопряжения</i>									
8	0,27	1,16	0,92	-0,90	1,76	1,24	0,79	0,82	1,24
9	-0,54	1,12	0,69	-0,95	2,28	1,61	0,46	0,69	1,69
10	0,62	1,36	1,16	0,19	1,21	0,83	1,10	1,05	0,86
11	0,65	1,24	1,08	0,05	1,28	1,04	1,16	1,06	1,02
12	0,77	1,28	1,14	0,90	0,93	0,93	1,05	0,95	1,00
<i>Модели рам с жесткими узлами сопряжения</i>									
14	0,60	1,33	0,96	-0,71	1,52	1,04	0,81	0,88	1,29
15	-0,77	1,37	0,80	-0,29	2,14	1,56	0,42	0,74	1,78
16	0,47	1,44	1,22	-0,61	1,14	0,72	1,15	0,88	0,80
17	0,40	1,26	1,04	0,07	1,21	0,93	1,19	0,93	1,00
18	1,03	1,15	1,13	0,96	0,86	0,89	1,13	0,98	0,92

\* – основные параметры экспериментов согласно нумерации табл. 2.5.

### 3.2. Коэффициенты влияния перемещений контрольных точек

№ эксперимента*	Сечения стоек						Сечения ригеля		
	левой			правой					
	A	B	C	K	L	M	D	E	F

#### *Модели рам с шарнирными узлами сопряжения*

2	1,03	0,74	0,86	2,21	1,06	0,77	0,99	1,10	1,41
3	0,57	0,32	0,68	1,65	1,08	0,99	0,72	0,94	1,19
4	0,95	3,21	-0,13	2,59	1,16	0,03	1,11	1,08	1,13
5	2,22	4,15	0,87	2,24	1,29	1,32	1,05	1,24	1,11
6	2,11	4,79	0,99	3,44	3,26	0,96	1,19	1,27	1,34

#### *Модели рам с податливыми узлами сопряжения*

8	0,67	1,07	0,43	1,04	0,85	0,50	0,93	1,07	1,25
9	0,53	0,69	0,34	0,88	0,70	0,31	0,84	0,96	1,13
10	1,25	0,84	0,83	2,42	1,29	1,20	1,13	1,15	1,17
11	3,65	2,58	-0,29	2,23	1,28	0,26	1,19	1,19	1,18
12	2,98	2,42	0,43	2,82	1,06	0,56	1,14	1,17	1,16

#### *Модели рам с жесткими узлами сопряжения*

14	0,35	0,49	0,42	0,79	0,66	0,51	0,89	0,96	1,13
15	0,48	0,55	0,32	0,77	0,54	0,23	0,70	0,89	1,04
16	0,80	0,42	0,75	1,87	0,97	1,11	1,00	1,00	1,04
17	2,35	1,23	-0,30	1,56	1,01	0,21	1,03	1,03	1,02
18	1,95	1,22	0,31	2,09	0,58	0,51	0,98	1,06	1,09

\* – основные параметры экспериментов согласно нумерации табл. 2.5.

## Основные выводы

1. Для всех рам на песчаном основании характерно снижение экспериментальных величин изгибающих моментов стоек в уровне базы по сравнению с расчетными. Это вызвано как неточностью методов расчета, так и значительной деформативностью грунтового основания, способствующей перемещениям фундаментов.

2. Жесткость рамной системы значительно влияет на ее НДС. Изменение жесткости верхних узлов сопряжения ригеля со стойками приводит к уменьшению или увеличению прогибов и напряжений во всех элементах системы.

3. Во всех опытах наблюдается перекося рамы, что является распространенным дефектом эксплуатируемых рамных каркасов. Причина этого – неоднородность деформирования грунтового основания.

4. Разная плотность грунтового основания под фундаментами ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ) значительно влияет на НДС ригеля и стоек. Отмечено уменьшение изгибающих моментов в уровне баз стоек на 40...50 и 40...80%, увеличение – в верхней части на 35...45 и 15...20% в левой и правой стойках, соответственно. Возрастал перекося рамы в сторону правого фундамента, приводящий к дополнительным напряжениям в левой стойке. Прогибы стоек вследствие деформирования рам уменьшаются.

5. При разном заглублении фундаментов ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ ) отмечено уменьшение изгибающих моментов в уровне базы левой стойки на 35...60%. В правой стойке в уровне базы изгибающие моменты стремятся к нулю. Изгибающие моменты в верхней части стоек увеличиваются на 20...25 и 15...30% в левой и правой, соответственно. Уменьшение изгибающих моментов в уровне базы обусловлено перемещениями фундаментов из-за перекося рамы в сторону более заглубленного фундамента. Прогибы стоек уменьшаются на 10...20%.

6. Наличие зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ) влияет на напряженное состояние всей рамы. Изгибающие моменты в уровне баз стоек уменьшаются на 15...20 и 5...10% для левой и правой, соответственно. В верхней части левой стойки изгибающие моменты увеличиваются на 15...30%, в правой – уменьшаются на 10...20%. В связи с наличием зазора у основания правого фундамента увеличивается его деформация и, как следствие, уменьшаются изгибающие моменты по всей правой стойке. Левая стойка дополнительно воспринимает усилия от поворота правого фундамента и увеличение изгибающих моментов в ней достигает 30%.

## Глава 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ П-ОБРАЗНЫХ РАМ

Характерной особенностью деформаций грунтового основания под нагрузкой является их неравномерность. Многочисленными обследованиями технического состояния конструкций производственных одноэтажных зданий [7, 23 – 25, 60, 66, 90, 112] выявлены существенные отклонения ряда параметров от предельно допустимых значений. Отмечено, что наиболее распространенными являются дефекты грунтового основания, вызванные, как правило, изменением



свойств грунтов, в первую очередь, влажности и плотности. Сравнение работы отдельного фундамента и работающего в составе рамы показало необходимость совместного расчета подземных и надземных частей конструкции [40].

В данной главе рассмотрены перемещения фундаментов и положения их мгновенных центров вращения при наличии дефектов грунтового основания. Установлены и приведены зависимости перемещений фундаментов рам относительно нагружения системы, узловой жесткости и наличия дефектов основания.

#### 4.1. Перемещения фундаментов рам на песчаном основании

Графики зависимостей осадок фундаментов от нагрузки имеют линейный характер (рис. 4.1). В рамах с жесткими узлами сопряжения ригеля со стойками осадки имеют увеличенные значения по сравнению с податливыми и шарнирными узлами, в среднем, на 8 и 20%, соответственно. Это указывает на значительное влияние жесткости сопряжения верхних узлов. Расхождение величин осадок левого и правого фундаментов, особенно при шарнирных узлах сопряжения обусловлено естественной неоднородностью грунтового основания. На это указывают авторы работ [10, 35, 45, 105, 174, 177, 179, 185].

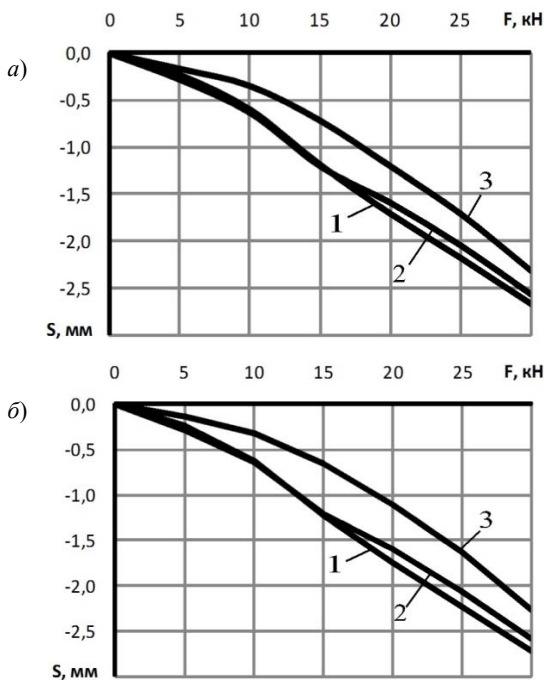
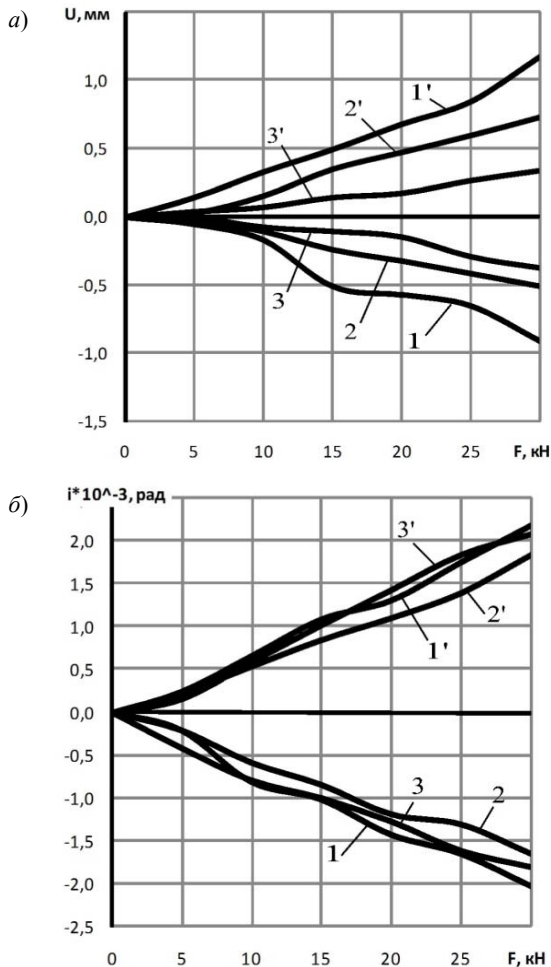


Рис. 4.1. Графики зависимостей осадки левого (а) и правого (б) фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)



**Рис. 4.2. Графики зависимостей горизонтального перемещения (а) и крена (б) фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ .**

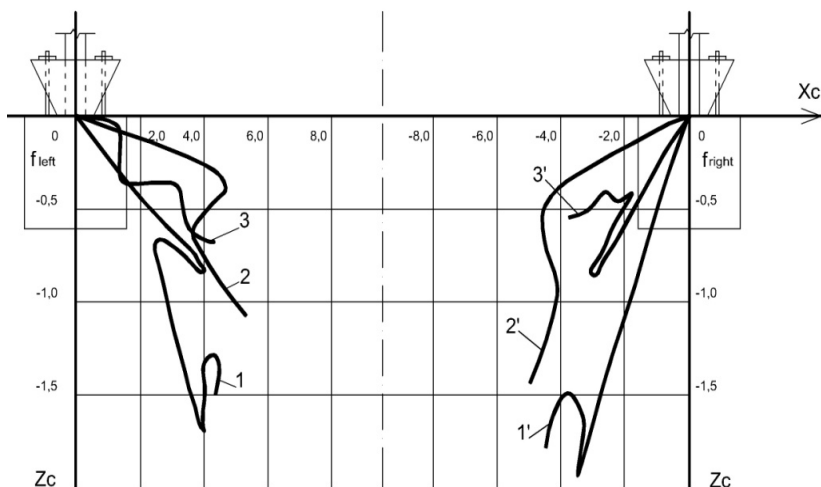
**Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3'). Зависимости без штриха – для левого фундамента, со штрихом – для правого**

Горизонтальные перемещения фундаментов имеют практически пропорциональную зависимость от степени нагруженности системы (рис. 4.2, а). В рамках с жесткими верхними узлами величины горизонтальных перемещений увеличиваются в правом фундаменте в 1,6 и 3,4 раза, в левом – в 1,8 и 2,5 раза относительно рам с податливыми и шарнирными узлами, соответственно.

Крен фундаментов в меньшей степени чем осадка и горизонтальные перемещения изменяется относительно жесткости рамной системы (рис. 4.2, б). Минимальные значения крена отмечены в раме с податливыми узлами сопряжения, а максимальные – с жесткими. Это находится в соответствии с ранее отмеченной зависимостью перемещений фундаментов и распределением изгибающих моментов в элементах рамы (п. 3.1), в том числе и через верхние узлы.

Мгновенные центры вращения фундаментов находятся ниже подошв внутри рамы, что соответствует результатам работ других исследователей [8, 59, 155 – 157, 180]. Наибольшее заглубление центров вращения отмечено в рамках с жесткими узлами сопряжения ригеля со стойками, а наименьшие – при шарнирных (рис. 4.3). Из отмеченного следует, что изменение жесткости рамной системы значительно влияет на положение центров вращения фундаментов.

Распределение внутренних усилий в рамах с разной узловой жесткостью приводит к изменению характера перемещений фундаментов. Это отражается в изменении величин перемещений, крутизны графиков зависимостей и др. Перемещения фундаментов в составе симметричной рамы как по геометрической схеме, так и по действующим усилиям имеют, в ряде случаев, разные величины. В первую очередь, это связано с естественной неоднородностью грунтового основания. Приведенные экспериментальные зависимости перемещений фундаментов близки к фактическим.



**Рис. 4.3. Графики зависимостей положения мгновенного центра вращения фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ .**

**Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'),  
податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3')**

#### 4.2. Разная плотность грунта основания под соседними фундаментами

В течение первых лет эксплуатации зданий отмечаются отличные друг от друга перемещения двух фундаментов одной рамы [33, 58, 66, 95, 164]. Это является результатом разных факторов, в том числе и различной плотности основания под фундаментами. В результате проведения испытаний, моделирующих работу рамы каркаса на неоднородном грунтовом основании, отмечено значительное превышение величин осадок одного из фундаментов. Зависимости осадок фундаментов от нагружения системы имеют близкий к линейному характер. Установлено, что жесткость верхних узлов сопряжения ригеля со стойками практически не влияет на вид зависимостей и величины осадок (рис. 4.4).

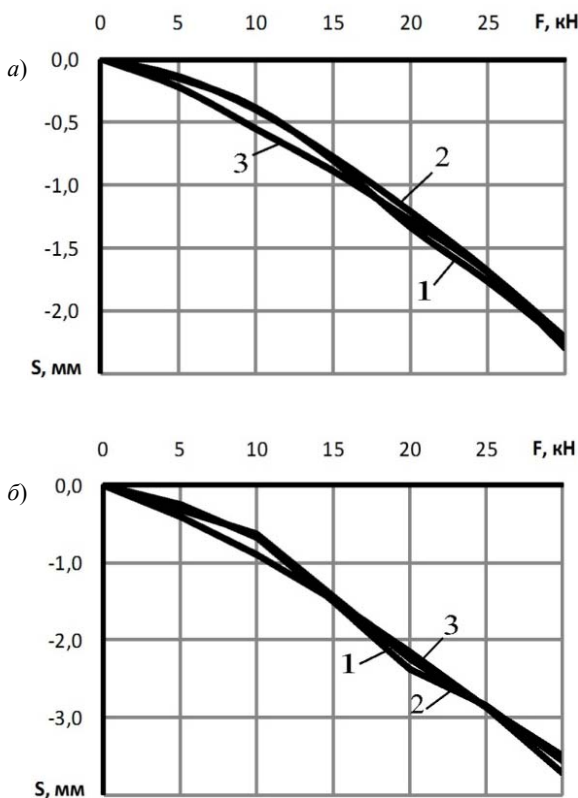


Рис. 4.4. Графики зависимостей осадки левого (а) и правого (б) фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ .

Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

Горизонтальные перемещения правого фундамента над менее плотным основанием превышают величины левого (рис. 4.5, а). При жестких верхних узлах рам величины горизонтальных перемещений возрастают в правом фундаменте в 1,24 и 2,49 раза, в левом – в 1,14 и 2,09 раза относительно податливых и шарнирных узлов, соответственно.

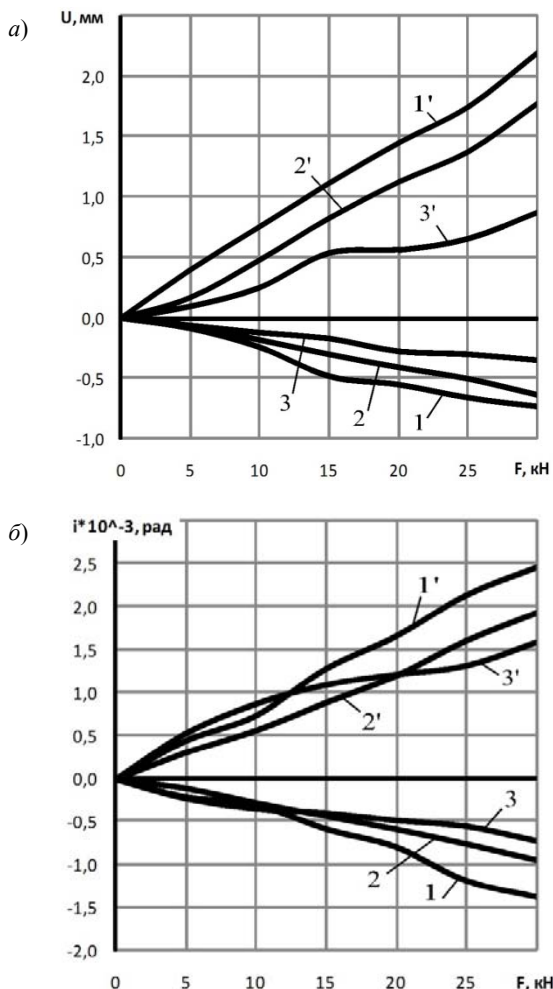


Рис. 4.5. Графики зависимостей горизонтального перемещения (а) и крена (б) фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3'). Зависимости без штриха – для левого фундамента, со штрихом – для правого

Большая деформативность грунтового основания под правым фундаментом выражается в увеличенных величинах его крена по отношению к левому (рис. 4.5, б). Для обоих фундаментов максимальный крен отмечается при жестких узлах сопряжения ригеля со стойками. Крен правого фундамента при жестких узлах больше в 1,27 и 1,56 раза, левого в – 1,47 и 1,92 раза чем при податливых и шарнирных узлах, соответственно.

Влияние менее плотного основания под правым фундаментом проявляется в изменении положения центра его вращения с ростом нагрузки. При максимальной нагруженности рамной системы мгновенный центр вращения правого фундамента находится глубже левого в 1,69 и 1,35 раза при жестких и податливых узлах, соответственно (рис. 4.6). Отмечается значительное влияние жесткости сопряжения верхних узлов на положение центров вращения фундаментов. При шарнирных верхних узлах центры вращения обоих фундаментов находятся на одинаковой глубине с увеличенным смещением левого во внутрь рамы.

Наблюдается значительное влияние жесткости рамной системы и разной плотности основания под фундаментами на положение их центров вращения и перемещения. Из представленных зависимостей видно, что уменьшенная плотность основания под одним фундаментом оказывает значительное воздействие на величины и характер перемещений другого.

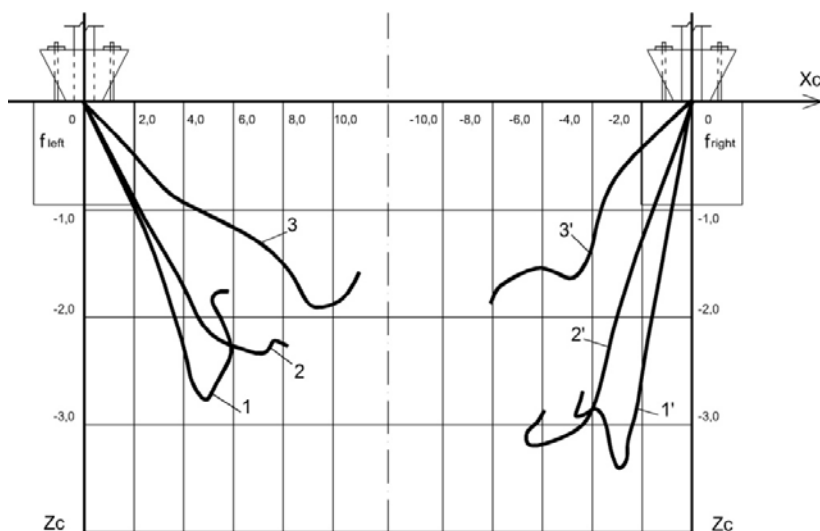


Рис. 4.6. Графики зависимостей положения мгновенного центра вращения фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ .

Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3')

### 4.3. Разное заглубление соседних фундаментов

Обследование каркасов стальных одноэтажных зданий на ранних стадиях эксплуатации [66, 109, 146, 150, 162] показало недопустимые разности отметок верха опорных плит колонн. Представляет интерес изучение влияния этих отклонений на перемещения фундаментов.

Величины и характер изменения осадок обоих фундаментов при большем заглублении одного из них практически одинаковы (рис. 4.7). Осадки фундаментов малочувствительны к изменению жесткости рамной системы. Максимальные величины осадок наблюдаются при податливых узлах сопряжения ригеля со стойками, а минимальные при шарнирных.

Горизонтальные перемещения фундаментов зависят от жесткости рамной системы. Максимальные величины горизонтальных перемещений отмечены при жестких узлах, превышающие в 2,61 и 2,39 раза значения при шарнирных для левого и правого фундаментов, соответственно (рис. 4.8, а). Величины горизонтальных перемещений менее заглубленного левого фундамента при жестких и податливых узлах превышают значения правого в среднем на 18%.

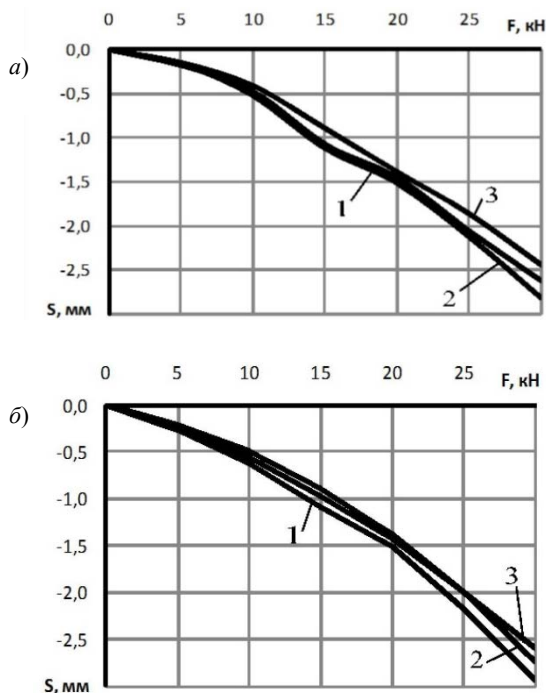


Рис. 4.7. Графики зависимостей осадки левого (а) и правого (б) фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ .

Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

Крен более заглубленного правого фундамента превышает величины левого в среднем на 23%. Установлены максимальные величины крена в обоих фундаментах при жестких узлах сопряжения, а минимальные – при шарнирных (рис. 4.8, б).

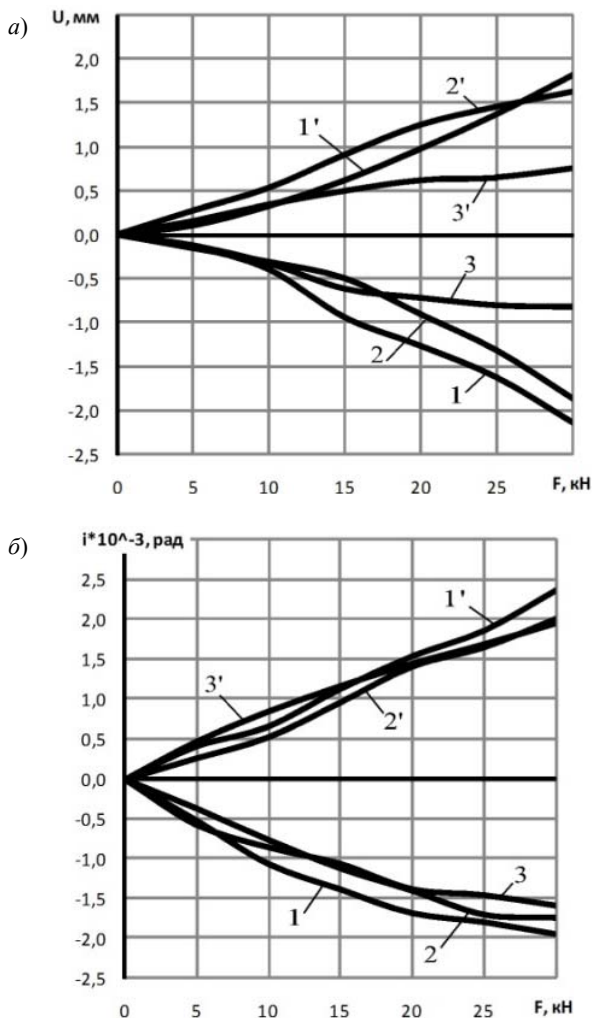


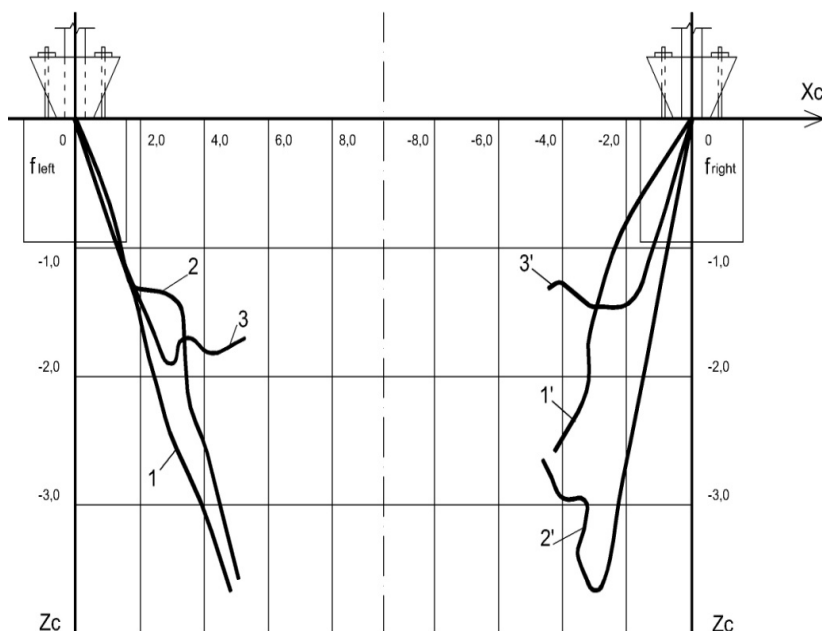
Рис. 4.8. Графики зависимостей горизонтального перемещения (а) и крена (б) фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ .

Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3'). Зависимости без штриха – для левого фундамента, со штрихом – для правого



Изменение жесткости сопряжения верхних узлов ригеля со стойками, а в целом и всей рамной системы, существенно влияет на расположение центров вращения обоих фундаментов (рис. 4.9). Наблюдается значительное расхождение их величин в разных направлениях в зависимости от жесткости рамной системы. Глубины центров вращения левого фундамента при жестких и податливых узлах с небольшим расхождением одинаковы и значительно превышают их величины при шарнирных. В правом фундаменте максимальное заглубление центров вращения получено при податливых верхних узлах, а минимальное – при шарнирных.

На перемещения фундаментов (осадку, горизонтальное перемещение и крен) с разным заглублением существенно влияет жесткость рамной системы. Это, как было отмечено в 3-й главе, меняет НДС вышерасположенных элементов рамы. При выявлении разности заглубления фундаментов одной рамы или при прогнозировании этого необходимо вносить коррективы в результаты поверочных расчетов, опираясь на приведенные в настоящей работе данные.



**Рис. 4.9. Графики зависимостей положения мгновенного центра вращения фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3')**

#### 4.4. Наличие зазора между боковой поверхностью одного из фундаментов и обратной засыпкой грунта

Среди наиболее распространенных дефектов грунтового основания отмечаются отклонения обратной засыпки [25, 27, 31, 89, 104]. Это связано с изменяющимися свойствами грунтов или некачественным производством работ по ее устройству. Появление зазора между вертикальной гранью фундамента снижает не только расчетное сопротивление основания, но и освобождает некоторые связи, ограничивающие перемещения фундамента, что приводит к изменению НДС всей рамной системы (п. 3.4).

Осадки обоих фундаментов имеют одинаковые величины и изменяются линейно (рис. 4.10). Жесткость сопряжения верхних узлов оказывает наибольшее влияние на осадки правого фундамента, имеющего максимальные величины при шарнирных узлах и минимальные при жестких.

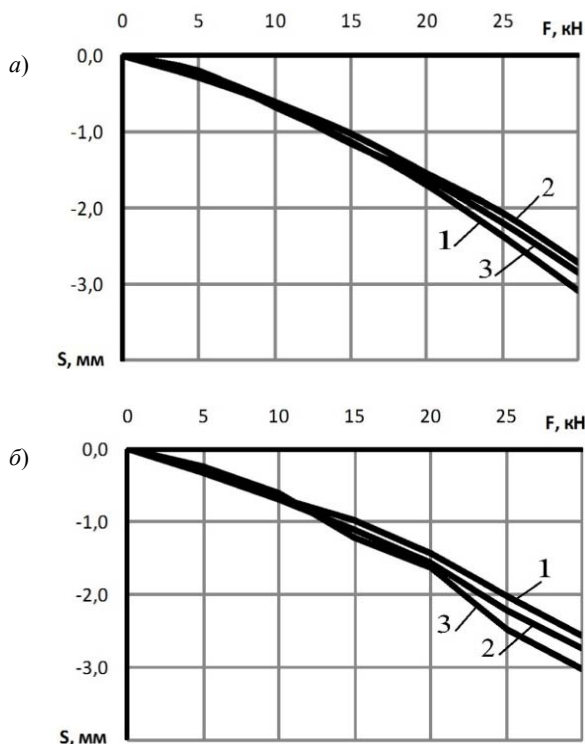
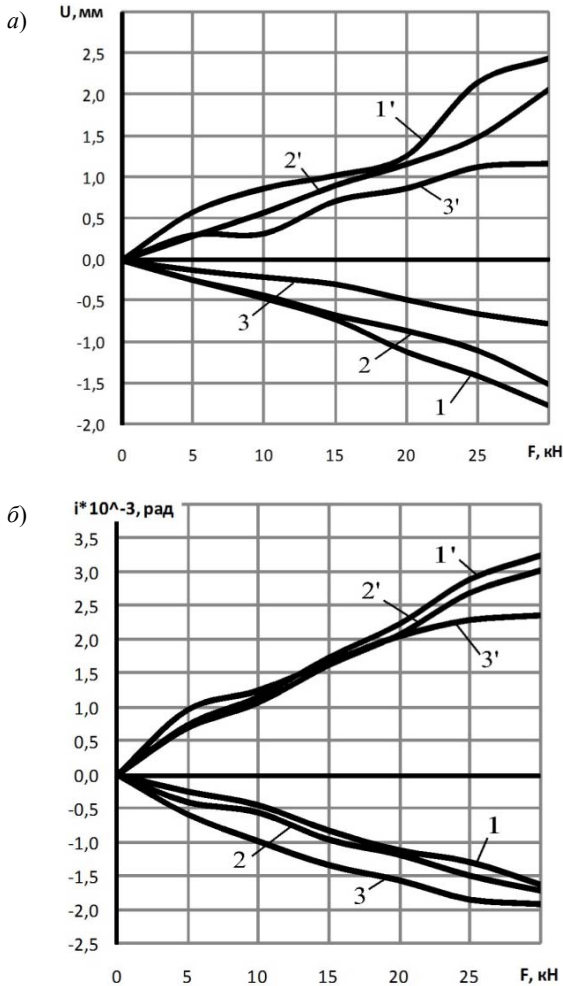


Рис. 4.10. Графики зависимостей осадки левого (а) и правого (б) фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$  и наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой. Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)



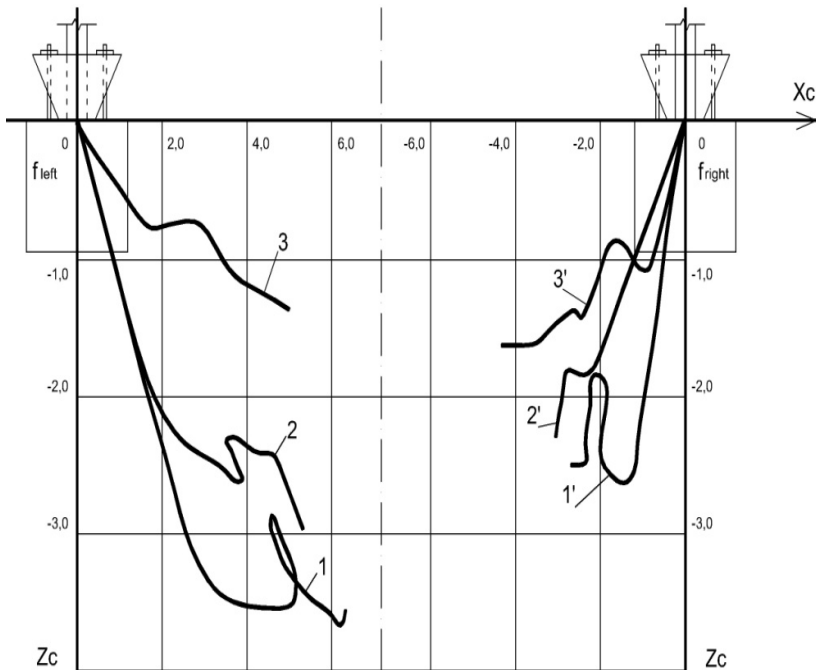
**Рис. 4.11.** Графики зависимостей горизонтального перемещения (*а*) и крена (*б*) фундаментов при  $\epsilon_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$  и наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой. Сопряжение в верхних узлах жесткое (*1, 1'*), податливое (*2, 2'*), шарнирное (*3, 3'*). Зависимости без штриха – для левого фундамента, со штрихом – для правого

Графики зависимости горизонтальных перемещений от нагрузки свидетельствуют о значительном влиянии на них жесткости рамной системы. Максимальные величины отмечаются у обоих фундаментов при жестких верхних узлах (рис. 4.11, *а*). Горизонтальные перемещения правого фундамента при

жестких узлах превышают в 1,19 и 2,09 раза, левого – в 1,16 и 2,27 раза, соответственно, величины при податливых и шарнирных узлах. В среднем горизонтальные перемещения правого фундамента превышают величины левого на 38, 36 и 50%, соответственно, при жестких, податливых и шарнирных узлах.

Крен правого фундамента превышает величины левого на 99, 77 и 23%, соответственно, при жестких, податливых и шарнирных узлах сопряжения (рис. 4.11, б). Это связано с наличием зазора у его наружной грани. Максимальные значения крена правого фундамента при жестких узлах сопряжения превышают на 7 и 38%, соответственно, при податливых и шарнирных. У левого фундамента максимальный крен отмечается при шарнирных узлах и превышает на 12 и 18%, соответственно, при податливых и жестких.

На положение мгновенных центров вращения фундаментов жесткость рамной системы влияет значительно (рис. 4.12).



**Рис. 4.12. Графики зависимостей положения мгновенного центра вращения фундаментов при  $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$  и наличии зазора между наружной гранью правого фундамента и обратной засыпкой. Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3')**

С увеличением жесткости рамной системы происходит заглублиение центра вращения обоих фундаментов. Наибольшее влияние наличие зазора у правого фундамента оказывает на положение центра вращения левого.

Из представленных данных видно, что наличие дефектов у одного из фундаментов значительно влияет на перемещения другого, особенно в рамках с повышенной жесткостью. Это обусловлено перераспределением дополнительных усилий на все элементы системы через жесткие узлы. Наличие дефектов обратной засыпки, изменяя величины и характер перемещений фундаментов, влияет на НДС всей конструкции.

#### 4.5. Несимметричное действие вертикальных сил

Результаты проведенных экспериментальных испытаний при несимметричном действии внешних сил указывают на значительное влияние нагруженности стоек и общей жесткости рамной системы на перемещения фундаментов и расположение их мгновенных центров вращения, что подтверждается результатами других исследователей [31, 32, 59, 94, 155 – 157]. Причиной изменения нагруженности стоек, следовательно, и оснований, как правило, является смена технологии производства и его переоборудования. При анализе зависимостей перемещений фундаментов отмечается их значительная чувствительность к жесткости рамной системы.

При действии вертикальных сил с эксцентриситетом максимальные величины осадок менее нагруженного левого фундамента отмечаются при жестких узлах сопряжения, а минимальные – при шарнирных (рис. 4.13 и 4.16). Осадки правого фундамента в связи с его повышенной нагруженностью малочувствительны к изменению общей жесткости рамной системы.

Горизонтальные перемещения обоих фундаментов с изменением нагруженности изменяются незначительно. При всех величинах эксцентриситета максимальные значения перемещений отмечаются при жестких верхних узлах, а минимальные – при шарнирных (рис. 4.14, *а* и 4.18, *а*). Горизонтальные перемещения правого фундамента увеличены по отношению к левому при  $e_{01} = 0,125$  – в 2,88, 2,24 и 1,97 раза, при  $e_{02} = 0,25$  – в 2,05, 2,37 и 2,67 раза, соответственно, при жестких, податливых и шарнирных узлах.

Крен более нагруженного правого фундамента значительно превышает величины левого при  $e_{01} = 0,125$  – на 74, 94 и 76%, при  $e_{02} = 0,25$  – на 53, 64 и 78%, соответственно, при жестких, податливых и шарнирных узлах (рис. 4.14, *б* и 4.18, *б*). Максимальные значения крена для обоих фундаментов отмечаются при жестких верхних узлах, а минимальные – при шарнирных.

Жесткость рамной системы в большей степени влияет на изменение положения центра вращения более нагруженного правого фундамента. Максимальное заглублиение отмечается при шарнирных узлах сопряжения, а минимальное – при жестких и податливых (рис. 4.15 и 4.17). Нелинейность изменения положения центра вращения фундаментов обусловлена специфическим

характером зависимостей исходных функций – осадки, крена и горизонтального перемещения при разной нагруженности системы.

Из анализа представленных данных видно, что наибольшие изменения перемещений происходят в нагруженном фундаменте. Необходимо учитывать, что жесткость сопряжения верхних узлов ригеля со стойками, а следовательно, и всей рамной системы в целом, вносит существенные изменения в вид и характер перемещений обоих фундаментов.

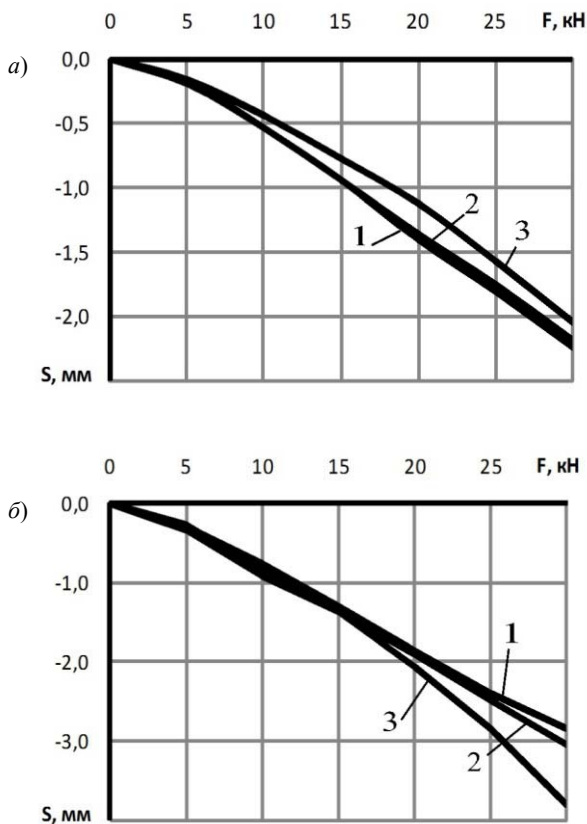


Рис. 4.13. Графики зависимостей осадки левого (а) и правого (б) фундаментов при  $e_{01} = 0,125$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)

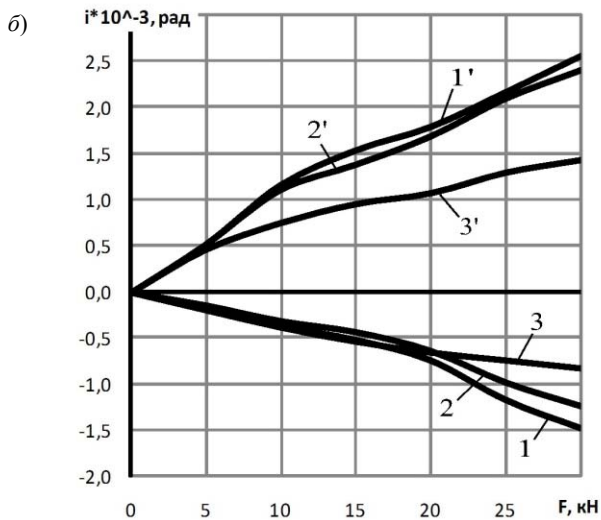
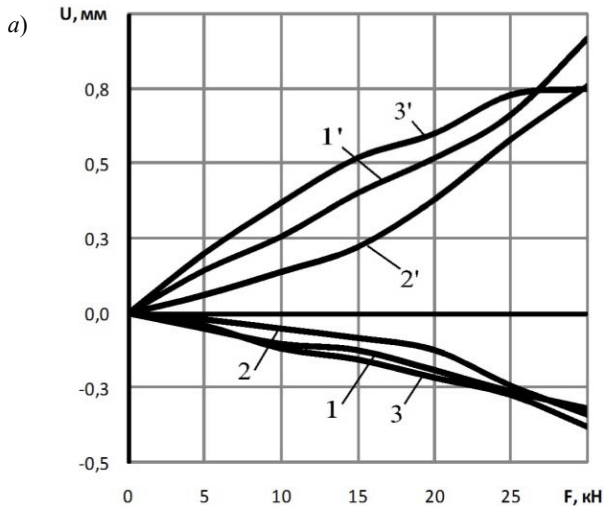


Рис. 4.14. Графики зависимостей горизонтального перемещения (а) и крена (б) фундаментов при  $e_{01} = 0,125$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3'). Зависимости без штриха – для левого фундамента, со штрихом – для правого

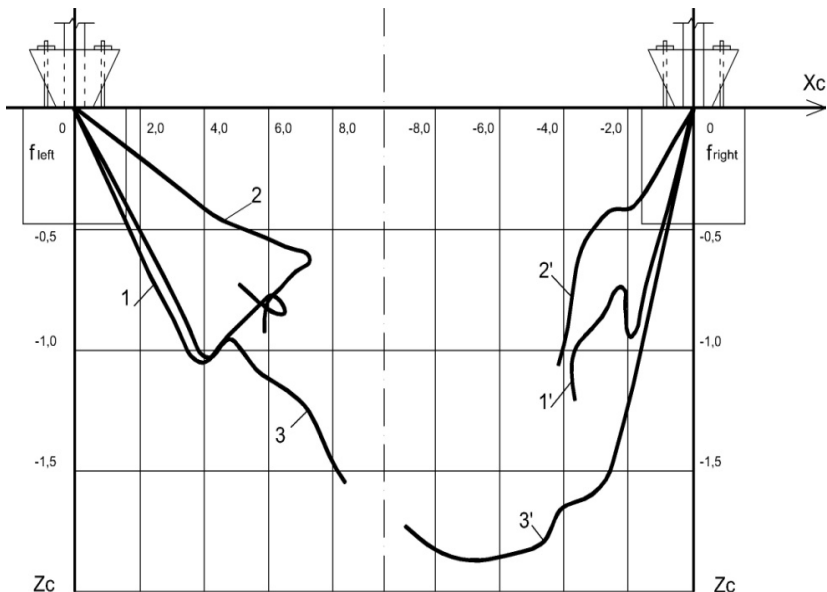


Рис. 4.15. Графики зависимостей положения мгновенного центра вращения фундаментов при  $e_{01} = 0,125$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3')

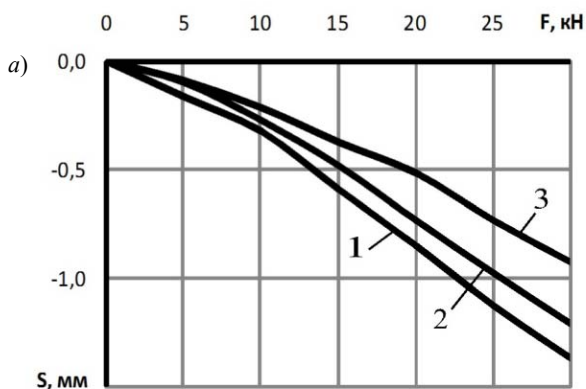


Рис. 4.16. Графики зависимостей осадки левого (а) и правого (б) фундаментов при  $e_{01} = 0,25$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ . Сопряжение в верхних узлах жесткое (1), податливое (2), шарнирное (3)



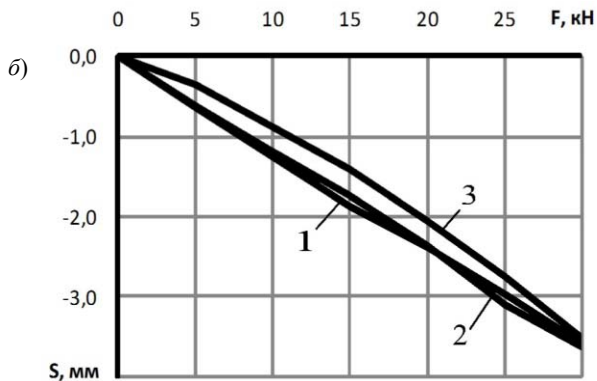


Рис. 4.16. Окончание

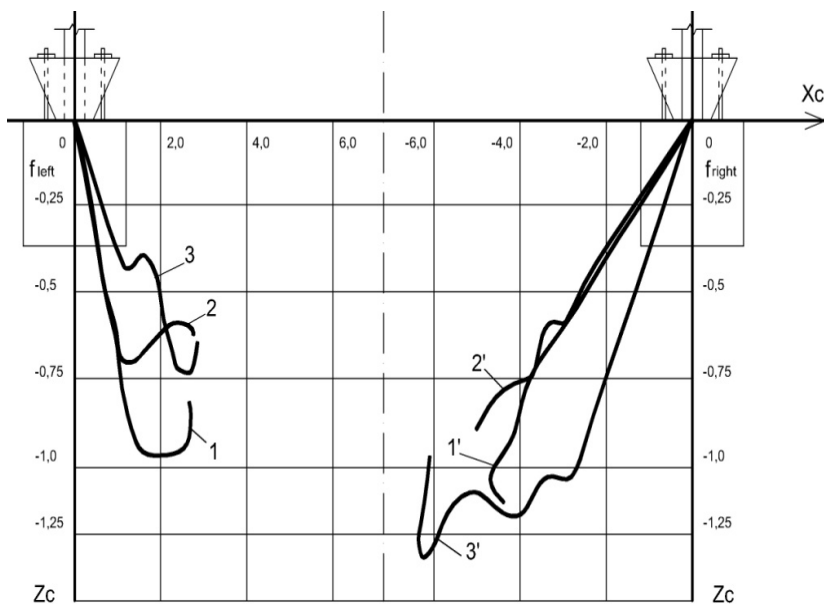


Рис. 4.17. Графики зависимостей положения мгновенного центра вращения фундаментов при  $e_{01} = 0,25$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ .  
 Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3')

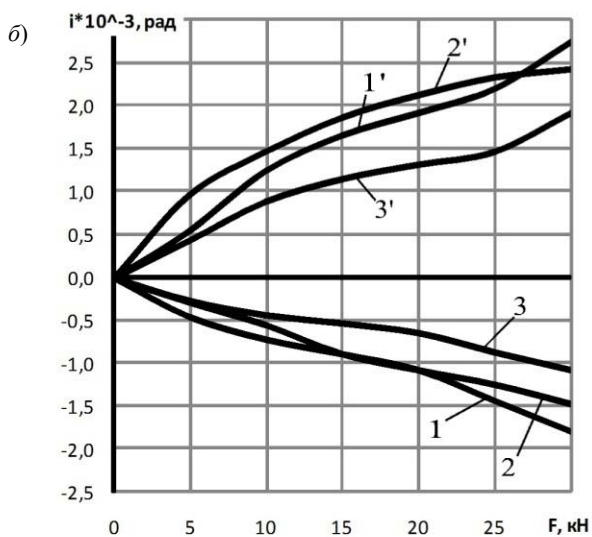
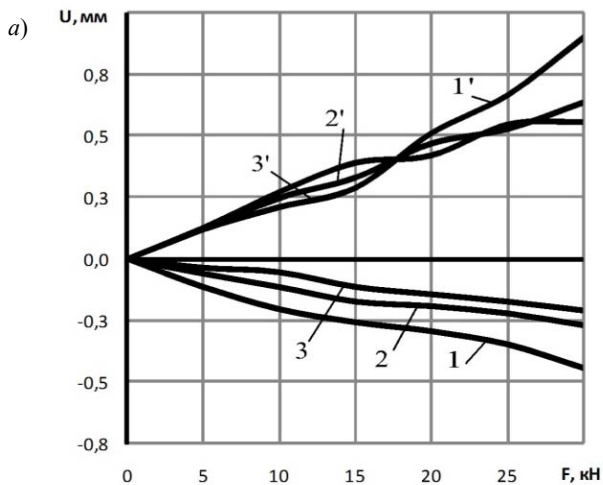


Рис. 4.18. Графики зависимостей горизонтального перемещения (а) и крена (б) фундаментов при  $e_{01} = 0,25$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ .  
 Сопряжение в верхних узлах жесткое (1, 1'), податливое (2, 2'), шарнирное (3, 3').  
 Зависимости без штриха – для левого фундамента,  
 со штрихом – для правого

## Основные результаты и выводы по главе 4

В таблице 4.1 представлены коэффициенты влияния перемещений фундаментов, полученные по формулам

$$k_s = \frac{s_i}{s_0}, \quad k_u = \frac{u_i}{u_0}, \quad k_i = \frac{i_i}{i_0}, \quad (4.1)$$

где  $s_i$ ,  $u_i$ ,  $i_i$  – осадка, горизонтальные перемещения и крен фундаментов, соответственно, в сериях экспериментов с дефектами грунтового основания и внецентренности приложения вертикальных сил;  $s_0$ ,  $u_0$ ,  $i_0$  – осадка, горизонтальные перемещения и крен фундаментов, соответственно, в сериях экспериментов 1, 7, 13-й согласно табл. 2.5.

### 4.1. Коэффициенты влияния перемещений фундаментов при нагружении моделей максимальным усилием $F_{\max} = 30\text{кН}$

№ эксперимента*	Левый фундамент			Правый фундамент		
	$k_s$	$k_u$	$k_i$	$k_s$	$k_u$	$k_i$
<i>Модели рам с шарнирными узлами сопряжения</i>						
2	0,88	1,03	0,45	1,67	2,21	0,69
3	0,40	0,57	0,60	1,55	1,65	0,92
4	0,99	0,95	0,40	1,64	2,59	0,76
5	1,06	2,22	0,88	1,15	2,24	0,94
6	1,23	2,11	1,06	1,33	3,44	1,14
<i>Модели рам с податливыми узлами сопряжения</i>						
8	0,85	0,67	0,76	1,18	1,04	1,32
9	0,47	0,53	0,90	1,39	0,88	1,32
10	0,86	1,25	0,57	1,38	2,42	1,05
11	1,02	3,65	1,06	1,06	2,23	1,10
12	1,06	2,98	1,05	1,07	2,82	1,66
<i>Модели рам с жесткими узлами сопряжения</i>						
14	0,84	0,35	0,72	1,05	0,79	1,17
15	0,51	0,48	0,88	1,33	0,77	1,26
16	0,85	0,80	0,68	1,28	1,87	1,13
17	1,06	2,35	0,96	1,08	1,56	1,08
18	1,15	1,95	0,80	0,94	2,09	1,50

\* – основные параметры экспериментов согласно нумерации табл. 2.5.

## Основные выводы

1. Распределение внутренних усилий в рамах при изменении узловой жесткости приводит к изменению характера перемещений фундаментов. Это отражается в изменении величин перемещений, крутизны графиков зависимостей и др. Перемещения фундаментов симметричной рамы как по геометрической схеме, так и по действующим усилиям имеют, в ряде случаев, неодинаковые величины, что обусловлено, в первую очередь, естественной неоднородностью грунтового основания. Приведенные экспериментальные зависимости перемещений фундаментов близки к фактическим.

2. При испытании моделей рам на песчаном основании с разной плотностью под фундаментами установлено, что жесткость верхних узлов сопряжения ригеля со стойками практически не влияет на характер зависимостей осадок. Увеличенная деформативность грунтового основания под одним фундаментом выражается в превышении величин его крена по отношению ко второму. Для обоих фундаментов максимальный крен отмечается при жестких узлах сопряжения ригеля со стойками. При жестких узлах крен фундамента над более плотным основанием больше в 1,47 и 1,92 раза, над менее плотным – в 1,27 и 1,56 раза, чем при податливых и шарнирных узлах, соответственно. Наблюдается значительное влияние жесткости рамной системы и разной плотности основания под фундаментами на положение их центров вращения и перемещения. Уменьшенная плотность основания под одним фундаментом оказывает значительное воздействие на величины и характер перемещений другого.

3. В опытах с разными отметками заложения фундаментов величины горизонтальных перемещений менее заглубленного фундамента при жестких и податливых узлах превышают значения второго в среднем на 18%. Крен более заглубленного фундамента превышает величины другого в среднем на 23%. Установлены максимальные величины крена в обоих фундаментах при жестких узлах сопряжения, а минимальные – при шарнирных. На перемещения фундаментов при наличии разности заглубления существенно влияет жесткость рамной системы, значительно изменяется характер их крена и горизонтальных перемещений.

4. При наличии зазора у одного из фундаментов его горизонтальные перемещения при жестких узлах сопряжения ригеля со стойками превышают величины при податливых и шарнирных узлах, соответственно, в 1,19 и 2,09 раза, а второго – в 1,16 и 2,27 раза. В среднем горизонтальные перемещения фундамента с зазором превышают величины второго на 38, 36 и 50%, соответственно, при жестких, податливых и шарнирных узлах. Крен фундамента с зазором превышает значения второго на 99, 77 и 23%, соответственно, при жестких, податливых и шарнирных узлах сопряжения. Наибольшее влияние наличие зазора у одного из фундаментов оказывает на положение центра вращения второго. Из представленных данных видно, что наличие дефектов у одного из фундаментов значительно влияет на перемещения другого, особенно в рамах с повышенной жесткостью.

## Глава 5. УТОЧНЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СТОЕК СТАЛЬНЫХ П-ОБРАЗНЫХ РАМ НА ОСНОВЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В данной главе показан общий подход к определению внутренних усилий в элементах стальных П-образных рам и их расчету с использованием поправочных коэффициентов влияния, учитывающих дефекты основания и особенности рамной конструкции. Представлен метод расчета стальных П-образных рам на основании, имеющем дефекты, с использованием экспериментально полученных поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}$ . Приведены системы поправочных коэффициентов влияния и функциональные зависимости для определения их величин, полученные методом нейронных сетей. Определена область применения результатов диссертационной работы.

### 5.1. Анализ экспериментальных данных

В результате проведенного экспериментально-теоретического исследования решена прикладная задача по определению изгибающих моментов в стойках стальных П-образных рам эксплуатируемых зданий на песчаном основании с дефектами и изменяющейся жесткости узлов сопряжения элементов. Величины изгибающих моментов в общем виде предлагаем определять по формулам

$$M = M_e k_{Mds} k_m; \quad M = M_t k_{Mds} k_\delta,$$

где  $M_e$  и  $M_t$  – величины изгибающих моментов, полученных экспериментально и решением стандартных расчетных схем [128, 130, 138], соответственно;  $k_\delta, k_{Mds}, k_m$  – коэффициенты, учитывающие влияние дефектов основания с индексом « $d$ » или рамы – « $s$ », масштабного фактора – « $m$ » и условности расчетных схем – « $\delta$ ».

В данном исследовании показан подход к определению  $k_{Mds} = k_{Md}$ , при принятых  $k_\delta = k_m = 1$ . При отсутствии дефектов  $k_{Md} = 1$ . Пространство дефектов « $ds$ » устанавливается на основе обобщения результатов наблюдений.

Получены четыре группы систем поправочных коэффициентов влияния ( $k_{Md}^{I-IV}$ ) для определения изгибающих моментов в стойках стальных П-образных рам при наличии дефектов основания:

I группа ( $k_{Md}^I$ ) – при расчете стандартных схем строительной механики;

II группа ( $k_{Md}^{II}$ ) – при проведении испытаний рам;

III группа ( $k_{Md}^{III}$ ) – при проведении испытаний рам с учетом данных о перемещениях фундаментов;

IV группа ( $k_{Md}^{IV}$ ) – при расчете рам с разнонагруженными стойками.

I группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^I$ .

При оценке напряженного состояния несущих конструкций эксплуатируемых зданий одним из важнейших этапов является их проверка в соответствии со строительными нормами [127 – 130, 136 – 138].

Внутренние усилия в каркасе можно определить расчетом с максимальным приближением характеристик расчетной схемы к фактическим существующего здания [103, 113, 123, 147]. Одним из этапов работы является создание расчетной схемы с использованием современных расчетных комплексов (прил. В). В результате выявлена хорошая сходимость выходных расчетных и экспериментальных данных, что было обусловлено, в первую очередь, присвоением расчетной схеме действительных жесткостных характеристик испытуемой модели, например, податливость узловых сопряжений, жесткости песчаного основания и пр. В реальной практике проектирования и расчета строительных конструкций, в виду специфики производства, наиболее часто используются «классические» расчетные схемы строительной механики [126, 144, 145], в которых: в качестве основания рассматривается жесткое защемление стоек; верхним узловым сопряжениям ригеля со стойками присваивается либо жесткий, либо шарнирный тип связи; дефекты основания задаются смещением опор [28, 29, 69 – 71]. Поэтому были проведены расчеты испытуемых моделей по «классическим» расчетным схемам (прил. В). В результате были получены поправочные коэффициенты влияния изгибающих моментов ( $k_{Md}^I$ ) к расчетным величинам для рам с дефектами грунтового основания при разных жесткостях узловых сопряжений и изменяющейся нагруженности системы (табл. 5.1).

Полученные поправочные коэффициенты влияния применимы для уточнения изгибающих моментов в сечениях стоек при наличии или прогнозировании возникновения дефектов грунтового основания, оценки влияния неравномерности перемещений фундаментов на значения изгибающих моментов, вследствие неоднородности грунтового основания. Перечисленные мероприятия, безусловно, повысят надежность проектных решений [114, 115, 119, 165, 166].

Определяем уточненные величины изгибающих моментов в стойках рам по формуле

$$M = M_t k_{Md}^I,$$

где  $M_t$  – величины изгибающих моментов, определенные решением стандартных расчетных схем строительной механики;  $k_{Md}^I$  – поправочные коэффициенты влияния изгибающих моментов (табл. 5.1), определенные по формуле

$$k_{Md}^I = M_e^{def} / M_t^{def},$$

где  $M_e^{def}$  – величины изгибающих моментов, определенные экспериментально при наличии дефектов грунтового основания;  $M_t^{def}$  – величины изгибающих моментов, определенные решением стандартных расчетных схем строительной механики.

### 5.1. Система поправочных коэффициентов влияния $k_{Md}^I$

Стойка	Ср	X/H	N/N <sub>u</sub>	$k_{Md}^I$
<i>При разной плотности основания под фундаментами</i>				
1	0,9	0,1	0,22	-0,60
1	0,9	0,1	0,44	-0,62
1	0,9	0,1	0,67	-0,63
1	0,2	0,1	0,22	0,84
1	0,2	0,1	0,44	0,91
1	0,2	0,1	0,67	0,91
1	0,9	0,5	0,22	1,12
1	0,9	0,5	0,44	1,06
1	0,9	0,5	0,67	1,06
1	0,2	0,5	0,22	1,14
1	0,2	0,5	0,44	1,14
1	0,2	0,5	0,67	1,11
1	0,9	0,9	0,22	1,50
1	0,9	0,9	0,44	0,34
1	0,9	0,9	0,67	0,68
1	0,2	0,9	0,22	1,02
1	0,2	0,9	0,44	1,00
1	0,2	0,9	0,67	1,02
0	0,9	0,1	0,22	0,56
0	0,9	0,1	0,44	0,53
0	0,9	0,1	0,67	0,52
0	0,2	0,1	0,22	1,04
0	0,2	0,1	0,44	1,09
0	0,2	0,1	0,67	1,04
0	0,9	0,5	0,22	1,28
0	0,9	0,5	0,44	1,22
0	0,9	0,5	0,67	1,26
0	0,2	0,5	0,22	0,97
0	0,2	0,5	0,44	0,95
0	0,2	0,5	0,67	0,96
0	0,9	0,9	0,22	1,12
0	0,9	0,9	0,44	1,11
0	0,9	0,9	0,67	1,12
0	0,2	0,9	0,22	1,01
0	0,2	0,9	0,44	0,98
0	0,2	0,9	0,67	0,98

Продолжение табл. 5.1

Стойка	Сф	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Ma}^I$
<i>При разном заглублении фундаментов</i>				
1	0,9	0,1	0,22	0,06
1	0,9	0,1	0,44	0,08
1	0,9	0,1	0,67	0,07
1	0,2	0,1	0,22	0,55
1	0,2	0,1	0,44	0,59
1	0,2	0,1	0,67	0,61
1	0,9	0,5	0,22	1,15
1	0,9	0,5	0,44	1,10
1	0,9	0,5	0,67	1,13
1	0,2	0,5	0,22	1,22
1	0,2	0,5	0,44	1,29
1	0,2	0,5	0,67	1,26
1	0,9	0,9	0,22	0,89
1	0,9	0,9	0,44	0,88
1	0,9	0,9	0,67	0,88
1	0,2	0,9	0,22	1,14
1	0,2	0,9	0,44	1,12
1	0,2	0,9	0,67	1,12
0	0,9	0,1	0,22	0,47
0	0,9	0,1	0,44	0,46
0	0,9	0,1	0,67	0,44
0	0,2	0,1	0,22	1,03
0	0,2	0,1	0,44	1,11
0	0,2	0,1	0,67	1,13
<i>При наличии зазора у одного из фундаментов</i>				
1	0,9	0,1	0,22	0,98
1	0,9	0,1	0,44	1,01
1	0,9	0,1	0,67	1,00
1	0,2	0,1	0,22	0,53
1	0,2	0,1	0,44	0,57
1	0,2	0,1	0,67	0,52
1	0,9	0,5	0,22	0,80
1	0,9	0,5	0,44	0,78
1	0,9	0,5	0,67	0,81
1	0,2	0,5	0,22	0,92
1	0,2	0,5	0,44	0,93
1	0,2	0,5	0,67	0,89



Стойка	Сф	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^I$
1	0,9	0,9	0,22	0,86
1	0,9	0,9	0,44	0,84
1	0,9	0,9	0,67	0,85
1	0,2	0,9	0,22	0,83
1	0,2	0,9	0,44	0,81
1	0,2	0,9	0,67	0,81
0	0,9	0,1	0,22	1,10
0	0,9	0,1	0,44	1,13
0	0,9	0,1	0,67	1,15
0	0,2	0,1	0,22	0,95
0	0,2	0,1	0,44	1,03
0	0,2	0,1	0,67	1,04
0	0,9	0,5	0,22	1,07
0	0,9	0,5	0,44	1,00
0	0,9	0,5	0,67	1,00
0	0,2	0,5	0,22	1,00
0	0,2	0,5	0,44	1,01
0	0,2	0,5	0,67	1,04
0	0,9	0,9	0,22	1,06
0	0,9	0,9	0,44	1,05
0	0,9	0,9	0,67	1,03
0	0,2	0,9	0,22	1,00
0	0,2	0,9	0,44	0,98
0	0,2	0,9	0,67	1,00

Примечания. 1. Дефекты грунтового основания в соответствии с табл. 2.5. 2. Расшифровка наименований столбцов: «Стойка»: 1 – стойка рамы с дефектом в основании, 0 – стойка рамы без дефекта в основании; «Сф» – жесткость узлов сопряжения ригеля со стойками: 0,9 – жесткий, 0,55 – податливый, 0,2 – шарнирный; « $X/H$ » – расположение сечения, в котором измеряются напряжения по высоте стойки от базы; « $N/N_u$ » – степень нагруженности основания при разных ступенях загрузки рамной системы; « $k_{Md}^I$ » – поправочный коэффициент влияния к изгибающим моментам.

II группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^{II}$ .

Сравнением экспериментальных изгибающих моментов моделей рам при наличии и отсутствии дефектов грунтового основания при разных жесткостях узловых сопряжений определены поправочные коэффициенты влияния ( $k_{Md}^{II}$ ),

позволяющие определить действительные моменты в сечениях стоек. Представленные данные свидетельствуют о том, что неоднородность грунтового основания и жесткость рамных узлов вносят существенные изменения в их НДС.

Коэффициенты определены для сечений, расположенных по всей высоте стоек рам с разной жесткостью сопряжения ригеля со стойками и изменяющейся степенью нагруженности системы (табл. 5.2).

При определении НДС несущих рам эксплуатируемых зданий испытаниями, полученные в настоящей работе поправочные коэффициенты влияния  $k_{Md}^{II}$  позволят:

- прогнозировать влияние дефектов грунтового основания на НДС рам эксплуатируемых одноэтажных зданий;
- внести поправки при подборе сечений элементов одноэтажных зданий при неоднородных грунтовых условиях, а также при прогнозируемом изменении свойств грунтов в связи с техногенными факторами, что, как правило, приводит к несимметричным перемещениям фундаментов.

Определяем уточненные величины изгибающих моментов в стойках рам по формуле

$$M = M_e k_{Md}^{II},$$

где  $M_e$  – величины изгибающих моментов в стойках рам эксплуатируемых зданий, определенные в результате испытаний;  $k_{Md}^{II}$  – поправочные коэффициенты влияния изгибающих моментов (табл. 5.2), определенные по формуле

$$k_{Md}^{II} = M_e^{def} / M_e^0,$$

где  $M_e^{def}$  – величины изгибающих моментов, определенные экспериментально при наличии дефектов грунтового основания;  $M_e^0$  – величины изгибающих моментов, определенные экспериментально в бездефектном состоянии.

## 5.2. Система поправочных коэффициентов влияния $k_{Md}^{II}$

Стойка	$C\phi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{II}$
<i>При разной плотности основания под фундаментами</i>				
1	0,9	0,1	0,22	-0,57
1	0,9	0,1	0,44	-0,60
1	0,9	0,1	0,67	-0,61
1	0,55	0,1	0,22	0,16
1	0,55	0,1	0,44	0,19
1	0,55	0,1	0,67	0,19
1	0,2	0,1	0,22	1,02
1	0,2	0,1	0,44	1,05
1	0,2	0,1	0,67	1,11

Продолжение табл. 5.2

Стойка	$C\varphi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{II}$
1	0,9	0,5	0,22	1,17
1	0,9	0,5	0,44	1,14
1	0,9	0,5	0,67	1,14
1	0,55	0,5	0,22	1,22
1	0,55	0,5	0,44	1,21
1	0,55	0,5	0,67	1,21
1	0,2	0,5	0,22	1,04
1	0,2	0,5	0,44	1,05
1	0,2	0,5	0,67	1,03
1	0,9	0,9	0,22	1,52
1	0,9	0,9	0,44	0,36
1	0,9	0,9	0,67	0,72
1	0,55	0,9	0,22	0,82
1	0,55	0,9	0,44	0,82
1	0,55	0,9	0,67	0,83
1	0,2	0,9	0,22	1,03
1	0,2	0,9	0,44	1,03
1	0,2	0,9	0,67	1,04
0	0,9	0,1	0,22	0,49
0	0,9	0,1	0,44	0,48
0	0,9	0,1	0,67	0,47
0	0,55	0,1	0,22	0,63
0	0,55	0,1	0,44	0,61
0	0,55	0,1	0,67	0,62
0	0,2	0,1	0,22	1,00
0	0,2	0,1	0,44	1,01
0	0,2	0,1	0,67	1,00
0	0,9	0,5	0,22	1,42
0	0,9	0,5	0,44	1,43
0	0,9	0,5	0,67	1,44
0	0,55	0,5	0,22	1,40
0	0,55	0,5	0,44	1,38
0	0,55	0,5	0,67	1,36
0	0,2	0,5	0,22	1,06
0	0,2	0,5	0,44	1,06
0	0,2	0,5	0,67	1,08
0	0,9	0,9	0,22	1,17
0	0,9	0,9	0,44	1,22
0	0,9	0,9	0,67	1,22

Продолжение табл. 5.2

Стойка	$C\phi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{II}$
0	0,55	0,9	0,22	1,15
0	0,55	0,9	0,44	1,15
0	0,55	0,9	0,67	1,16
0	0,2	0,9	0,22	1,08
0	0,2	0,9	0,44	1,08
0	0,2	0,9	0,67	1,06
<i>При разном заглублении фундаментов</i>				
1	0,9	0,1	0,22	0,05
1	0,9	0,1	0,44	0,08
1	0,9	0,1	0,67	0,07
1	0,55	0,1	0,22	0,08
1	0,55	0,1	0,44	0,06
1	0,55	0,1	0,67	0,07
1	0,2	0,1	0,22	0,67
1	0,2	0,1	0,44	0,69
1	0,2	0,1	0,67	0,74
1	0,9	0,5	0,22	1,20
1	0,9	0,5	0,44	1,19
1	0,9	0,5	0,67	1,21
1	0,55	0,5	0,22	1,28
1	0,55	0,5	0,44	1,29
1	0,55	0,5	0,67	1,28
1	0,2	0,5	0,22	1,11
1	0,2	0,5	0,44	1,18
1	0,2	0,5	0,67	1,17
1	0,9	0,9	0,22	0,89
1	0,9	0,9	0,44	0,92
1	0,9	0,9	0,67	0,93
1	0,55	0,9	0,22	1,03
1	0,55	0,9	0,44	1,03
1	0,55	0,9	0,67	1,04
1	0,2	0,9	0,22	1,14
1	0,2	0,9	0,44	1,16
1	0,2	0,9	0,67	1,14
0	0,9	0,1	0,22	0,41
0	0,9	0,1	0,44	0,42
0	0,9	0,1	0,67	0,40
0	0,55	0,1	0,22	0,66
0	0,55	0,1	0,44	0,65
0	0,55	0,1	0,67	0,65

Продолжение табл. 5.2

Стойка	$C\phi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{II}$
0	0,2	0,1	0,22	0,99
0	0,2	0,1	0,44	1,02
0	0,2	0,1	0,67	1,08
0	0,9	0,5	0,22	1,28
0	0,9	0,5	0,44	1,28
0	0,9	0,5	0,67	1,26
0	0,55	0,5	0,22	1,27
0	0,55	0,5	0,44	1,26
0	0,55	0,5	0,67	1,24
0	0,2	0,5	0,22	1,11
0	0,2	0,5	0,44	1,08
0	0,2	0,5	0,67	1,08
0	0,9	0,9	0,22	1,01
0	0,9	0,9	0,44	1,05
0	0,9	0,9	0,67	1,04
0	0,55	0,9	0,22	1,09
0	0,55	0,9	0,44	1,09
0	0,55	0,9	0,67	1,08
0	0,2	0,9	0,22	1,06
0	0,2	0,9	0,44	1,09
0	0,2	0,9	0,67	1,08
<i>При наличии зазора у одного из фундаментов</i>				
1	0,9	0,1	0,22	0,94
1	0,9	0,1	0,44	0,97
1	0,9	0,1	0,67	0,96
1	0,55	0,1	0,22	0,82
1	0,55	0,1	0,44	0,86
1	0,55	0,1	0,67	0,90
1	0,2	0,1	0,22	0,64
1	0,2	0,1	0,44	0,66
1	0,2	0,1	0,67	0,63
1	0,9	0,5	0,22	0,83
1	0,9	0,5	0,44	0,85
1	0,9	0,5	0,67	0,86
1	0,55	0,5	0,22	0,90
1	0,55	0,5	0,44	0,92
1	0,55	0,5	0,67	0,93
1	0,2	0,5	0,22	0,84
1	0,2	0,5	0,44	0,85
1	0,2	0,5	0,67	0,83

Продолжение табл. 5.2

Стойка	$C\phi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{II}$
1	0,9	0,9	0,22	0,86
1	0,9	0,9	0,44	0,89
1	0,9	0,9	0,67	0,89
1	0,55	0,9	0,22	0,92
1	0,55	0,9	0,44	0,92
1	0,55	0,9	0,67	0,93
1	0,2	0,9	0,22	0,83
1	0,2	0,9	0,44	0,83
1	0,2	0,9	0,67	0,82
0	0,9	0,1	0,22	0,97
0	0,9	0,1	0,44	1,03
0	0,9	0,1	0,67	1,03
0	0,55	0,1	0,22	0,73
0	0,55	0,1	0,44	0,73
0	0,55	0,1	0,67	0,77
0	0,2	0,1	0,22	0,92
0	0,2	0,1	0,44	0,95
0	0,2	0,1	0,67	1,00
0	0,9	0,5	0,22	1,19
0	0,9	0,5	0,44	1,17
0	0,9	0,5	0,67	1,15
0	0,55	0,5	0,22	1,33
0	0,55	0,5	0,44	1,23
0	0,55	0,5	0,67	1,28
0	0,2	0,5	0,22	1,10
0	0,2	0,5	0,44	1,12
0	0,2	0,5	0,67	1,17
0	0,9	0,9	0,22	1,10
0	0,9	0,9	0,44	1,14
0	0,9	0,9	0,67	1,13
0	0,55	0,9	0,22	1,12
0	0,55	0,9	0,44	1,15
0	0,55	0,9	0,67	1,14
0	0,2	0,9	0,22	1,06
0	0,2	0,9	0,44	1,08
0	0,2	0,9	0,67	1,08

III группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^{III}$ .

Влияние перемещений фундаментов на НДС рамных конструкций очевидно, это отмечал ряд ученых [8, 31, 59, 94, 155]. В работе дан анализ перемещений фундаментов, рассматриваемых как вращение вокруг мгновенных центров.

В 3 и 4 главах установлено, что наличие дефектов грунтового основания влияет как на НДС надземных конструкций, так и на перемещения фундаментов. Получены данные о связи относительных координат мгновенных центров вращения фундаментов и изгибающих моментов в сечениях стоек при наличии дефектов грунтового основания. Поэтому система поправочных коэффициентов группы II была расширена дополнительной информацией о влиянии перемещений фундаментов. Разработанная система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^{III}$  (табл. 5.3) применима для:

- развития экспериментальной базы научных исследований в области совершенствования методов расчета и обеспечения несущей способности конструкций за счет уточнения знаний о влиянии перемещений фундаментов на НДС рамных конструкций;

- оценки и прогнозирования влияния дефектов грунтового основания на НДС эксплуатируемых зданий при наличии данных о перемещениях фундаментов, полученных при обследовании.

Определяем уточненные величины изгибающих моментов в стойках рам по формуле

$$M = M_e k_{Md}^{III},$$

где  $M_e$  – величины изгибающих моментов в стойках рам эксплуатируемых зданий, определенные в результате испытаний;  $k_{Md}^{III}$  – поправочные коэффициенты влияния изгибающих моментов (табл. 5.3), определенные по формуле

$$k_{Md}^{III} = M_e^{def} / M_e^0,$$

где  $M_e^{def}$  и  $M_e^0$  – экспериментальные величины изгибающих моментов при наличии и отсутствии дефектов грунтового основания, соответственно.

IV группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^{IV}$ .

При эксплуатации зданий, а также при изменении технологии производства отмечается увеличенная загруженность одной из сторон рамного каркаса, вследствие этого стойки имеют разную нагруженность. Стоит учесть, что неравномерность деформаций рамного каркаса усугубляется неоднородностью грунтового основания.

Получена система поправочных коэффициентов ( $k_{Md}^{IV}$ ) для определения изгибающих моментов по всей высоте стоек стальных П-образных рам при изменяющейся жесткости узловых сопряжений с учетом разной степени нагруженности основания (табл. 5.4).

### 5.3. Система поправочных коэффициентов влияния $k_{Md}^{III}$

Стойка	$C\varphi$	$X/H$	$N/N_u$	$\Delta Xc$	$\Delta Zc$	$k_{Md}^{III}$
<i>При разной плотности основания под фундаментами</i>						
1	0,9	0,1	0,22	0,88	3,12	-0,57
1	0,9	0,1	0,44	1,00	2,52	-0,60
1	0,9	0,1	0,67	1,12	2,51	-0,61
1	0,55	0,1	0,22	1,50	2,98	0,16
1	0,55	0,1	0,44	2,07	2,21	0,19
1	0,55	0,1	0,67	2,00	2,33	0,19
1	0,2	0,1	0,22	1,26	1,96	1,02
1	0,2	0,1	0,44	1,54	3,32	1,05
1	0,2	0,1	0,67	1,43	2,98	1,11
1	0,9	0,5	0,22	0,88	3,12	1,17
1	0,9	0,5	0,44	1,00	2,52	1,14
1	0,9	0,5	0,67	1,12	2,51	1,14
1	0,55	0,5	0,22	1,50	2,98	1,22
1	0,55	0,5	0,44	2,07	2,21	1,21
1	0,55	0,5	0,67	2,00	2,33	1,21
1	0,2	0,5	0,22	1,26	1,96	1,04
1	0,2	0,5	0,44	1,54	3,32	1,05
1	0,2	0,5	0,67	1,43	2,98	1,03
1	0,9	0,9	0,22	0,88	3,12	1,52
1	0,9	0,9	0,44	1,00	2,52	0,36
1	0,9	0,9	0,67	1,12	2,51	0,72
1	0,55	0,9	0,22	1,50	2,98	0,82
1	0,55	0,9	0,44	2,07	2,21	0,82
1	0,55	0,9	0,67	2,00	2,33	0,83
1	0,2	0,9	0,22	1,26	1,96	1,03
1	0,2	0,9	0,44	1,54	3,32	1,03
1	0,2	0,9	0,67	1,43	2,98	1,04
0	0,9	0,1	0,22	1,95	3,64	0,49
0	0,9	0,1	0,44	1,61	1,68	0,48
0	0,9	0,1	0,67	1,43	1,14	0,47
0	0,55	0,1	0,22	1,11	2,91	0,63
0	0,55	0,1	0,44	1,31	2,17	0,61
0	0,55	0,1	0,67	1,28	1,88	0,62



Продолжение табл. 5.3

Стойка	Сф	X/H	N/N <sub>u</sub>	ΔXc	ΔZc	k <sub>Md</sub> <sup>III</sup>
0	0,2	0,1	0,22	3,63	3,35	1,00
0	0,2	0,1	0,44	2,91	5,49	1,01
0	0,2	0,1	0,67	2,63	2,63	1,00
0	0,9	0,5	0,22	1,95	3,64	1,42
0	0,9	0,5	0,44	1,61	1,68	1,43
0	0,9	0,5	0,67	1,43	1,14	1,44
0	0,55	0,5	0,22	1,11	2,91	1,40
0	0,55	0,5	0,44	1,31	2,17	1,38
0	0,55	0,5	0,67	1,28	1,88	1,36
0	0,2	0,5	0,22	3,63	3,35	1,06
0	0,2	0,5	0,44	2,91	5,49	1,06
0	0,2	0,5	0,67	2,63	2,63	1,08
0	0,9	0,9	0,22	1,95	3,64	1,17
0	0,9	0,9	0,44	1,61	1,68	1,22
0	0,9	0,9	0,67	1,43	1,14	1,22
0	0,55	0,9	0,22	1,11	2,91	1,15
0	0,55	0,9	0,44	1,31	2,17	1,15
0	0,55	0,9	0,67	1,28	1,88	1,16
0	0,2	0,9	0,22	3,63	3,35	1,08
0	0,2	0,9	0,44	2,91	5,49	1,08
0	0,2	0,9	0,67	2,63	2,63	1,06

*При разном заглублении фундаментов*

1	0,9	0,1	0,22	1,03	1,24	0,05
1	0,9	0,1	0,44	0,77	1,49	0,08
1	0,9	0,1	0,67	1,05	1,76	0,07
1	0,55	0,1	0,22	0,98	3,30	0,08
1	0,55	0,1	0,44	0,81	1,99	0,06
1	0,55	0,1	0,67	1,12	1,93	0,07
1	0,2	0,1	0,22	0,90	3,24	0,67
1	0,2	0,1	0,44	1,01	3,43	0,69
1	0,2	0,1	0,67	0,99	2,31	0,74
1	0,9	0,5	0,22	1,03	1,24	1,20
1	0,9	0,5	0,44	0,77	1,49	1,19
1	0,9	0,5	0,67	1,05	1,76	1,21
1	0,55	0,5	0,22	0,98	3,30	1,28
1	0,55	0,5	0,44	0,81	1,99	1,29
1	0,55	0,5	0,67	1,12	1,93	1,28

Стойка	Сф	X/H	N/N <sub>u</sub>	$\Delta X_c$	$\Delta Z_c$	$k_{Md}^{III}$
1	0,2	0,5	0,22	0,90	3,24	1,11
1	0,2	0,5	0,44	1,01	3,43	1,18
1	0,2	0,5	0,67	0,99	2,31	1,17
1	0,9	0,9	0,22	1,03	1,24	0,89
1	0,9	0,9	0,44	0,77	1,49	0,92
1	0,9	0,9	0,67	1,05	1,76	0,93
1	0,55	0,9	0,22	0,98	3,30	1,03
1	0,55	0,9	0,44	0,81	1,99	1,03
1	0,55	0,9	0,67	1,12	1,93	1,04
1	0,2	0,9	0,22	0,90	3,24	1,14
1	0,2	0,9	0,44	1,01	3,43	1,16
1	0,2	0,9	0,67	0,99	2,31	1,14
0	0,9	0,1	0,22	0,65	1,55	0,41
0	0,9	0,1	0,44	0,72	1,63	0,42
0	0,9	0,1	0,67	1,05	2,14	0,40
0	0,55	0,1	0,22	0,51	2,25	0,66
0	0,55	0,1	0,44	0,71	2,44	0,65
0	0,55	0,1	0,67	0,89	3,57	0,65
0	0,2	0,1	0,22	1,23	3,41	0,99
0	0,2	0,1	0,44	1,22	4,46	1,02
0	0,2	0,1	0,67	1,37	2,58	1,08
0	0,9	0,5	0,22	0,65	1,55	1,28
0	0,9	0,5	0,44	0,72	1,63	1,28
0	0,9	0,5	0,67	1,05	2,14	1,26
0	0,55	0,5	0,22	0,51	2,25	1,27
0	0,55	0,5	0,44	0,71	2,44	1,26
0	0,55	0,5	0,67	0,89	3,57	1,24
0	0,2	0,5	0,22	1,23	3,41	1,11
0	0,2	0,5	0,44	1,22	4,46	1,08
0	0,2	0,5	0,67	1,37	2,58	1,08
0	0,9	0,9	0,22	0,65	1,55	1,01
0	0,9	0,9	0,44	0,72	1,63	1,05
0	0,9	0,9	0,67	1,05	2,14	1,04
0	0,55	0,9	0,22	0,51	2,25	1,09
0	0,55	0,9	0,44	0,71	2,44	1,09
0	0,55	0,9	0,67	0,89	3,57	1,08
0	0,2	0,9	0,22	1,23	3,41	1,06
0	0,2	0,9	0,44	1,22	4,46	1,09
0	0,2	0,9	0,67	1,37	2,58	1,08

Продолжение табл. 5.3

Стойка	Сф	$X/H$	$N/N_u$	$\Delta Xc$	$\Delta Zc$	$k_{Md}^{III}$
<i>При наличии зазора у одного из фундаментов</i>						
1	0,9	0,1	0,22	0,56	1,74	0,94
1	0,9	0,1	0,44	0,45	1,24	0,97
1	0,9	0,1	0,67	0,59	1,62	0,96
1	0,55	0,1	0,22	0,64	1,96	0,82
1	0,55	0,1	0,44	0,64	1,39	0,86
1	0,55	0,1	0,67	0,79	1,83	0,90
1	0,2	0,1	0,22	0,78	1,91	0,64
1	0,2	0,1	0,44	0,90	3,09	0,66
1	0,2	0,1	0,67	1,01	2,79	0,63
1	0,9	0,5	0,22	0,56	1,74	0,83
1	0,9	0,5	0,44	0,45	1,24	0,85
1	0,9	0,5	0,67	0,59	1,62	0,86
1	0,55	0,5	0,22	0,64	1,96	0,90
1	0,55	0,5	0,44	0,64	1,39	0,92
1	0,55	0,5	0,67	0,79	1,83	0,93
1	0,2	0,5	0,22	0,78	1,91	0,84
1	0,2	0,5	0,44	0,90	3,09	0,85
1	0,2	0,5	0,67	1,01	2,79	0,83
1	0,9	0,9	0,22	0,56	1,74	0,86
1	0,9	0,9	0,44	0,45	1,24	0,89
1	0,9	0,9	0,67	0,59	1,62	0,89
1	0,55	0,9	0,22	0,64	1,96	0,92
1	0,55	0,9	0,44	0,64	1,39	0,92
1	0,55	0,9	0,67	0,79	1,83	0,93
1	0,2	0,9	0,22	0,78	1,91	0,83
1	0,2	0,9	0,44	0,90	3,09	0,83
1	0,2	0,9	0,67	1,01	2,79	0,82
0	0,9	0,1	0,22	2,27	5,81	0,97
0	0,9	0,1	0,44	1,41	2,81	1,03
0	0,9	0,1	0,67	1,61	2,75	1,03
0	0,55	0,1	0,22	1,05	3,78	0,73
0	0,55	0,1	0,44	1,01	2,35	0,73
0	0,55	0,1	0,67	1,03	2,52	0,77

Стойка	Сф	X/H	N/N <sub>u</sub>	ΔX <sub>c</sub>	ΔZ <sub>c</sub>	k <sub>Md</sub> <sup>III</sup>
0	0,2	0,1	0,22	1,33	2,09	0,92
0	0,2	0,1	0,44	0,97	2,73	0,95
0	0,2	0,1	0,67	1,02	2,06	1,00
0	0,9	0,5	0,22	2,27	5,81	1,19
0	0,9	0,5	0,44	1,41	2,81	1,17
0	0,9	0,5	0,67	1,61	2,75	1,15
0	0,55	0,5	0,22	1,05	3,78	1,33
0	0,55	0,5	0,44	1,01	2,35	1,23
0	0,55	0,5	0,67	1,03	2,52	1,28
0	0,2	0,5	0,22	1,33	2,09	1,10
0	0,2	0,5	0,44	0,97	2,73	1,12
0	0,2	0,5	0,67	1,02	2,06	1,17
0	0,9	0,9	0,22	2,27	5,81	1,10
0	0,9	0,9	0,44	1,41	2,81	1,14
0	0,9	0,9	0,67	1,61	2,75	1,13
0	0,55	0,9	0,22	1,05	3,78	1,12
0	0,55	0,9	0,44	1,01	2,35	1,15
0	0,55	0,9	0,67	1,03	2,52	1,14
0	0,2	0,9	0,22	1,33	2,09	1,06
0	0,2	0,9	0,44	0,97	2,73	1,08
0	0,2	0,9	0,67	1,02	2,06	1,08

Примечание. «ΔX<sub>c</sub>, ΔZ<sub>c</sub>» – изменение координат мгновенных центров вращения фундаментов при наличии дефектов основания.

Определяем уточненные величины изгибающих моментов в стойках рам по формуле

$$M = M_t k_{Md}^{IV},$$

где  $M_t$  – величины изгибающих моментов, определенные решением стандартных расчетных схем строительной механики;  $k_{Md}^{IV}$  – поправочные коэффициенты влияния изгибающих моментов (табл. 5.4), определенные по формуле

$$k_{Md}^{IV} = M_e^{e_{0i} \neq 0} / M_t^{e_{0i} \neq 0},$$

где  $M_e^{e_{0i} \neq 0}$  и  $M_t^{e_{0i} \neq 0}$  – величины изгибающих моментов в разнонагруженных стойках, определенные испытаниями и решением стандартных расчетных схем строительной механики, соответственно.

#### 5.4. Система поправочных коэффициентов влияния $k_{Md}^{IV}$

№ п/п	Стой-ка	$C\varphi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{IV}$	№ п/п	Стой-ка	$C\varphi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{IV}$
1	1	0,9	0,1	0,28	-0,88	26	0	0,9	0,5	0,33	1,25
2	1	0,9	0,1	0,56	-0,81	27	0	0,9	0,5	0,50	1,29
3	1	0,9	0,1	0,83	-0,83	28	0	0,2	0,5	0,17	1,91
4	1	0,2	0,1	0,28	-2,61	29	0	0,2	0,5	0,33	2,05
5	1	0,2	0,1	0,56	-2,68	30	0	0,2	0,5	0,50	2,00
6	1	0,2	0,1	0,83	-2,57	31	0	0,9	0,9	0,17	0,95
7	1	0,9	0,5	0,28	1,44	32	0	0,9	0,9	0,33	0,95
8	1	0,9	0,5	0,56	1,45	33	0	0,9	0,9	0,50	0,96
9	1	0,9	0,5	0,83	1,47	34	0	0,2	0,9	0,17	1,16
10	1	0,2	0,5	0,28	1,27	35	0	0,2	0,9	0,33	1,15
11	1	0,2	0,5	0,56	1,24	36	0	0,2	0,9	0,50	1,14
12	1	0,2	0,5	0,83	1,26	37	1	0,9	0,1	0,33	-0,40
13	1	0,9	0,9	0,28	1,00	38	1	0,9	0,1	0,67	-0,48
14	1	0,9	0,9	0,56	1,01	39	1	0,9	0,1	1,00	-0,44
15	1	0,9	0,9	0,83	1,02	40	1	0,2	0,1	0,33	5,77
16	1	0,2	0,9	0,28	1,07	41	1	0,2	0,1	0,67	5,65
17	1	0,2	0,9	0,56	1,07	42	1	0,2	0,1	1,00	5,78
18	1	0,2	0,9	0,83	1,06	43	1	0,9	0,5	0,33	2,42
19	0	0,9	0,1	0,17	0,67	44	1	0,9	0,5	0,67	2,45
20	0	0,9	0,1	0,33	0,68	45	1	0,9	0,5	1,00	2,48
21	0	0,9	0,1	0,50	0,69	46	1	0,2	0,5	0,33	1,30
22	0	0,2	0,1	0,17	0,58	47	1	0,2	0,5	0,67	1,30
23	0	0,2	0,1	0,33	0,58	48	1	0,2	0,5	1,00	1,29
24	0	0,2	0,1	0,50	0,59	49	1	0,9	0,9	0,33	1,86
25	0	0,9	0,5	0,17	1,23	50	1	0,9	0,9	0,67	1,91

№ п/п	Стой-ка	$C\varphi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{IV}$	№ п/п	Стой-ка	$C\varphi$	$X/H$	$N/N_u$	$k_{Md}^{IV}$
51	1	0,9	0,9	1,00	1,89	62	0	0,9	0,5	0,22	1,79
52	1	0,2	0,9	0,33	1,06	63	0	0,9	0,5	0,33	1,76
53	1	0,2	0,9	0,67	1,06	64	0	0,2	0,5	0,11	3,75
54	1	0,2	0,9	1,00	1,05	65	0	0,2	0,5	0,22	3,90
55	0	0,9	0,1	0,11	-1,04	66	0	0,2	0,5	0,33	4,00
56	0	0,9	0,1	0,22	-1,06	67	0	0,9	0,9	0,11	1,00
57	0	0,9	0,1	0,33	-1,05	68	0	0,9	0,9	0,22	1,01
58	0	0,2	0,1	0,11	0,04	69	0	0,9	0,9	0,33	1,02
59	0	0,2	0,1	0,22	0,04	70	0	0,2	0,9	0,11	1,23
60	0	0,2	0,1	0,33	0,04	71	0	0,2	0,9	0,22	1,23
61	0	0,9	0,5	0,11	1,71	72	0	0,2	0,9	0,33	1,20

### 5.2. Основные экспериментальные зависимости

Представленные в п. 5.1 экспериментальные данные проанализированы и обработаны методом нейронных сетей, в результате по формуле (2.2) получены функциональные зависимости, определяющие величины поправочных коэффициентов влияния к изгибающим моментам в стойках стальных П-образных рам на песчаном основании с дефектами. Матрицы весовых коэффициентов, определяющие структуру нейронной сети, представим в виде

$$W = \begin{bmatrix} w_{11} & w_{12} & w_{13} & w_{14} \\ w_{21} & w_{22} & w_{23} & w_{24} \\ w_{31} & w_{32} & w_{33} & w_{34} \end{bmatrix}, \quad \beta = \begin{bmatrix} \beta_{11} \\ \beta_{21} \\ \beta_{31} \end{bmatrix}, \quad V = [V_{11} \ V_{12} \ V_{13}], \quad \gamma_1 = [\gamma_{11}].$$

С учетом входного вектора  $x = [x_1 \ x_2 \ x_3 \ x_4]$  (2.2) преобразуется в уравнение

$$y = k_{Md} = \text{th}[\text{th}(x_1 w_{11} + x_2 w_{12} + x_3 w_{13} + x_4 w_{14} + \beta_{11})V_{11} + \text{th}(x_1 w_{21} + x_2 w_{22} + x_3 w_{23} + x_4 w_{24} + \beta_{21})V_{12} + \text{th}(x_1 w_{31} + x_2 w_{32} + x_3 w_{33} + x_4 w_{34} + \beta_{31})V_{13} + \gamma_{11}], \quad (5.1)$$

где  $k_{Md}$  – величина поправочного коэффициента влияния к изгибающим моментам для любого сечения стойки, определяемая по данным экспериментально-теоретических исследований (см. п. 5.1).

Входным вектором  $x$  вводятся основные характеристики и особенности системы «стальная рама–фундамент–грунтовое основание»: расположение дефекта в системе; жесткость узловых сопряжений ригеля со стойками; уровень нагрузки для рамы и основания; жесткостные характеристики элементов рамы.

Основные параметры примененных нейронных сетей:

- число скрытых слоев – 1;
- число нейронов скрытого слоя – 3;
- функция активации нейрона – тангенс гиперболический  $\text{th}(x)$ ;
- алгоритм обучения – Левенберга–Марквардта;
- число эпох (итераций) обучения – 300.

Ниже для каждой серии экспериментов приведены функциональные зависимости и матрицы весовых коэффициентов, определяющие структуры нейронных сетей в соответствии со следующими критериям оптимальности (прил. Д):

- адекватность функционирования сети на тестовой выборке;
- минимальные ошибки обучения сети;
- максимальное значение коэффициента корреляции, близкое к 1.

I группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^I$  к изгибающим моментам, определенным решением стандартных расчетных схем строительной механики (табл. 5.1).

Ia. Разная плотность основания под фундаментами ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ):

$$y = k_{Md}^I = \text{th}[\text{th}((-1,93132)x_1 + (-2,21111)x_2 + 1,99492x_3 + (-0,03843)x_4 + 3,15539) \cdot 9,39108 + \text{th}(7,48915x_1 + 6,68849x_2 + 13,03085x_3 + 4,78280x_4 - 19,51920) \cdot (-4,38719) + \text{th}(1,43757x_1 + 1,69288x_2 + (-0,70681)x_3 + 0,04809x_4 + (-2,09124)) \cdot 8,87931 + (-4,37857)].$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$				
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход
1-й нейрон	-1,93132	-2,21111	1,99492	-0,03843
2-й нейрон	7,48915	6,68849	13,03085	4,78280
3-й нейрон	1,43757	1,69288	-0,70681	0,04809

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	3,15539
2-й нейрон	-19,51920
3-й нейрон	-2,09124

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
Значение	9,39108	-4,38719	8,87931

Смещение выходного слоя $\gamma_1$	-4,37857
------------------------------------	----------

Иб. Разное заглубление фундаментов ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ ):

$$y = k_{Md}^I = \text{th}[\text{th}(1,24121x_1 + (-6,58629)x_2 + 7,20332x_3 + (-0,45858)x_4 + 1,68944) \cdot (-0,24733) + \text{th}(1,12187x_1 + 0,63369x_2 + (-7,29339)x_3 + 0,01168x_4 - 6,09370) \cdot (-1,16435) + \text{th}(0,44960x_1 + (-7,57105)x_2 + (-0,32846)x_3 + 0,01864x_4 + (-8,39890)) \cdot 5,09592 + 4,57320].$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$				
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход
1-й нейрон	1,24121	-6,58629	7,20332	-0,45848
2-й нейрон	1,12187	0,63369	-7,29339	0,01168
3-й нейрон	0,44960	-7,57105	-0,32846	0,01864

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	1,68944
2-й нейрон	-6,09370
3-й нейрон	-8,39890

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	-0,24733	-1,16435	5,09592

Смещение выходного слоя $\gamma_1$	4,57320
------------------------------------	---------



Ив. Наличие зазора у правого фундамента ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ):

$$y = k_{Md}^I = \text{th}[\text{th}((-0,10178)x_1 + 1,06571x_2 + (-0,09298)x_3 + 0,00425x_4 + (-0,22722)) \cdot 9,12153 + \text{th}(0,64422x_1 + 22,50896x_2 + (-21,23380)x_3 + (-0,23607)x_4 - 0,30664) \cdot (-17,79644) + \text{th}(0,90900x_1 + 4,02486x_2 + (-2,74193)x_3 + (-0,38138)x_4 + (-0,54495)) \cdot 11,20834 + 1,379210].$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$				
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход
1-й нейрон	-0,10178	1,06571	-0,09298	0,00425
2-й нейрон	0,64422	22,50896	-21,23380	-0,23607
3-й нейрон	0,90900	4,02486	-2,74193	-0,38138

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	-0,22722
2-й нейрон	-0,30664
3-й нейрон	-0,54495

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	9,12153	-17,79644	11,20834

Смещение выходного слоя $\gamma_1$	1,37921
------------------------------------	---------

II группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^{II}$  к изгибающим моментам, определенным испытаниями.

IIa. Разная плотность основания под фундаментами ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ):

$$\begin{aligned}
y = k_{Md}^{II} = & \text{th}[\text{th}((-3,57058)x_1 + 4,52035x_2 + (-7,07698)x_3 + \\
& + 0,49645x_4 + 6,00323) \cdot 2,10347 + \\
& + \text{th}((-8,52275)x_1 + 10,61636x_2 + (-17,00086)x_3 + \\
& + 1,85382x_4 + 14,66525) \cdot (-1,92640) + \\
& + \text{th}((-0,2529)x_1 + (-0,44255)x_2 + 11,2895x_3 + \\
& + 0,00203x_4 + 12,07819) \cdot 14,3924 + 13,79451].
\end{aligned}$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$				
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход
1-й нейрон	-3,57058	4,52035	-7,07698	0,49645
2-й нейрон	-8,52275	10,61636	-17,00086	1,85382
3-й нейрон	-0,25292	-0,44255	11,28952	0,00203

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	6,00323
2-й нейрон	14,66525
3-й нейрон	12,07819

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	2,10347	-1,92640	14,39240
Смещение выходного слоя $\gamma_1$			-13,79451

Пб. Разное заглубление фундаментов ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ ):

$$\begin{aligned}
y = k_{Md}^{II} = & \text{th}[\text{th}(0,33078x_1 + 1,20511x_2 + (-3,72145)x_3 + \\
& + (-0,00884)x_4 + (-3,25515)) \cdot (-2,28446) + \\
& + \text{th}((-0,02243)x_1 + 1,12575x_2 + (-0,16236)x_3 + \\
& + 0,00342x_4 + (-1,59429)) \cdot 8,13729 + \\
& + \text{th}((-0,06188)x_1 + (-7,13000)x_2 + (-2,85613)x_3 + \\
& + (-0,02144)x_4 + 3,39070) \cdot 1,66232 + 4,91241].
\end{aligned}$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$				
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход
1-й нейрон	0,33078	1,20511	-3,72145	-0,00884
2-й нейрон	-0,02243	1,12575	-0,16236	0,00342
3-й нейрон	-0,06188	-7,13000	-2,85613	-0,02144

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	-3,35515
2-й нейрон	-1,59429
3-й нейрон	3,39070

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	-2,28446	8,13729	1,66232

Смещение выходного слоя $\gamma_1$	4,91241
------------------------------------	---------

Пв. Наличие зазора у правого фундамента ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ):

$$\begin{aligned}
 y = k_{Md}'' = & \text{th}[\text{th}(-0,6912x_1 + 1,04906x_2 + (-1,01099)x_3 + \\
 & + (-0,04866)x_4 + (-1,09756)) \cdot (-1,0699) + \\
 & + \text{th}((-0,64130)x_1 + (-1,93931)x_2 + (-2,83871)x_3 + \\
 & + (-0,11980)x_4 + (-2,18794)) \cdot (-0,88415) + \\
 & + \text{th}(1,11516x_1 + (-0,35406)x_2 + 1,18954x_3 + \\
 & + 0,00301x_4 + 0,31569) \cdot (-1,34403) + (-0,88111)].
 \end{aligned}$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$				
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход
1-й нейрон	-0,69120	1,04906	-1,01099	-0,04866
2-й нейрон	-0,64130	-1,93931	-2,83871	-0,11980
3-й нейрон	1,11516	-0,35406	1,18954	0,00301

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	-1,09756
2-й нейрон	-2,18794
3-й нейрон	0,31569

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	-1,06991	-0,88415	-1,34403

Смещение выходного слоя $\gamma_1$	-0,88111
------------------------------------	----------

III группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^{III}$  к изгибающим моментам, определенным испытаниями, расширенная данными о перемещениях фундаментов.

Ша. Разная плотность основания под фундаментами ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_{\text{right}} = 1,60 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ):

$$y = k_{Md}^{III} = \text{th}[\text{th}(3,8876x_1 + (-3,4562)x_2 + (-0,54699)x_3 + (-1,13524)x_4 + (-4,9171)x_5 + 2,33266x_6 + 3,18519) \cdot (-0,30557) + \text{th}(0,93978x_1 + (-1,33081)x_2 + 5,91107x_3 + 0,34603x_4 + 12,21156x_5 + (-2,65548)x_6 + 6,40066) \cdot (-0,35123) + \text{th}(0,34062x_1 + 0,92616x_2 + (-2,41303)x_3 + 0,06945x_4 + (-1,38325)x_5 + 0,04367x_6 + (-3,05262)) \cdot (-1,29882) + (-0,18558)].$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$						
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход	5 вход	6 вход
1-й нейрон	3,88760	-3,45620	-0,54699	-1,13524	-4,91710	2,33266
2-й нейрон	0,93978	-1,33081	5,91107	0,34603	12,21156	-2,65548
3-й нейрон	0,34062	0,92616	-2,41303	0,06945	-1,38325	0,04367

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	3,18519
2-й нейрон	6,40066
3-й нейрон	-3,05262

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	-0,30557	-0,35123	-1,29882

Смещение выходного слоя $\gamma_1$	-0,18558
------------------------------------	----------

Шб. Разное заглубление фундаментов ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = 1$ ,  $\lambda_{\text{right}} = 1,05$ ):

$$\begin{aligned}
 y = k_{Md}^{III} = & \text{th}[\text{th}(0,16518x_1 + 0,52126x_2 + (-1,98373)x_3 + (-0,04363)x_4 + \\
 & + 0,071166x_5 + 0,036333x_6 + (-0,32144)) \cdot (-4,60708) + \\
 & + \text{th}(-5,08431x_1 + (-4,5127)x_2 + (-7,5342)x_3 + 0,34023x_4 + \\
 & + (-5,70904)x_5 + (-0,52066)x_6 + (-4,61866)) \cdot 0,47801 + \\
 & + \text{th}((-0,31773)x_1 + (-0,82089)x_2 + 7,29265x_3 + 0,06682x_4 + \\
 & + (-0,24853)x_5 + 0,01916x_6 + (-0,05005)) \cdot (-3,39246) + 0,07859].
 \end{aligned}$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$						
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход	5 вход	6 вход
1-й нейрон	0,16518	0,52126	-1,98373	-0,04363	0,07166	0,036333
2-й нейрон	-5,08431	-4,5127	-7,35342	0,34023	-5,70904	-0,52066
3-й нейрон	-0,31773	-0,82089	7,29265	0,06682	-0,24853	0,01916

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	-0,32144
2-й нейрон	-4,61866
3-й нейрон	-0,05005

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	-4,60708	0,47801	-3,39246

Смещение выходного слоя $\gamma_1$	0,07859
------------------------------------	---------

Шв. Наличие зазора у правого фундамента ( $e_0 = 0$ ,  $\rho_{\text{left}} = \rho_{\text{right}} = 1,65 \text{ г/см}^3$ ,  $\lambda_{\text{left}} = \lambda_{\text{right}} = 1$ ):

$$\begin{aligned}
 y = k_{Md}^{III} = & \text{th}[\text{th}(0,69031x_1 + (-1,00518)x_2 + 0,96047x_3 + 0,08934x_4 + \\
 & + (-0,143380)x_5 + 0,37422x_6 + 1,23673)] \cdot 1,19956 + \\
 & + \text{th}(0,64247x_1 + 3,57119x_2 + 4,57133x_3 + 0,12933x_4 + \\
 & + (-0,08396)x_5 + (-0,72077)x_6 + 3,12392) \cdot 0,80544 + \\
 & + \text{th}((-1,12036)x_1 + 0,42007x_2 + (-1,14343)x_3 + (-0,02309)x_4 + \\
 & + 0,00906x_5 + (-0,18176)x_6 + (-0,42809)) \cdot 1,35335 + (-0,91847)].
 \end{aligned}$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$						
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход	5 вход	6 вход
1-й нейрон	0,69031	-1,00518	0,96047	0,08934	-0,14380	0,37422
2-й нейрон	0,64247	3,57119	4,57133	0,12933	-0,08396	-0,72077
3-й нейрон	-1,12036	0,42007	-1,14343	-0,02309	0,00906	-0,18176

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	1,23673
2-й нейрон	3,12392
3-й нейрон	-0,42809

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	1,19956	0,80544	1,35335
Смещение выходного слоя $\gamma_1$			-0,91847

IV группа. Система поправочных коэффициентов влияния  $k_{Md}^{IV}$  к изгибающим моментам стоек разной нагруженности:

$$y = k_{Md}^{IV} = \text{th}[\text{th}(-8,78501x_1 + (-4,73851)x_2 + 7,27600x_3 + 4,10263x_4 + 8,27456) \cdot (-0,16107) + \text{th}(6,40237x_1 + 0,62121x_2 + (-24,76896)x_3 + (-12,79613)x_4 + (-15,29521)) \cdot (-4,70066) + \text{th}(0,54923x_1 + 0,41426x_2 + 5,24307x_3 + 0,13480x_4 + 2,48754) \cdot (-4,59779) + (-0,04358)].$$

Весовые коэффициенты скрытого слоя $W$ , вход:				
	1 вход	2 вход	3 вход	4 вход
1-й нейрон	-8,78501	-4,73851	7,27600	4,10263
2-й нейрон	6,40237	0,62121	-24,76896	-12,79613
3-й нейрон	0,54923	0,41426	5,24307	0,13480

Смещение скрытого слоя $\beta$	
	значение
1-й нейрон	8,27456
2-й нейрон	-15,29521
3-й нейрон	2,48754

Весовые коэффициенты выходного слоя $V$			
	1-й нейрон	2-й нейрон	3-й нейрон
значение	-0,16107	-4,70066	-4,59779
Смещение выходного слоя $\gamma_1$			-0,04358

### 5.3. Область применения результатов исследований и примеры их использования

Выбор жесткостных характеристик испытуемых моделей стальных П-образных рам был обусловлен их подобием с элементами распространенных эксплуатируемых одноэтажных однопролетных зданий. Для применения результатов экспериментально-теоретических исследований при оценке состояния несущих стальных рам эксплуатируемых зданий необходимо соблюдение правил подобия.

В работе [40] указывается на то, что при проведении испытаний моделей стальных П-образных рам на естественном песчаном основании, сохраняющих физическую природу изучаемых явлений, при отличии величин, характеризующих явления в реальном сооружении и модели, количественно необходимо говорить о физическом моделировании исследуемых процессов. Отсутствие возможности учета всех факторов делает данное подобие приближенным. Согласно [40] использование в моделях и реальных сооружениях одного материала позволяет применять правила простого подобия.

Рассмотрев основные положения теории подобия и размерностей [123], определили область применения полученных результатов.

В большинстве одноэтажных зданий производственного назначения с малыми и средними пролетами в качестве несущих конструкций применяются стальные рамы с элементами сплошного сечения. В работе рассмотрено НДС моделей рам с наиболее распространенным соотношением погонных жесткостей ригеля и стоек (п. 2.2.2)

$$n = (I_{riq}LE)/(I_{col}HE) = 2,4 \dots 4,0.$$

где  $I_{riq}E$ ,  $I_{col}E$  – жесткости ригеля и стоек, соответственно;  $L$ ,  $H$  – высота и пролет рамы, соответственно.

Это позволяет применять полученные зависимости для уточнения напряженного состояния стоек несущих рам большинства каркасных зданий при наличии у них рассмотренных нами дефектов, которые могут быть выражены через прогибы и углы отклонения от вертикали (прил. Г).

Возникновению дефектов грунтового основания способствует множество факторов, однако основные из них можно выделить. Причиной разной плотности грунтового основания под соседними фундаментами, в большинстве случаев, являются: неоднородное уплотнение грунтов в результате неправильной подготовки основания или естественной неоднородности грунтовых напластований; локальное увлажнение грунтов, вызванное техногенными факторами и прочее. Разное заглубление соседних фундаментов, в основном, является следствием неточностей при их монтаже. Наличие зазора между гранью фундамента и грунтом обратной засыпки, как правило, является следствием некачественного выполнения уплотнения грунта при засыпке пазух и проведения строительно-монтажных работ вблизи фундаментов, смена технологии производства или переоборудование внутри здания, мгновенный отрыв одной грани фундамента от основания при нагружении даже осевой вертикальной силой.



Ниже представлено применение полученных в диссертационной работе поправочных коэффициентов влияния к изгибающим моментам в стойках стальных одноэтажных однопролетных рам на грунтовом основании с дефектами. В прил. А представлена блок-схема предлагаемой методики.

В качестве примера рассмотрим стальную несущую одноэтажную однопролетную раму, выполненную по серии П-2537КМ «Канск». Этот типовой проект был разработан ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова и получил широкое распространение на территории России.

В соответствии с первым шагом блок-схемы прил. А зададим габариты рамы согласно указаний серии П-2537КМ: пролет в осях равен 18 м, высота до низа ригеля равна 10,2 м.

По серии П-2537КМ применен фланцевый узел сопряжения ригеля со стойками. В работах [27, 40, 52, 54, 67, 90, 116] указывается на то, что фланцевым узлам сопряжения всегда свойственна податливость. Назначив параметры деталей узла и материал, узловую жесткость можно рассчитать, например, по методикам, предложенным в работах [40, 92]. В эксплуатируемых зданиях наиболее удобным способом определения жесткости сопряжений являются тестовые испытания [67]. Исходя из опыта проектирования, в примере примем коэффициент жесткости верхних узлов при передаче изгибающих моментов, равным 0,9 (прил. Б).

В соответствии с блок-схемой прил. А выполним статический расчет рамы по данным, приведенным в серии П-2537КМ (табл. 5.5).

### 5.5. Распределенная нагрузка покрытия

№ п/п	Наименование и расчет	Нормативная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кг/м <sup>2</sup>
<i>Постоянные нагрузки</i>				
1.	Стальные прогоны	10	1,05	10,5
2.	Стальной профилированный настил	10	1,05	10,5
3.	Пароизоляция	5	1,3	6,5
4.	Утеплитель	25	1,3	32,5
5.	Рулонный ковер	16	1,3	20,8
6.	Гравийный ковер	40	1,3	52
<i>Временные нагрузки</i>				
7.	Снеговая	128,6	1,4	180
	<i>Итого (постоянная + временная)</i>	234,6		312,8

В рассматриваемой типовой серии рамы устанавливаются с шагом 12 м. Распределенная нагрузка на ригель рамы

$$q = q_{\text{пост}} + q_{\text{врем}} = (q_{\text{пост}} + q_{\text{врем}}) B = (133 + 180) \cdot 12 = 3753,6 \text{ кг/м} = 37,5 \text{ кН/м.}$$

На рисунке 5.1, а представлена расчетная схема рассматриваемой рамы с учетом привязки к осям колонн. Выполнив статический расчет, получили эпюру изгибающих моментов (рис. 5.1, б).

Полученные нами экспериментальные зависимости для уточнения изгибающих моментов применимы при наличии дефектов грунтового основания. Пусть в результате обследования рассматриваемого здания выявлено оседание обратной засыпки и смещение ее с отсыпкой в наружную сторону. В результате образовался зазор между наружной гранью фундамента и обратной засыпкой, а также произошел перекося рамы. При оценке напряженного состояния стоек в величины изгибающих моментов необходимо ввести поправки. В прил. Г приведены относительные прогибы и отклонения стоек от вертикали, которые могут быть использованы для рамной системы в качестве признаков, свидетельствующих о наличии дефектов. При затруднении в определении принятых нами грунтовых дефектов, можно воспользоваться таблицей приложения Г. Для этого необходимо установить соответствие между табличными и измеренными в реальных рамных конструкциях значениями отклонений.

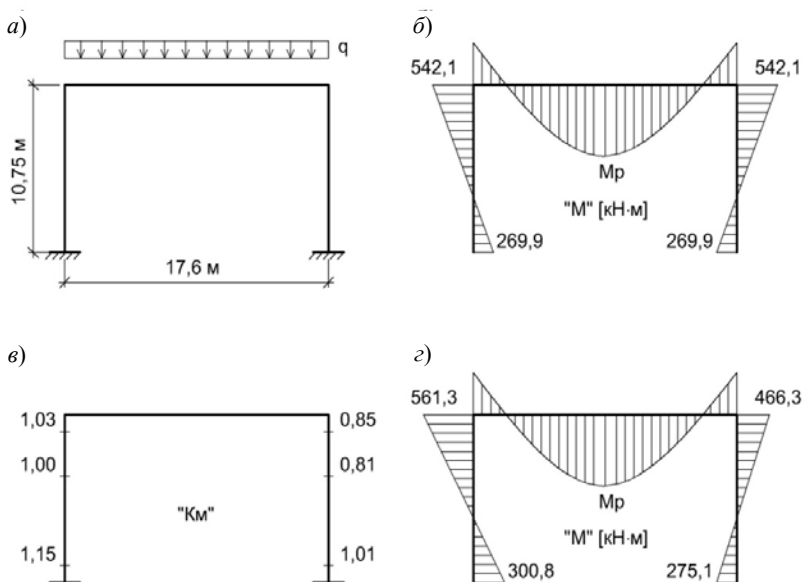


Рис. 5.1. К примеру расчета рамы. Расчетная схема рассматриваемой рамы (а), расчетная эпюра изгибающих моментов (б), поправочные коэффициенты влияния (в), уточненная эпюра изгибающих моментов (г)

Для получения поправочных коэффициентов влияния к изгибающим моментам в соответствии с шагом 4 блок-схемы прил. А необходимо ввести данные в программу (прил. Е), реализующую нейронную сеть. Вводные данные: расположение дефекта основания относительно стоек, жесткость верхних узлов сопряжения (0,9), сечение по высоте стойки, степень нагруженности основания ( $N/N_u = 0,6$ ). Выполнив расчет по программе, описанной в прил. Е, получим поправочные коэффициенты влияния для каждого сечения (рис. 5.1, в).

Перемножив расчетные эпюры изгибающих моментов стоек с поправочными коэффициентами влияния, получим уточненную эпюру (рис. 5.1, з). После проверки элементов по прочности, жесткости и устойчивости дается заключение о необходимости их усиления, а возможно, и изменении характеристик рамной системы с целью выравнивания усилий во всей конструкции, например, по методике Б. А. Гарагаша [45].

Приведенный пример показывает, что методика применения поправочных коэффициентов, полученных на основе экспериментально-теоретических исследований, весьма проста. В то же время, влиянием неизбежных дефектов грунтового основания пренебрегать нельзя, так как со временем их влияние на НДС рамной конструкции может значительно увеличиться.

Успешно проведена практическая реализация результатов диссертационной работы в ведущих проектных институтах Тамбовской области.

## **Основные результаты и выводы по главе 5**

1. Экспериментально-теоретическими исследованиями определены поправочные коэффициенты влияния к изгибающим моментам для стоек стальных П-образных рам на песчаном основании с дефектами. Показано, что неоднородность грунтового основания и жесткость рам вносят существенные изменения в НДС системы.

2. Получены данные о влиянии перемещений фундаментов на изгибающие моменты в сечениях стоек при наличии дефектов грунтового основания и разных жесткостях узлов рамной системы. Установлены зависимости между изменением положения центра вращения фундаментов и изгибающими моментами в стойках рам. Они применимы, в частности, для оценки и прогнозирования влияния дефектов грунтового основания на НДС эксплуатируемых зданий при наличии данных о перемещениях фундаментов.

3. Функциональные зависимости по экспериментальным данным получены современным математическим методом нейронных сетей. Для каждой серии экспериментов приведены функциональные зависимости и матрицы весовых коэффициентов, определяющие структуру нейронных сетей.

4. Установлена область применения результатов экспериментально-теоретических исследований. Поправочные коэффициенты влияния к изгибающим моментам в стойках рам применимы к большинству эксплуатируемых зданий с основными несущими конструкциями в виде стальных рам с элементами сплошного сечения при появлении у них рассмотренных нами дефектов основания, которые могут быть выражены через параметры деформирования стоек.

5. Представлено применение полученных в диссертационной работе функциональных зависимостей поправочных коэффициентов влияния к изгибающим моментам в стойках стальных одноэтажных однопролетных рам на грунтовом основании с дефектами.

### **Основные результаты и выводы**

1. Анализ действительных условий эксплуатации зданий с основной несущей конструкцией в виде стальной П-образной рамы на заглубленных фундаментах позволил выявить наиболее характерные дефекты основания: разная плотность грунта под соседними фундаментами, разное заглубление фундаментов одной рамы, наличие зазора между боковой поверхностью фундамента и грунтом обратной засыпки.

2. Проведены крупномасштабные испытания стальных П-образных рам на песчаном основании с дефектами. В результате установлено значительное влияние рассмотренных дефектов основания на НДС стальных П-образных рам. В опытах с разной плотностью песчаного основания под соседними фундаментами и при разных заглублениях выявлена трансформация эпюр изгибающих моментов с уменьшением их величин в уровне баз стоек в среднем на 40 и 35%, увеличением в верхней части – на 30 и 25%, соответственно. Наличие зазора между наружной гранью одного из фундаментов и грунтом обратной засыпки приводит к уменьшению изгибающих моментов в уровне базы в среднем на 15% и изменению в верхней части до 20%.

3. Определены перемещения и положения мгновенных центров вращения фундаментов стальных П-образных рам при наличии дефектов основания. В зависимости от жесткости верхних узлов сопряжения ригеля со стойками величины перемещений фундаментов в опытах с разной плотностью основания изменяются до 45%, при разном заглублении фундаментов – до 20%, при наличии зазора между боковой поверхностью одного из фундаментов и грунтом обратной засыпки – до 25%.

4. Для уточнения изгибающих моментов в стойках стальных П-образных рам разработана система экспериментальных поправочных коэффициентов влияния, учитывающая наличие дефектов песчаного основания и особенности конструкции.

Представлена методика определения величин изгибающих моментов умножением поправочных коэффициентов влияния на моменты, определенные расчетом или испытаниями. Вычисленные таким образом величины изгибающих моментов превышают значения, полученные решением стандартных расчетных схем строительной механики: при разной плотности оснований под фундаментами до 11%, при разном заглублении фундаментов до 14%, при наличии зазора между боковой поверхностью одного из фундаментов и обратной засыпкой до 7%.

5. Получены функциональные зависимости величины поправочных коэффициентов влияния к изгибающим моментам в стойках стальных П-образных рам на песчаном основании с дефектами. Для этого применили современный математический метод нейронных сетей. Написана программа на языке Visual

Basic, реализуемая в диалоговом режиме с запросом исходных данных о системе «стальная рама–фундамент–грунтовое основание» и выводом поправочных коэффициентов влияния.

6. Решена прикладная задача по определению изгибающих моментов в стойках стальных П-образных рам на песчаном основании с дефектами и изменяющейся жесткости узлов сопряжения элементов. Показан общий подход к учету влияния дефектов грунтового основания и конструкций.

7. Область применения полученных результатов – одноэтажные здания производственного назначения с малыми и средними пролетами, в которых основными несущими конструкциями являются стальные рамы с элементами сплошного сечения при отношении погонных жесткостей  $n = (I_{rig}LE)/(I_{col}HE) = 2,4 \dots 4,0$  и наличии рассмотренных нами дефектов основания.

Осуществлена практическая реализация результатов диссертационной работы и подтверждена эффективность выполненных исследований.

### Список литературы

1. Авиром, Л. С. Надежность конструкций сборных зданий и сооружений / Л. С. Авиром. – М. : Стройиздат, 1971. – 216 с.
2. Адлер, Ю. П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю. П. Адлер, Е. В. Маркова, Ю. В. Грановский. – М. : Наука, 1976. – 280 с.
3. Алейников, С. М. Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований / С. М. Алейников. – М. : Изд-во «АСВ», 2000. – 754 с.
4. Аугустин, Я. Аварии стальных конструкций / Я. Аугустин, Е. Шледзевский. – М. : Стройиздат, 1978. – 183 с.
5. Байков, В. Н. Анализ деформируемости узлового соединения ригелей с колоннами / В. Н. Байков, А. К. Фролов // Бетон и железобетон. – 1978. – № 2. – С. 26 – 28.
6. Балдин, В. А. Основные направления совершенствования расчета металлических конструкций / В. А. Балдин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1967. – № 4. – С. 1 – 3.
7. Беленя, Е. И. Действительная работа металлического каркаса промышленного здания / Е. И. Беленя // Строительная промышленность. – 1941. – № 2. – С. 2 – 17.
8. Беленя, Е. И. Исследование совместной работы оснований, фундаментов и поперечных рам стальных каркасов промышленных зданий / Е. И. Беленя, Л. В. Клепиков // Научное сообщение. – М., 1957. – Вып. 28. – 58 с.
9. Беленя, Е. И. Предельные состояния поперечных рам одноэтажных промышленных зданий / Е. И. Беленя. – М. : Госстройиздат, 1958. – 123 с.
10. Беленя, Е. И. Действительная работа и расчет поперечных рам стальных каркасов одноэтажных производственных зданий : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Е. И. Беленя. – М., 1959. – 26 с.
11. Беленя, Е. И. Исследование работы и расчет комбинированных рам при податливых сопряжениях ригелей с колоннами / Е. И. Беленя, А. Б. Рен-

ский // Исследования по металлическим конструкциям. – М., Госстройиздат, 1961. – Вып. 5. – С. 61 – 94.

12. Беленя, Е. И. Исследования действительной работы стальных каркасов производственных зданий – исходная база при реконструкции промзданий / Е. И. Беленя // Промышленное строительство. – 1982. – № 2. – С. 12 – 14.

13. Беленя, Е. И. Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Ведеников и др. ; под общ. ред. Е. И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1986. – 560 с.

14. Белый, Г. И. О расчете упругих стержней по деформированной схеме при действии активных и параметрических нагрузок / Г. И. Белый // Механика стержневых систем и сплошных сред. – Л., 1980. – С. 41 – 48.

15. Белый, Г. И. О расчете пространственно-деформированных стержневых элементов металлических конструкций / Г. И. Белый // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1981. – С. 48 – 54.

16. Белый, Г. И. О пространственной деформации тонкостенных стержней, сжатых с двухосным эксцентриситетом / Г. И. Белый, Н. Н. Родиков // Исследование по механике строительных конструкций и материалов. – Л., 1982. – С. 30 – 36.

17. Белый, Г. И. Пространственное деформирование и несущая способность сжатых стержней стальных ферм, имеющих начальные геометрические несовершенства / Г. И. Белый, П. Б. Стегачев // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1982. – С. 66 – 75.

18. Белый, Г. И. Расчет металлических стержневых элементов, входящих в состав конструкций по пространственно-деформированной схеме / Г. И. Белый // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1983. – С. 42 – 48.

19. Белый, Г. И. Расчет упругопластических тонкостенных стержней по пространственно-деформированной схеме / Г. И. Белый // Строительная механика сооружений. – Л., 1983. – С. 40 – 48.

20. Белый, Г. И. О расчете упругопластических тонкостенных стержней по пространственно-деформированной схеме с учетом касательных напряжений и деформаций сдвига / Г. И. Белый // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1985. – С. 10 – 23.

21. Белый, Г. И. К определению благоприятных сочетаний нагрузок при расчете рамных конструкций по деформированной схеме / Г. И. Белый // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1986. – С. 37 – 42.

22. Белый, Г. И. Несущая способность стержней эксплуатируемых ферм из уголков, имеющих местные ослабления и двухосное искривление оси / Г. И. Белый, Н. Г. Сотников // Индустриальные технические решения для реконструкции зданий и сооружений промышленных предприятий : тез. докл. Всесоюзн. семинара 29–30 мая 1986 г. – Макеева, 1986. – С. 86 – 88.

23. Беляев, Б. И. О дальнейшем развитии и совершенствовании производства металлических конструкций в промышленном строительстве / Б. И. Беляев, В. П. Тесленко // Материалы Всесоюзного совещания по строительству. – М. : Госстройиздат, 1952. – 32 с.

24. Беляев, Б. И. О точности изготовления и монтажа стальных конструкций и деталей / Б. И. Беляев // Промышленное строительство. – 1961. – № 4. – С. 3 – 5.
25. Беляев, Б. И. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения / Б. И. Беляев, В. С. Корниенко. – М. : Стройиздат, 1968. – 206 с.
26. Бельский, Г. Е. Устойчивость внецентренно-сжатых элементов при различных путях нагружения / Г. Е. Бельский // Металлические конструкции : межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. – Л. : ЛИСИ, 1983. – С. 50 – 60.
27. Бернштейн, С. А. Исследование действительной работы стальных конструкций промышленных цехов / С. А. Бернштейн. – М. : Госстройиздат. – 1968. – 196 с.
28. Болотин, В. В. Статистические методы в строительной механике / В. В. Болотин. – 2-е изд. – М. : Стройиздат, 1965. – 279 с.
29. Болотин, В. В. Методы теории надежности в расчетах сооружений / В. В. Болотин. – М. : Стройиздат, 1982. – 351 с.
30. Брудка, Я. Легкие стальные конструкции / Я. Брудка, М. Лубиньски ; под ред. С. С. Кармилова ; пер. с польск. – 2-е изд., доп. – М. : Стройиздат, 1974. – 342 с.
31. Бучинский, Ю. Л. Исследование действительной работы поперечных рам железобетонных каркасов одноэтажных промышленных зданий на подрабатываемых территориях Донбасса : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ю. Л. Бучинский. – Киев, 1972. – 22 с.
32. Валь, В. Н. Изыскание резервов несущей способности стальных производственных зданий при реконструкции / В. Н. Валь, Б. Ю. Уваров // Промышленное строительство. – 1983. – № 10. – С. 9 – 11.
33. Валь, В. Н. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции / В. Н. Валь, Е. В. Горохов, Б. Ю. Уваров. – М. : Стройиздат, 1987. – 220 с.
34. Варечкин, С. А. Исследование совместной работы стальной рамы с песчаным основанием. / С. А. Варечкин // IV Научная конференция : краткие тез. докл. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 1999. – С. 65–66.
35. Варечкин, С. А. Исследование перемещений стальной П-образной рамы на податливом песчаном основании / С. А. Варечкин, В. А. Сизинцев // Труды ТГТУ : сб. науч. ст. молодых ученых и студентов. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 1999. – Вып. 4. – С. 29.
36. Варечкин, С. А. Совместная работа стальной рамы с песчаным основанием / С. А. Варечкин // V Научная конференция : краткие тез. докл. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2000. – С. 24.
37. Варечкин, С. А. Особенности взаимодействия стальных рам с грунтовым основанием / С. А. Варечкин // Повышение качества строительных работ, материалов и проектных решений : материалы Междунар. науч.-техн. конф. – Брянск : БГИТА, 2000. – Вып. 2. – С. 35–36.
38. Варечкин, С. А. Влияние жесткости узлов сопряжения металлической рамы на совместную работу ее с основанием / С. А. Варечкин, В. В. Ледедев, О. В. Евдокимцев // Труды ТГТУ : сб. науч. ст. молодых ученых и студентов. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2001. – Вып. 10. – С. 12.

39. Варечкин, С. А. Влияние жесткости узлов сопряжения металлической рамы на совместную работу ее с основанием / С. А. Варечкин, В. В. Ледедев, Н. И. Ляпин // Вестник ТГТУ. – Тамбов, 2002. – Т. 8, № 2. – С. 29–30.
40. Варечкин, С. А. Исследование совместной работы П-образных стальных рам с песчаным основанием : автореф. дис. ... канд. техн. наук / С. А. Варечкин. – Воронеж, 2004. – 20 с.
41. Васильков, Б. С. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений / Б. С. Васильков, Н. М. Володин. – М. : Стройиздат, 1985. – 143 с.
42. Вентцель, Е. С. Теория вероятностей и ее инженерные приложения / Е. С. Вентцель, Л. А. Овчаров. – М. : Наука, 1988. – 480 с.
43. Весник, И. И. Деформативность узлов сопряжений конструкций покрытий одноэтажных промышленных зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук / И. И. Весник. – М., 1975. – 58 с.
44. Вольмир, А. С. Устойчивость деформируемых систем / А. С. Вольмир. – М. : Наука, 1967. – 984 с.
45. Гарагаш, Б. А. Надежность стохастических пространственных систем сооружений и оснований при неоднородных деформациях оснований : дис. ... д-ра техн. наук: 05.32.02, 05.23.17 / Б. А. Гарагаш. – Волгоград, 2001. – 519 с.
46. Геммерлинг, А. В. Расчет стержневых систем / А. В. Геммерлинг. – М. : Стройиздат, 1974. – 207 с.
47. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1973. – 628 с.
48. Грудев, И. Д. Надежность металлических конструкций / И. Д. Грудев // Известия Вузов. Строительство и архитектура. – 1986. – № 1. – С. 1–8.
49. Долидзе, Д. Е. Испытание конструкций и сооружений / Д. Е. Долидзе. – М. : Высш. шк., 1975. – 252 с.
50. Дунин-Барковский, И. В. Взаимозаменяемость, стандартизация и технические измерения / И. В. Дунин-Барковский. – М. : Машиностроение, 1975. – 351 с.
51. Жербин, М. М. Расчет фланцевых карнизных узлов трехшарнирных стальных рам / М. М. Жербин, В. В. Романюк // Совершенствование методов расчета и проектирования современных видов строительных конструкций: тезисы докладов научно-практической конференции. – Ровно, 1988. – 170 с.
52. Иващенко, Ю. А. Перераспределение моментов в раме с податливыми узлами / Ю. А. Иващенко, Н. Р. Габбасов // Бетон и железобетон. – 1982. – № 8. – 45 с.
53. Капреченко, П. С. Работа жесткого соединения балок с колоннами на фланцах / П. С. Капреченко // МИСИ им. В. В. Куйбышева : сб. тр. – М.-Л. : Стройиздат, 1950. – № 7. – 55 с.
54. Карибский, В. В. Основы технической диагностики. Модели объектов, методы и алгоритмы диагноза / В. В. Карибский, П. П. Пархоменко, Е. С. Согомонян, В. Ф. Халчев ; под ред. П. П. Пархоменко. – М. : Энергия, 1976. – 463 с.



55. Кендалл, М. Многомерный статистический анализ и временные ряды / М. Кендалл, Л. Стьюарт. – М. : Наука, 1976. – 736 с.
56. Кикин, А. И. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий / А. И. Кикин, А. А. Васильев, Б. Н. Кошутин. – М. : Стройиздат, 1984. – 302 с.
57. Клевцов, В. А. Влияние жесткости узлов сопряжения строительных конструкций с колоннами на распределение усилий в элементах каркасов производственных зданий / В. А. Клевцов // Расчет и конструирование железобетонных конструкций : тр. НИИЖБ. – М., 1977. – Вып. 39. – 369 с.
58. Клепиков, Л. В. К исследованию совместной работы каркаса и основания : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Л. В. Клепиков. – М., 1955. – 22 с.
59. Клепиков, С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С. Н. Клепиков. – К. : НИИСК, 1996. – 202 с.
60. Коллакот, Р. Диагностика повреждений / Р. Коллакот. – М. : Мир, 1989. – 512 с.
61. Колмогоров, Ю. И. Сокращенные испытания каркасов промзданий для определения жесткости узлов рам / Ю. И. Колмогоров, А. А. Пашкевич // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1987. – 149 с.
62. Колмогоров, Ю. И. Экспериментальное определение податливости узлов рамных конструкций / Ю. И. Колмогоров // Экспериментальные исследования и испытания строительных металлоконструкций, ЭИИСМ-87 : тез. докл. Всесоюзн. совещания. – Львов, 1987. – С. 83–84.
63. Колмогоров, Ю. И. Экспериментальное определение податливости узлов моделей рам промышленных зданий / Ю. И. Колмогоров // Социально-экономические, научно-технические проблемы перестройки строительства и подготовки инженеров-строителей : тез. докл. областной конференции. – Иваново, 1988. – С. 20 – 25.
64. Колмогоров, Ю. И. Учет податливости узлов рамных конструкций при выполнении их поверочного расчета / Ю. И. Колмогоров // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1988. – 562 с.
65. Колмогоров, Ю. И. Экспериментально-теоретический метод определения податливости узлов для уточнения расчетных схем рам эксплуатируемых промзданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ю. И. Колмогоров. – Л., 1990. – 26 с.
66. Котлов, А. Ф. Инструментальный контроль точности монтажа стальных конструкций одноэтажных производственных зданий / А. Ф. Котлов // Промышленное строительство. – 1983. – № 2. – С. 21 – 23.
67. Котляр, Н. Л. Исследование деформаций стыковых соединений каркасных конструкций / Н. Л. Котляр, В. В. Соловьев-Холмогоров // Исследования прочности и расчет конструкций многоэтажных зданий. – М., 1970. – С. 171 – 185.
68. Кузнецов, В. В. Развитие металлических конструкций. Работы школы Н. С. Стрелецкого / В. В. Кузнецов, Е. И. Беленя, Н. Н. Стрелецкий и др. ; под ред. В. В. Кузнецова, ЦНИИпроектстальконструкция и др. – М. : Стройиздат. – 1987. – 576 с.

69. Кузнецов, В. В. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть (Справочник проектировщика) / В. В. Кузнецов и коллектив авторов ; под общ. ред. В. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1998. – 576 с.

70. Кузнецов, В. В. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений (Справочник проектировщика) / В. В. Кузнецов и коллектив авторов ; под общ. ред. В. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1998. – 512 с.

71. Кузнецов, В. В. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 3. Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций зданий и сооружений (Справочник проектировщика) / В. В. Кузнецов и коллектив авторов ; под общ. ред. В. В. Кузнецова. – М. : АСВ, 1998. – 528 с.

72. Кузнецов, И. Н. Влияние повторного нагружения на перемещения фундаментов в составе рамы / И. Н. Кузнецов, А. В. Вахонин, В. Н. Елагин // Наука на рубеже тысячелетий : сб. материалов Междунар. науч.-практ. конф. – Тамбов, 2005. – С. 260–261.

73. Кузнецов, И. Н. Исследование влияния дефектов и повреждений оснований фундаментов на НДС стальной рамы / И. Н. Кузнецов, А. В. Вахонин, В. Н. Елагин // Фундаментальные и прикладные исследования, инновационные технологии, профессиональное образование : сб. тр. XI науч. конф. ТГТУ. – Тамбов, 2006. – С. 125 – 129.

74. Кузнецов, И. Н. Перемещения фундаментов стальной П-образной рамы при наличии дефектов в основании / И. Н. Кузнецов, О. В. Евдокимцев, В. В. Леденев // Эффективные строительные конструкции: теория и практика : сб. ст. V Междунар. науч.-техн. конф. – Пенза, 2006. – С. 95 – 98.

75. Кузнецов, И. Н. Влияние дефектов и повреждений оснований фундаментов на напряженно-деформированное состояние одноэтажных однопролетных стальных рам / И. Н. Кузнецов, О. В. Евдокимцев, И. Н. Лаврентьев // Научный потенциал студенчества – будущему России : материалы Междунар. науч. студ. конф. Т. 1. Естественные и точные науки. Технические и прикладные науки. – Ставрополь, 2007. – С. 129–130.

76. Кузнецов, И. Н. Напряженно-деформированное состояние одноэтажных однопролетных стальных рам на сжимаемом основании / И. Н. Кузнецов, О. В. Евдокимцев, В. В. Леденев // Вестник Центрального регионально-го отделения РААСН. – 2008. – Вып. 8. – С. 209 – 216.

77. Кузнецов, И. Н. Экспериментальные исследования НДС стальной П-образной рамы на деформируемом основании / И. Н. Кузнецов, В. Н. Елагин, А. В. Вахонин // Новые идеи молодых ученых в науке XXI века : сб. ст. магистрантов. – Тамбов, 2006. – Вып. IV. – С. 173 – 175.

78. Кузнецов, И. Н. Исследование влияния плотности основания на напряженное состояние однопролетной стальной рамы / И. Н. Кузнецов, В. Н. Елагин, А. В. Вахонин // Новые идеи молодых ученых в науке XXI века : сб. ст. магистрантов. – Тамбов, 2006. – Вып. IV. – С. 176 – 179.

79. Кузнецов, И. Н. Использование проектно-вычислительных комплексов, основанных на МКЭ, для анализа экспериментальных данных / И. Н. Кузнецов, В. Н. Елагин, А. В. Вахонин // Сб. ст. магистрантов. – Тамбов, 2006. – Вып. V. – С. 98 – 100.

80. Кузнецов, И. Н. Действительные перемещения фундаментов стальной П-образной рамы с дефектами в основании / И. Н. Кузнецов, И. Н. Лаврентьев // Сб. ст. магистрантов. – Тамбов, 2006. – Вып. VIII. – С. 10 – 13.

81. Кузнецов, И. Н. Расчетные модели стальной П-образной рамы / И. Н. Кузнецов, И. Н. Лаврентьев, О. В. Евдокимцев // Труды ТГТУ : сб. ст. молодых ученых и студентов. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2007. – Вып. 20. – С. 205 – 208.

82. Кузнецов, И. Н. Деформационное состояние стальной П-образной рамы с дефектами в основании / И. Н. Кузнецов, И. Н. Лаврентьев // Сб. ст. магистрантов. – Тамбов, 2007. – Вып. 10. – С. 127 – 130.

83. Кузнецов, И. Н. Учет несовершенств при совместной работе стальных рам с основанием / И. Н. Кузнецов, В. В. Леденев // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов : материалы V Междунар. науч.-техн. конф. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2009. – Ч. III. – С. 100 – 106.

84. Кузнецов, И. Н. Влияние несовершенств на напряженно-деформированное состояние стальных рам / И. Н. Кузнецов, В. В. Леденев // Научный Вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. – 2009. – Вып. 2(14). – С. 51 – 57.

85. Кузнецов, И. Н. Применение нейронных сетей при обработке экспериментальных данных / И. Н. Кузнецов, В. В. Леденев, В. Г. Тихомиров // Научный журнал «Известия ОрелГТУ». Сер. «Строительство. Транспорт». – 2009. – Вып. 3/23(555). – С. 28 – 33.

86. Кузнецов, И. Н. Уточнение напряженного состояния стальных рам одноэтажных зданий на основе экспериментально-теоретических исследований / И. Н. Кузнецов, В. В. Леденев, В. Г. Тихомиров // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. – 2009. – Вып. 15(34). – С. 45 – 51.

87. Леденев, В. В. Несущая способность и перемещение заглубленных фундаментов при действии плоской системы сил : дис. ... д-ра техн. наук / В. В. Леденев. – Воронеж, 1998. – 495 с.

88. Леденев, В. В. Анализ качества проектирования, изготовления и монтажа стальных конструкций / В. В. Леденев, О. В. Евдокимцев, В. М. Антонов // Эффективные конструкции, материалы и технологии в строительстве и архитектуре : сб. ст. Междунар. науч.-практ. конф. – Липецк : ЛГТУ, 2007. – С. 173 – 177.

89. Лужин, О. В. Обследование и испытание сооружений / О. В. Лужин, А. Б. Злочевский, И. А. Горбунов и др. ; под ред. О. В. Лужина. – М. : Стройиздат, 1987. – 263 с.

90. Мазин, И. Д. Пособие по инженерно-геодезической съемке на действующих промышленных предприятиях / И. Д. Мазин, В. С. Сытник – М. : Недра, 1983. – 128 с.

91. Морачевский, Т. Н. Исследование работы узлов рамных систем при прикреплении балок к колоннам на обрезках двутавров / Т. Н. Морачевский // Экспериментальные исследования стальных конструкций. – М.-Л., 1950. – С. 99 – 147.

92. Мухортов, М. Н. Определение жесткости фланцевых соединений / М. Н. Мухортов // Промышленное строительство. – 1983. – № 7. – С. 20 – 22.
93. Налимов, В. В. Статистические методы планирования экстремальных экспериментов / В. В. Налимов, Н. Л. Чернова. – М. : Наука, 1965. – 340 с.
94. Никитин, В. И. Расчет рам подрабатываемых зданий методом деформаций с учетом податливости грунта основания / В. И. Никитин, Ю. Л. Вучинский // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1969. – № 5. – С. 21–22.
95. Николаев, В. В. Определение угла поворота жесткого одиночного прямоугольного фундамента при внецентренной статической нагрузке : автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. В. Николаев. – Ростов на Дону, 1951. – 12 с.
96. Ольков, Я. И. К уточнению расчетной схемы стальной рамы-этажерки / Я. И. Ольков, В. Н. Алехин // Известия Вузов. Строительство и архитектура. – 1980. – № 8. – С. 55 – 58.
97. Опланчук, А. А. Несущая способность стержней ферм из уголков с местными дефектами : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А. А. Опланчук. – Новосибирск, 1983. – 241 с.
98. Осовский, С. Нейронные сети для обработки информации / С. Осовский ; пер. с польск. И. Д. Рудинского. – М. : Финансы статистика, 2002. – 344 с.
99. Пархоменко, П. П. Основы технической диагностики: Оптимизация алгоритмов диагностирования, аппаратурные средства / П. П. Пархоменко, Е. С. Согомоян ; под ред. П. П. Пархоменко. – М. : Энергия, 1981. – 319 с.
100. Пашкевич, А. А. Прогнозирование безотказности строительных конструкций / А. А. Пашкевич, С. С. Шахназаров // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1984. – С. 102 – 112.
101. Пашкевич, А. А. Оценка технического состояния стальных конструкций и необходимые данные / А. А. Пашкевич // Экспериментально исследование и испытания строительных металлоконструкций, ЭИИСМ-87 : тез. докл. Всесоюз. совещания. – Львов, 1987. – С. 21–22.
102. Пекус-Сахновский, Д. Н. Экспериментальное исследование трехшарнирной железобетонной составной рамы для каркасов сельскохозяйственных зданий Украинской ССР / Д. Н. Пекус-Сахновский // Строительные конструкции : Респ. Межвед. науч.-техн. сб. – Киев : Будівельник, 1976. – Вып. XXVII. – С. 24.
103. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 600 с.
104. Петраков, А. А. Некоторые вопросы расчета рамных конструкций на воздействия в виде заданных перемещений податливого основания : автореф. дис. ... канд. техн. наук / А. А. Петраков. – М., 1971. – 22 с.
105. Петраков, А. А. О расчете каркасных зданий на воздействия деформаций основаниях / А. А. Петраков // Современные проблемы строительства. – Донецк, 1970. – С. 180 – 183.
106. Петраков, А. А. Расчет конструкции на податливом основании, деформирующемся в результате прохождения горных выработок / А. А. Петраков, А. Г. Еремченко // Современные проблемы строительства. – Донецк, 1970. – С. 177 – 180.

107. Примак, Н. С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий / Н. С. Примак – Киев : Будивельник, 1966. – 504 с.
108. Протасов, В. А. Экспериментальное исследование деформативности стыков в отдельных узлах и статически неопределимой раме / В. А. Протасов, Э. Е. Сигалов // Пространственная работа железобетонных конструкций. – М., 1969. – Вып. 72. – С. 84 – 95.
109. Посельский, Ф. Ф. Анализ влияния монтажных несовершенств на надежность элементов стальных каркасов промышленных зданий / Ф. Ф. Посельский, Т. А. Корнилов // Расчет и управление надежности больших механических систем : Информационные материалы V Всесоюз. школы. – Свердловск–Звенигород, 1984. – С. 127–128.
110. Посельский, Ф. Ф. Анализ корреляционных связей в накоплении погрешностей в каркасах одноэтажных промышленных зданий / Ф. Ф. Посельский : тез. докл. VI Республ. конф. МУиС. – Якутск, 1986. – Ч. III. – С. 95–96.
111. Посельский, Ф. Ф. Влияние конструктивных факторов на величину изгибающего момента в поперечной раме с начальными отклонениями элементов от проектного положения / Ф. Ф. Посельский, И. Н. Носов : тез. докл. VI Республ. конф. МУиС. – Якутск, 1986. – Ч. III. – С. 96–97.
112. Посельский, Ф. Ф. Несущая способность стальных колонн эксплуатируемых одноэтажных промзданий при наличии геометрических несовершенств : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ф. Ф. Посельский. – М., 1987. – 15 с.
113. Примак, Н. С. Расчет рамных конструкций одноэтажных производственных зданий / Н. С. Примак. – 2-е изд., исп. и доп. – К. : «Вища школа», 1972. – 495 с.
114. Райзер, В. Д. Развитие теории надежности и совершенствование норм проектирования / В. Д. Райзер // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 5. – С. 1 – 4.
115. Райзер, В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / В. Д. Райзер. – М. : Стройиздат, 1986. – 190 с.
116. Рак, Н. А. Прочность и деформативность узлов сопряжения строительных конструкций с колоннами / Н. А. Рак // Техника, технология, организация и экономика строительства : Респ. межвед. сб. – Строительная механика и строительные конструкции / Белорусский политехн. ин-т. – Минск : Высшая школа, 1984. – Вып. 10. – С. 68.
117. Ренский, А. Б. Деформативность и прочность фланцевых сопряжений ферм с колоннами в стальных каркасах производственных зданий / А. Б. Ренский // Стальные конструкции : сб. тр. МИСИ им. В. В. Куйбышева. – М., 1953. – № 22. – С. 16 – 58.
118. Ренский, А. Б. Работа и расчет фланцевых сопряжений ригелей с колоннами стальных комбинированных рам каркасов производственных зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук / А. Б. Ренский. – М., 1958. – 11 с.
119. Ржаницин, А. Р. Основные положения вероятностно-экономической методики расчета строительных конструкций / А. Р. Ржаницин, Б. И. Снаркис, Ю. Д. Сухов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 3. – С. 55 – 60.

120. Рыпуло, Ю. В. Влияние податливости узлов соединения ригелей с колоннами на перераспределение внутренних усилий в П-образных рамах / Ю. В. Рыпуло // Мобильные и быстровозводимые здания, сооружения и комплексы. Опыт и перспективы : тез. секционных докл. Всесоюзн. – Пушкин, 1989. – Ч. П. – С. 54 – 56.
121. Седов, Л. И. Методы подобия и размерности в механике / Л. И. Седов – М. : Наука, 1981. – 448 с.
122. Сираков, Г. П. О корреляционной зависимости между погрешностями при установке элементов в проектное положение / Г. П. Сираков // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – Киев, 1971. – Вып. 2. – С. 39 – 41.
123. Складнев, Н. Н. О методических принципах вероятностного расчета строительных конструкций / Н. Н. Складнев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 3. – С. 12 – 16.
124. Слюсаренко, Ю. С. Особенности расчета каркасов складывающихся секций с учетом податливости узлов / Ю. С. Слюсаренко, Ю. В. Рыпуло // Конструкции мобильных зданий : сб. науч. тр. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1988. – С. 12 – 14.
125. Слюсаренко, Ю. С. О расчете стержневых систем с податливыми узлами / Ю. С. Слюсаренко, Ю. В. Рыпуло // Мобильные и быстровозводимые здания, сооружения и комплексы. Опыт и перспективы : тез. секционных докл. Всесоюзн. – Пушкин, 1989. – Ч. П. – С. 61 – 65.
126. Смирнов, А. Ф. Строительная механика / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лашеников и др. ; под ред. А. Ф. Смирнова. – М. : Стройиздат, 1981. – 512 с.
127. СНиП 2.02.01–83\*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – 1985.
128. СНиП 2.01.07–85\*. Нагрузки и воздействия / Госстрой РФ. – 2003.
129. СНиП 3.03.01–87\*. Несущие и ограждающие конструкции / Госстрой РФ. – 2003.
130. СНиП II–23–81\*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – 1982.
131. Сно, В. Е. К уточнению нагрузок на перекрытия от погрешностей монтажа / В. Е. Сно // Строительная механика и расчет сооружений. – 1969. – № 6. – С. 62 – 65.
132. Сно, В. Е. О критериях точности монтажа сборных колонн / В. Е. Сно // Бетон и железобетон. – 1972. – № 6. – С. 44 – 47.
133. Сно, В. Е. Статистический анализ погрешностей монтажа колонн каркасных зданий / В. Е. Сно // Строительная механика и расчет сооружений. – 1984. – № 6. – С. 5 – 9.
134. Соболев, Ю. В. Исследование устойчивости внецентренно сжатых стальных стержней при податливом закреплении торцов / Ю. В. Соболев // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1958. – № 9. – С. 37 – 48.
135. Соколов, А. Г. Действительная работа и расчет фланцевых соединений / А. Г. Соколов // Материалы по стальным конструкциям. – М., 1958. – Вып. 2. – С. 131 – 155.
136. СП 50-101–2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений / Госстрой России. – 2004.

137. СП 53-101–98. Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций / Госстрой России. – 1999.
138. СП 53-102–2004. Общие правила проектирования стальных конструкций / Госстрой России. – 2005.
139. Стрелецкий, Н. С. Работа сжатых стоек / Н. С. Стрелецкий. – М. : Госстройиздат, 1959. – 283 с.
140. Стрелецкий, Н. С. Избранные труды / Н. С. Стрелецкий ; под общ. ред. Е. И. Беленя. – М. : Стройиздат, 1975. – 423 с.
141. Сытник, В. С. Контроль и обеспечение точности при возведении зданий и инженерных сооружений / В. С. Сытник. – М. : Стройиздат, 1977. – 177 с.
142. Торкатик, В. И. О точности монтажа каркасных зданий / В. И. Торкатик // Жилищное строительство. – 1972. – № 1. – С. 22–23.
143. Троицкий, П. Н. Исследование действительной работы сварного рамного узла крепления балок и рекомендации по его расчету / П. Н. Троицкий, И. В. Левитанский // Материалы по металлическим конструкциям. – М. : Стройиздат, 1977. – Вып. 19. – С. 28.
144. Уманский, А. А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 кн. / А. А. Уманский и коллектив авторов ; под общ. ред. А. А. Уманского. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1972. – Кн. 1. – 600 с.
145. Уманский, А. А. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 кн. / А. А. Уманский и коллектив авторов ; под общ. ред. А. А. Уманского. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1973. – Кн. 2. – 416 с.
146. Филиппов, В. В. Учет геометрических несовершенств при расчетах колонн одноэтажных промышленных зданий / В. В. Филиппов, Ф. Ф. Посельский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – № 3. – С. 52 – 55.
147. Фиш, В. М. Определение моментов в продольных балках с учетом податливости креплений / В. М. Фиш, В. И. Клопотовский // Транспортное строительство. – 1984. – № 12. – С. 58 – 61.
148. Химмельблау, Д. Анализ процессов статистическими методами / Д. Химмельблау ; под общ. ред. В. Г. Горского. – М. : Мир, 1973. – 957 с.
149. Чистяков, С. Е. Исследование прочности стыков ригелей с колоннами каркасных зданий / С. Е. Чистяков // Экспериментальные исследования и расчет строительных конструкций : сб. науч. тр. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М., 1986. – С. 47.
150. Шапиро, Г. А. Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов / Г. А. Шапиро – М. : Госстройиздат, 1952. – 288 с.
151. Шапиро, Г. А. Анализ работы железобетонных рамных узлов / Г. А. Шапиро // Исследование работы конструкций жилых зданий : сб. тр. ЦНИИЭПжилища. – М. : Стройиздат, 1974. – Вып. 5. – С. 88.
152. Шапиро, Г. А. О влиянии податливости рамных узлов на работу железобетонных каркасов при больших горизонтальных нагрузках / Г. А. Шапиро, В. Ф. Захаров, Ю. А. Симон // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. – М. : Стройиздат, 1974. – Вып. 4. – С. 4 – 26.

153. Шапиро, Г. А. Об учете податливости рамных узлов при расчете рам на горизонтальные нагрузки / Г. А. Шапиро, А. А. Оганян, М. Я. Фрайнт // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. – М.: Стройиздат, 1974. – Вып. 4. – С. 179 – 183.
154. Шапиро, Г. А. Теоретическое определение податливости железобетонных рамных узлов / Г. А. Шапиро, В. Ф. Захаров // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1981. – С. 113 – 117.
155. Шапиро, Д. М. Программа упругопластического численного расчета грунтовых и взаимодействующих с грунтом сооружений / Д. М. Шапиро, Г. В. Полторак // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 5. – С. 20.
156. Шапиро, Д. М. Математическое моделирование предельных состояний буронабивных свай / Д. М. Шапиро // Нелинейная механика грунтов: тр. IV Рос. конф. с иностр. участием. – СПб., 1993. – Т. 1. – С. 140 – 145.
157. Шапиро, Д. М. Расчет конструкций и оснований методом конечных элементов: учеб. пособие / Д. М. Шапиро. – Воронеж: ВГАСА, 1996. – 80 с.
158. Шахназаров, С. С. К оценке надежности эксплуатируемой строительной конструкции / С. С. Шахназаров // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1982. – С. 136 – 142.
159. Шахназаров, С. С. Оценка технического состояния и прогнозирование ресурса эксплуатируемых стальных стержневых конструкций: дис. ... канд. техн. наук / С. С. Шахназаров. – Л., 1982. – 132 с.
160. Штерензон, В. А. Оценка надежности рамных систем при действии нескольких случайных нагрузок: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. А. Штерензон. – М., 1982. – 22 с.
161. Эглескалн, Ю. С. Исследование физического износа металлических конструкций производственных зданий: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ю. С. Эглескалн. – М., 1974. – 16 с.
162. Эглескалн, Ю. С. Повреждения колонн и вертикальных связей зданий металлургических заводов / Ю. С. Эглескалн // Промышленное строительство. – 1978. – № 10. – С. 39 – 43.
163. Эглескалн, Ю. С. Количественные закономерности износа металлоконструкций производственных зданий / Ю. С. Эглескалн // Промышленное строительство. – 1982. – № 1. – С. 15 – 18.
164. Эстрин, Г. Д. Статистическая оценка дефектов монтажа металлических конструкций / Г. Д. Эстрин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1984. – № 2. – С. 3 – 7.
165. Ямпольский, М. А. Исследование влияния изменения жесткостей на распределение моментов в элементах рам каркасов многоэтажных зданий с балочными перекрытиями / М. А. Ямпольский, А. Н. Королев // Вопросы надежности железобетонных конструкций: сборник. – Куйбышев, 1975. – С. 187 – 190.
166. Ackroud, M. H. Strength of flexibly connected steel frames / M. H. Ackroud, K.H. Gerstle // Eng. Struct. – 1983. – N 1. – P. 54.
167. Ammerman, D. J. Behavior of semi-rigid composite connections / D. J. Ammerman, P. T. Leon // J. Eng. – 1987. – Vol. 24, N 2. – P. 53 – 61.
168. Ben Kato. Analysis of T-Stub flange-column connections / Kato Ben // J. of the Struct. Div. – 1973. – N 5. – P. 40 – 44.



169. Fedaa, J. Research of bearing capacity of loose soils / J. Fedaa // Proceedings, Fifth international conference of soil mechanics and foundation engineering. – Paris, 1961. – Vol. 1. – P. 635 – 642.
170. Frye, M. J. Analysis of Flexibly Connected Steel Frames / M. J. Frye, G. A. Morris // *Can. J. Civ. Eng.* – 1975. – N 3. – P. 103.
171. Hall, W. B. Load Testing, Structural Reliability and Test Evaluation / W. B. Hall, M. Tsai // *Structural Safety*. – 1985. – Vol. 6, N 2-4. – P. 285 – 302.
172. Jardine, R. J. Studies of the Influence of Non-Linear Stress-Strain Characteristics on Soil-Structure Interaction / R. J. Jardine, D. M. Potts, A. W. Fourie et al. // *Geotechnique*. – 1986. – Vol. 36, N 3. – P. 377 – 396.
173. Kabori, T. Analysis of Frame Structure With Nonrigid Connections / T. Kabori // *Memoirs of the Faculty of Technology / Kazanu Univ.* – 1984. – Vol. 17, N 2. – P. 109.
174. Larkin, L. A. Theoretical bearing capacity of very shallow footings / L. A. Larkin // *Journal of geotechnical mechanics and foundation division, ASCE*. – 1968. – Vol. 94, N SM 6. – P. 1347 – 1357.
175. Lindsey, S. D. LRFD Analysis and Design of Beams with Partially Restrained Connections / S. D. Lindsey // *Eng. J.* – 1985. – Vol. 22, N 4. – P. 20.
176. Milovic, D. U. Stresses and displacements in an elastic laer due to inclined and eccentric load over a rigid strip / D. U. Milovic, G. Touzot, J. P. Tournier // *Geotechnique*. – 1970. – Vol. 20, N 3. – P. 231 – 252.
177. Morgan, J. R. Behavior of sands under surface loads / J. R. Morgan, C. M. Gerrard // *Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE*. – 1971. – Vol. 97, N SM 12, Dec. – P. 1675 – 1699.
178. Morris, G. A. Beam-to-column connections in steel frames / G. A. Morris, J. A. Packer // *Can. J. of Civ. Eng.* – 1987. – Vol. 14, N 1. – P. 68 – 76.
179. Muhs, H. On the phenomenon of progressive rupture in connection with the failure behavior of footings on sand / H. Muhs // *Proceeding sixth international conference on soil mechanics and foundations engineering*. – 1965. – Vol. 3. – P. 436.
180. Owels, J. S. Equivalent linear model for predicting settlements on sand bases / J. S. Owels // *Journal of the geotechnical engineering division, ASCE*. – 1979. – Vol. 105. – P. 1525 – 1544.
181. Stelmack, T. W. Analysis and tests of flexibly connected steel frames / T. W. Stelmack // *J. Struct. Eng.* – 1986. – Vol. 112, N 7. – P. 254.
182. Starnad, M. Frames with Semi-Rigid Connections / M. Starnad // *Joints Struct. Steelwork Proc. Int. Conf. Cleveland, 1981. – London – Plymouth, 1981. – P. 2/40 – 2/48.*
183. Tarpy, T. S. Behavior of semi-rigid beam-to-column end plate connections / T. S. Tarpy, J. W. Cardinal. – Ioid. N 2. – P. 211.
184. Taylor, J. C. Semi Rigid Beam Connections: Effects on Column: B. 20 Code Method. – *Ibid.* № 5. – P. 147 – 158.
185. Vesic, A. Analysis of ultimate loads of shallow foundations / A. Vesic // *Journal of the mechanics and foundations division, ASCE*. 1973. – Vol. 99. – N SM 1. – P. 45 – 73.
186. Wood, R. H. Modern frame design and its requirements for research into semi-Rigid Joints / R. H. Wood. – Ioid, N 1. – P. 158 – 167.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

---

Анализ результатов экспериментально-теоретических исследований, выполненных в последние годы, показал, что наиболее достоверные данные получают из рассмотрения системы «основание – фундаменты – здания».

Грунтовые основания играют первостепенную роль в обеспечении нормативных, конструктивных и эксплуатационных требований, предъявляемых к зданиям и сооружениям.

По сравнению с другими материалами грунты характеризуются большей неоднородностью, анизотропностью, отличаются ярко выраженными реологическими свойствами, значительно большими интервалами изменения механических (прочностных и деформационных) характеристик, особенно при локальных увлажнениях глинистых грунтов.

В процессе эксплуатации здания или сооружения происходит длительный процесс приспособления их к существующим или изменяющимся условиям, особенно температурно-влажностным.

Дальнейшие экспериментальные исследования оснований, фундаментов, зданий и сооружений могут быть направлены на:

- совершенствование способов исследования грунтов (штамповые, прессиометрия, зондирование, геофизические и др.) и контрольно-измерительных приборов для их выполнения;
- экспериментальные исследования несущей способности и перемещений моделей и натуральных фундаментов с целью:
  - изучения влияния разных схем нагружения статическими и динамическими нагрузками;
  - определения контактных нормальных и касательных напряжений по подошве и боковой поверхности (для опор);
  - исследования взаимного влияния фундаментов с получением эмпирических функций;
  - исследование развития перемещений во времени;
- экспериментальное исследование комбинированных плотно-свайных фундаментов с целью:
  - выявления оптимальных геометрических размеров конструкций КПСФ и их элементов при разных комбинациях силовых воздействий;
  - изучения характера деформирования и разрушения;
  - исследование НДС грунтового массива;
  - исследования распределения усилий между сваями (опорами) и плитой;
  - разработки и совершенствования методов расчета по прочности, жесткости и трещиностойкости;
- исследования влияния ошибок, дефектов и повреждений на несущую способность и перемещения системы «основание – фундаменты – здания».

- совершенствования моделей грунтового основания, фундаментов, здания или сооружения и использования их при разработке или уточнении методов расчета системы.

Обеспечение требуемой надежности и долговечности проектируемых зданий и сооружений достигается:

- научно-техническим сопровождением проектирования и строительства;
- введением мониторинга за основанием и конструкциями строящегося здания и существующих близко расположенных;
- обоснованным назначением технологии строительства;
- разработкой и внедрением систем регулирования усилий в здании или сооружении.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ</b> .....	3
<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	5
<b>Часть 1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ЗАГЛУБЛЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ (опыты автора)</b> .....	8
Глава 1. Методика подготовки и проведения экспериментальных исследований .....	8
1.1. Цели и задачи работы .....	8
1.2. Инженерно-геологическое строение опытных площадок .....	8
1.3. Подготовка искусственного песчаного основания. Исследование физико-механических характеристик основания .....	10
1.4. Испытание моделей .....	12
Глава 2. Действие осевой вертикальной нагрузки .....	17
2.1. Исследование характера деформаций основания на маломасштабных моделях .....	17
2.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистом основании .....	18
2.3. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в песчаном основании естественной структуры .....	18
2.4. Лабораторные опыты с фундаментами и заглубленными штампами в песчаном основании .....	25
2.5. Исследование характера эпюр контактных давлений .....	39
Глава 3. Действие горизонтальной нагрузки .....	42
3.1. Исследование характера деформаций основания .....	42
3.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистых грунтах .....	44
3.3. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в песчаном основании ненарушенной структуры .....	51
3.4. Полевые опыты с моделями фундаментов в песчаном основании нарушенной структуры .....	65
3.5. Лабораторные опыты в песчаном основании .....	69
3.6. Исследование контактных давлений .....	75

Глава 4. Действие вертикальной и внецентренной нагрузки .....	76
4.1. Исследование характера деформаций основания на маломасштабных моделях .....	76
4.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистом основании .....	84
4.3. Лабораторные опыты в песчаном основании при поверхностной передаче нагрузки .....	92
4.4. Лабораторные опыты в песчаном основании при шарнирной передаче нагрузки .....	96
4.5. Исследование контактных давлений .....	106
Глава 5. Действие осевой наклонной нагрузки .....	119
5.1. Исследование характера деформаций основания на маломасштабных моделях .....	119
5.2. Полевые опыты с буронабивными фундаментами в глинистом основании .....	120
5.3. Лабораторные опыты с цилиндрическими моделями фундаментов на действие осевой наклонной нагрузки .....	123
5.4. Опыт с наклонными цилиндрическими моделями фундаментов .....	126
5.5. Опыт с прямоугольными моделями фундаментов .....	129
Список литературы .....	134
<b>Часть 2. ОПЫТЫ И РАСЧЕТЫ ОТЕЧЕСТВЕННЫХ И ЗАРУБЕЖНЫХ УЧЕНЫХ .....</b>	<b>139</b>
Глава 1. Действие осевой вертикальной нагрузки .....	139
Глава 2. Действие внецентренной нагрузки .....	169
Глава 3. Действие горизонтальной нагрузки .....	176
Глава 4. Действие наклонной нагрузки .....	194
Глава 5. Расчет заглубленных фундаментов .....	208
Список литературы .....	245
<b>Часть 3. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЬНОЙ РАМЫ (исследования И. Н. Кузнецова, выполненные под руководством автора) .....</b>	<b>257</b>
Глава 1. Вопросы действительной работы одноэтажных стальных рам .....	257
1.1. Фактические условия работы стальных рамных каркасов .....	257
1.2. Совместная работа рамных каркасов с грунтовым основанием, имеющим дефекты .....	258

1.3. Способы и методы учета дефектов стальных рам и оснований .....	263
1.4. Влияние дефектов основания и жесткости узлов на действительную работу стальных рам .....	275
Глава 2. Методика проведения эксперимента .....	277
2.1. Постановка задачи .....	277
2.2. Планирование, подготовка и проведение экспериментов .....	277
2.2.1. Силовое оборудование и приборное обеспечение опытов .....	277
2.2.2. Обоснование и основные параметры стальной рамной модели .....	281
2.2.3. Физико-механические характеристики и подготовка грунтового основания .....	283
2.2.4. Состав и основные параметры экспериментов .....	287
2.3. Математическая обработка экспериментальных данных .....	289
2.3.1. Нейронные сети как инструмент обработки экспериментальных данных .....	290
2.3.2. Функционирование нейронной сети .....	292
2.3.3. Метод обучения нейронной сети .....	293
Глава 3. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния стальных П-образных рам .....	295
3.1. Напряженно-деформированное состояние рам на песчаном основании .....	297
3.2. Разная плотность грунта основания под соседними фундаментами .....	300
3.3. Разное заглубление соседних фундаментов .....	306
3.4. Наличие зазора между боковой поверхностью одного из фундаментов и обратной засыпкой грунта .....	311
3.5. Несимметричное действие вертикальных сил .....	316
Глава 4. Экспериментальные исследования перемещений фундаментов стальных П-образных рам .....	328
4.1. Перемещения фундаментов рам на песчаном основании .....	329
4.2. Разная плотность грунта основания под соседними фундаментами .....	332

4.3. Разное заглубление соседних фундаментов .....	335
4.4. Наличие зазора между боковой поверхностью одного из фундаментов и обратной засыпкой грунта .....	338
4.5. Несимметричное действие вертикальных сил .....	341
Глава 5. Уточнение напряженного состояния стоек стальных П-образных рам на основе экспериментально теоретических исследований ...	349
5.1. Анализ экспериментальных данных .....	349
5.2. Основные экспериментальные зависимости .....	366
5.3. Область применения результатов исследований и примеры их использования .....	376
Список литературы .....	381
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b> .....	<b>394</b>

Научное издание

ЛЕДЕНЁВ Виктор Васильевич

**ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ  
ПРИ СЛОЖНЫХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ  
(ОПЫТЫ)**

**Т о м 3**

Монография

Редактор Е. С. М о р д а с о в а

Инженер по компьютерному макетированию М. Н. Р ы ж к о в а

**ISBN 978-5-8265-1687-4**



Подписано в печать 11.04.2017.  
Формат 60 × 84/16. 28,1 усл. печ. л.  
Тираж 400 экз. (1-й з-д 20). Заказ № 130

Издательско-полиграфический центр  
ФГБОУ ВО «ТГТУ»  
392000, г. Тамбов, ул. Советская, д. 106, к. 14.  
Тел./факс (4752) 63-81-08, 63-81-33.  
E-mail: [izdatelstvo@admin.tstu.ru](mailto:izdatelstvo@admin.tstu.ru)