

**Ю. Ф. Тугаенко**

**ТРАНСФОРМАЦИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОГО  
СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ  
И ЕЕ УЧЕТ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ФУНДАМЕНТОВ**

Одесса  
«Астропринт»  
2011

ББК 38.581.1

Т81

УДК 624.13: 624.15

В монографии приведены параметры напряженно-деформируемого состояния грунтов и его трансформирования при росте нагрузки, определенные по результатам натурных исследований. Их значения отличаются от условных критериев, принятых в действующих нормах, где напряжения определяются для основания, представленным упругим полупространством, сжимаемая толща по соотношению напряжений без учета показателей деформирования грунтов, а модуль общей деформации в пределах первой фазы НДС грунтов основания.

Рецензенты:

*А. В. Гришин*, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой сопротивления материалов Одесской государственной академии строительства и архитектуры;

*А. И. Менейлюк*, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой технологии и механизации строительства Одесской государственной академии строительства и архитектуры

Рекомендовано к печати ученым советом Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

Протокол № 10 от 30 июня 2011 г.

*Теория – это хорошая вещь,  
но правильный эксперимент  
остаётся навсегда.*

П.Л.Капица [33]

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Под влиянием внешней нагрузки, передаваемой фундаментом, состояние грунтовой среды непрерывно трансформируется. Изменяются границы зоны деформации. Процесс уплотнения грунта в ее пределах сопровождается увеличением площади контактов между частицами скелета, что снижает межчастичные напряжения. Следствием разрушения межчастичных связей является снижение структурной прочности внутри объема зоны деформации, значение которой с течением времени может возрастать. При определении модуля общей деформации по результатам полевых исследований. условным является ограничение давлений пределами линейной зависимости, характерной для первой фазы НДС грунтов основания.

В монографии на основе комплексных исследований приведены методы определения параметров деформируемой зоны и показателей свойств грунтов, оказывающих влияние на процессы нарастания деформаций.

Осадка основания фундаментов в расчетах по деформациям определяется, по действующим нормам, с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства и определяется методом послойного суммирования. Все расчетные параметры являются условными. Их значения не совпадают с данными, полученными в экспериментах.

*Расчетные напряжения*, полученные для упругой линейно-деформируемой среды, не зависят от свойств грунтов. Фактически на величину напряжения, возникающего по площади контактов между минеральными частицами, оказывает влияние плотность скелета грунта. По данным полевых опытов в высокопористых грунтах напряжения больше, а в низкопористых – меньше расчетных значений.

*Глубина сжимаемой толщи* определяется по соотношению напряжений, возникающих от давлений, передаваемых фундаментом, и собственного веса грунта без учета его деформативных и прочностных свойств. Измеренная глубина зоны деформации в основаниях фундаментов зданий и сооружений зависит от структурной прочности. Ее значение для фундаментов площадью до  $10 \text{ м}^2$  в 2–4, а для

фундаментных плит многоэтажных зданий в 1,5–2 раза меньше условной, определенной в соответствии с требованиями норм.

*Модуль деформации.* По результатам полевых испытаний определяется по зависимости осадки от давления в пределах I фазы НДС грунтов основания. Его значение при проектировании фундаментов с давлениями, превышающими структурную прочность, является завышенным.

По результатам стандартных испытаний грунтов штампами значение модуля общей деформации определяется по величине осадки, состоящей из двух составляющих: первая является следствием уплотнения грунта, а вторая – поперечного расширения. При расчете осадки следует учитывать два показателя сжимаемости модуль уплотнения и коэффициент поперечного расширения, определяемых по результатам испытаний грунтов штампами.

*Модуль уплотнения* зависит от степени сжатия грунта. Определяется по значениям плотности скелета грунта в основании штампа до и после испытаний. Его значение в основании стандартных штампов и фундаментов большой площади имеет близкое совпадение при прочих равных условиях.

*Коэффициент поперечного расширения.* В нормах величина коэффициента бокового расширения (Пуассона) принята постоянной для каждого вида грунта. По результатам исследований его значение снижается с увеличением площади фундамента и для фундаментных плит большой площади приближается к нулю.

В расчетной формуле для определения осадки основания условные параметры следует заменить фактическими, определяемыми по результатам исследований.

## ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

### Геометрические характеристики

- $A$  – площадь подошвы фундамента;  
 $H_c$  – мощность сжимаемой толщи;  
 $H_a$  – мощность зоны деформации;  
 $H_{a,o}$  – мощность зоны остаточных деформаций;  
 $\Delta h$  – мощность условного слоя.

### Характеристики грунтов

- $\rho$  – плотность;  
 $\rho_d$  – плотность скелета;  
 $w$  – влажность природная;  
 $w_p$  – влажность на границе пластичности;  
 $w_L$  – влажность на границе текучести;  
 $w_{sat}$  – влажность при полном насыщении;  
 $S_r$  – коэффициент водонасыщения;  
 $I_L$  – показатель текучести.

### Нагрузки, напряжения

- $P$  – нагрузка на фундамент;  
 $P_y$  – нагрузка уплотняющая;  
 $p$  – давление по подошве фундамента;  
 $\sigma$  – вертикальное напряжение, полное;  
 $\sigma_{zg}$  – то же, от собственного веса грунта;  
 $\sigma_{zp}$  – то же, дополнительное от внешней нагрузки;  
 $\sigma'_z$  – напряжение определенное методом деформаций;  
 $p_{str}$  – структурная прочность.

### Деформации основания

- $s$  – осадка основания;  
 $s_y$  – упругая составляющая осадки;  
 $s_o$  – остаточная составляющая осадки;  
 $\Delta s$  – разность осадок;  
 $s_n$  – часть общей осадки, вызванной уплотнением;  
 $s_v$  – часть общей осадки, вызванной поперечным расширением;

$H_c$  – глубина сжимаемой толщи;  
 $H_a$  – глубина зоны деформации;  
 $H_{a,0}$  – глубина зоны остаточных деформаций;  
 $\varepsilon$  – относительная вертикальная деформация;  
 $\varepsilon_n$  – относительная деформация уплотнения;  
 $\nu$  – коэффициент поперечной деформации;  
 $E$  – модуль общей деформации по ГОСТ;  
 $E_{гр.}$  – модуль общей деформации в пределах глубины зоны деформации;  
 $E_n$  – модуль уплотнения.

## РАЗДЕЛ 1

### ОСОБЕННОСТИ МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

Экспериментальные исследования проведены в полевых условиях на строительных площадках с геологическим строением грунтовых толщ характерных для г.Одессы и Одесского региона. При проведении опытных работ, начатых в шестидесятых годах двадцатого столетия, выполненных с участием автора и его коллег, применялись разные методы испытаний и методики измерений параметров деформирования грунтов. Со временем менялись цели и задачи исследований. При этом сохранялся основной принцип при проведении опытных работ. Его сущность заключалась в измерениях процессов нарастания деформаций в основаниях фундаментов и определении изменений состояния грунтов в пределах деформированной зоны.

#### **1.1. Инженерно-геологические условия опытных полигонов**

Испытания грунтов опытными штампами и фундаментами проведены на опытных полигонах и отдельных участках, с различным литологическим строением: сложенных лессовыми просадочными грунтами и лиманно-морскими отложениями.

##### *1.1.1. Особенности строения лессовой толщи.*

Жилые массивы в г. Одессе возводятся на территориях юго-западной части Причерноморского плато. Экспериментальные исследования проведены в пределах выделенных для застройки кварталов на опытных полигонах и отдельных участках.

Геологическое строение территорий, отведенных для застройки, представлено лессовой толщей. Ее строение характеризуется циклически ритмической системой [42]. В каждом цикле выделяются три ритма накоплений: погребенная почва, лессовый суглинок и лессовая супесь. В большинстве материалов изысканий, проведенных в г. Одессе, погребенная почва не выделяется, хотя четко наблюдается визуально. Для Одесского региона характерны три цикла накоплений лессовых пород. Общая их мощность колеблется от 6 до 22 м.

На рис 1.1 представлено литологическое строение лессовой толщи одного из опытных полигонов, расположенного на одном из кварталов жилой застройки. На других опытных полигонах этих массивов при сохранении характера напластований изменяется мощность слоев.

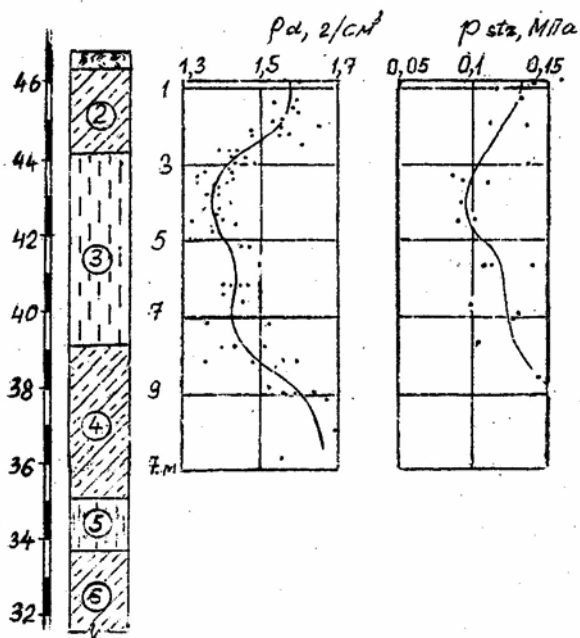


Рис. 1.1. Литологическое строение лессовой толщи на одном из опытных полигонов на Юго-Западном жилом массиве. На масштабной линейке приведены абсолютные отметки

Геологический разрез, до глубины 15 м, представлен следующими инженерно-геологическими элементами: 1 – почвенный слой (0,5 – 0,6 м); 2 – суглинок лессовый, желто-бурый (2,1–2,3 м); 3 – супесь лессовая, светло-палевого цвета (4,5–4,8 м); 4 – суглинок лессовый, светло-бурый (4,1–4,6 м); 5 – супесь лессовая палевого цвета (0,9–1,6 м); 6 – суглинок красно-бурый.

Средние значения показателей свойств грунтов, по данным изысканий проведенных вблизи опытных полигонов, приведены в табл. 1.1.

Основной объем опытных работ проведен в пределах слоев последнего генетического цикла, сложенных лессовыми суглинками и супесями ИГЭ 2 и 3. Эти два слоя характеризуются неоднородностью показателей физического состояния и механических свойств грунтов, изменяющихся по глубине. На рис. 1.1 приведены графики изменения



плотности скелета грунта и структурной прочности, значения которых получены при проведении полевых исследований.

Таблица 1.1

Средние значения показателей свойств лессовых грунтов

№ ИГЭ	Вид грунтов	Показатели характеристик грунтов					
		$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w_L$ -	$w_P$ -	$\phi$ град	$c$ кПа
2	Суглинок лёссовый	2,68	1,47	0,32	0,19	20	25
3	Супесь лёссовая	2,67	1,38	0,26	0,18	18	20
4	Суглинок лёссовый	2,68	1,52	0,32	0,18	18	25
5	Супесь лёссовая	2,68	1,48	0,27	0,20	19	20
6	Суглинок лёссовый	2,70	1,60	0,35	0,20	22	45
7	Глина	2,73	1,65	0,42	0,24	19	65
Отклонения		$\pm 0,01$	$\pm 0,02$	$\pm 0,01$	$\pm 0,01$	$\pm 1$	$\pm 5$

### 1.1.2. Инженерно-геологические условия промышленной зоны

Промышленная зона города расположена на Пересыпи. Ее геологическое строение представлено породами лиманно-морских отложений, залегающих на сарматских глинах неогена.

Под насыпным слоем залегают среднезернистые, мелкие и пылеватые пески, подстилаемые илистыми грунтами. В пределах илистых отложений встречаются слои, прослои и линзы песчаных грунтов разной крупности. Общая мощность этих отложений в створе лиманов достигает 35 м.

Таблица 1.2

Характеристики песчано-илистых грунтов

Показатели свойств	№ ИГЭ							
	2	3	4	5	6	7	8	
$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	2,66	2,66	2,61	2,68	2,69	2,71	2,72	
$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	1,57	1,59	1,57	1,58	1,37	1,28,	1,49	
$w$ -	-	-	-	0,28	0,34	0,39	0,28	
$w_L$ -	-	-	-	0,27	0,36	0,47	0,45	
$w_P$ -	-	-	-	0,21	0,24	0,26	0,23	
$\phi$ град.	34	29	27	15-19	8-10	5-11	21	
$c$ кПа	-	10-30	20-30	10-70	8-90	190-270	500	
$E$ МПа	20	18	6-12	2,5-5	1,6-2,5	1,7-5	10-15	
$k_\phi$ м/сут.	1-2	1-3	0,5-2	0,03	0,05	0,002	-	

На рис. 1.2 представлена геологическая колонка грунтовой толщи на территории Одесской ТЭЦ, а в табл. 1.2 приведены показатели свойств грунтов по данным результатов изысканий.

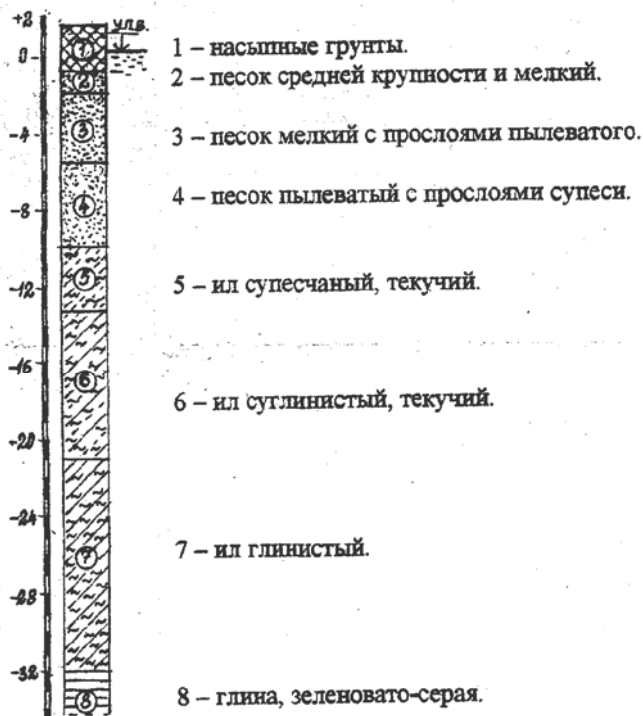


Рис. 1.2. Литологическое строение грунтовой толщи пересыпи в г. Одессе. На масштабной линейке показаны абсолютные отметки

### 1.2. Методика исследований процессов деформирования грунтов в основаниях фундаментов

На кафедре оснований и фундаментов ОГАСА, начиная с 50-х годов прошлого столетия, применяется методика комплексных исследований процесса деформирования грунтов в основаниях фундаментов [8;10]. При проведении испытаний наряду с измерениями осадки выполнены наблюдения перемещений грунтовых марок и фиксаторов деформаций, заложенных в основании вдоль центральной продольной осевой плоскости фундамента.

После окончания испытаний в продольном сечении основания в пределах и за пределами зоны деформации определялась плотность скелета уплотненного штампом и природного грунта.

Нагрузка на опытные фундаменты создавалась укладкой груза на специальную платформу или непосредственно на фундамент. Это позволило обеспечить ее постоянство и увеличить длительность испытаний.

1.2.1. *Исследования процессов деформирования грунтов с ненарушенной структурой штампами площадью 0,03 м<sup>2</sup>*

Штампы площадью 0,03 м<sup>2</sup> применены для определения показателей сжимаемости грунтов в пределах фактической глубины зоны деформации. Изучение процессов их деформирования выполнено с использованием фиксаторов деформаций и глубинных марок. Применение штампов малой площади позволило снизить трудоемкость полевых испытаний при сохранении близкой сходимости результатов определения показателей сжимаемости опытными фундаментами площадью 0,5 и 1,0 м<sup>2</sup>. На рис. 1.3 и 1.4 показаны фотоснимки общего вида установки и продольное сечение основания с фиксаторами деформаций и глубинными марками после окончания одного из опытов серии исследований на разной глубине в пределах ИГЭ-3 [17]. Использование грунтовых магнитных марок позволило снизить трудоемкость испытаний, повысить точность измерений и отказаться от применения фиксаторов деформаций [98].

Опытные работы с применением магнитных марок проведены в котловане, заглубленном на 1 м ниже отметки природного рельефа. Испытания грунтов выполнены круглым жестким штампом площадью 0,03 м<sup>2</sup> на восьми горизонтах в шурфе с размерами в плане 2×2 м. После окончания каждого испытания дно шурфа заглублялась на 0,5 м для очередного опыта. Штамп устанавливался на песчаную подготовку толщиной около 5 мм, уложенную по уровню. Установленный штамп «притирался» путем вращения его вокруг вертикальной оси. На рис. 1.5,а приведена высотная схема установки опытных штампов.

Наблюдения за нарастанием деформаций в грунтах ниже подошвы штампов проведены по результатам измерений осадок грунтовых марок. В исследованиях применены грунтовые марки новой конструкции [71;73]. На рис.1.5,б приведена схема подготовки основания к испытаниям.

В каждом опыте ниже подошвы штампа 1 вдоль его центральной оси заложено по 10...11 марок 2 с интервалом между ними 5 см.

Замеры послойных перемещений производились бесконтактным способом. Измерительный комплекс состоит из герконового датчика 3, помещенного в гильзу 4, закрепленную на нижнем торце жесткого трубчатого щупа 5. Щуп соединен с измерительным прибором 7.

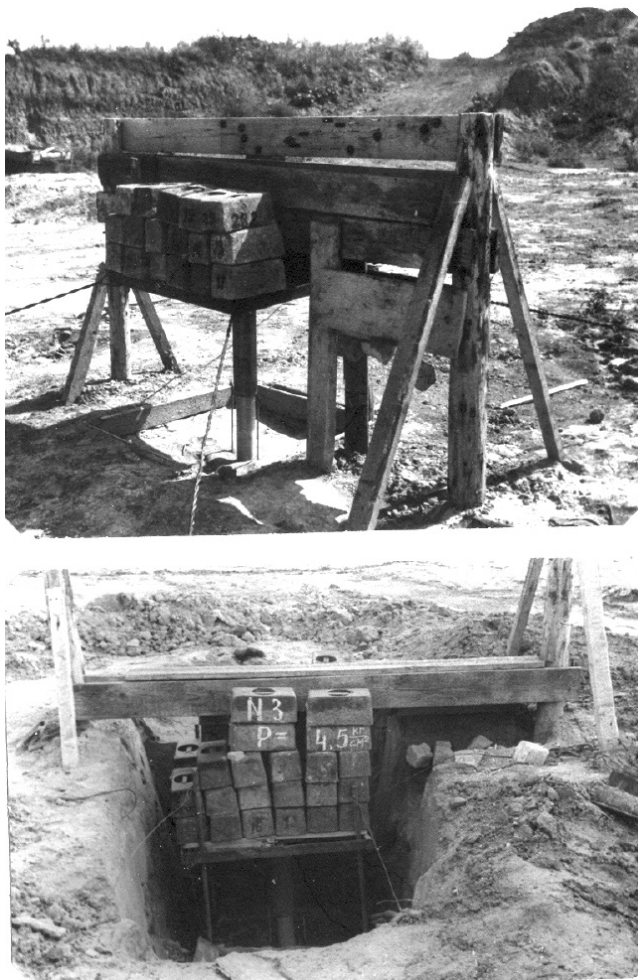


Рис. 1.3. Общий вид загруженных штампов на двух горизонтах

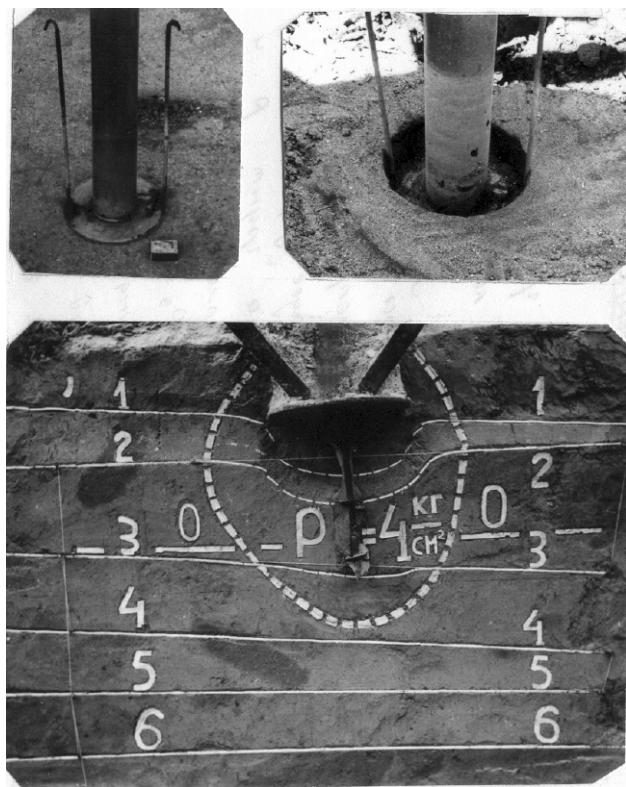


Рис. 1.4. Общий вид штампа и поперечного сечения его основания с фиксаторами деформаций и грунтовыми марками после окончания опыта

Нижний контакт датчика припаян к щупу, а верхний, пропущенный через пробку б и, с помощью проводника внутри щупа, выведен к поверхности. Электрическая цепь прибора состоит из разомкнутого герконового датчика, источника питания и индикаторной лампочки. Герконовый датчик замыкает электрическую сеть при пересечении магнитного поля марки. Момент замыкания регистрируется индикаторной лампочкой. В проведенных исследованиях измерения проведены с точностью 0,1 мм. При тарировании прибора в условиях лаборатории устойчивая точность измерений составила 0,005 мм.

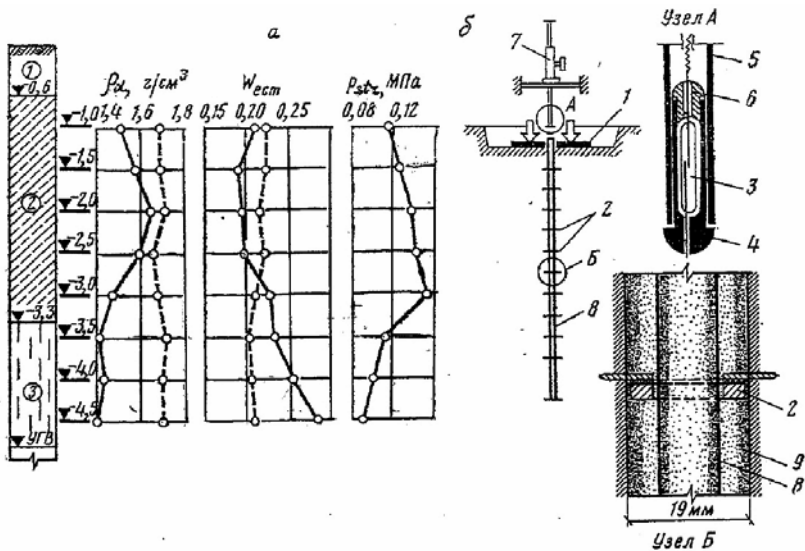


Рис. 1.5. а) Высотная схема установки штампов; графики изменения свойств грунтов по глубине: сплошная линия – до, а пунктирная – после опыта. б) Схема измерительного комплекса

Марка 2 состоит из кольцевого корпуса, снабженного магнитным кольцом. Ее анкеровка в грунт, окружающий скважину, выполняется поворотом сегментных лопастей, прикрепленных к корпусу [94;95]. На рис. 1.6 приведены фотоснимки подготовки основания к испытаниям. На нижнем снимке положение марок в продольном сечении основания после окончания опыта.

Измерительный комплекс крепился струбциной к жесткой реперной балке, установленной на двух анкерных стойках. В качестве измерительного прибора 7 применен «шпиценмасштаб» с длиной шкалы 500 мм. При измерениях положения марок перемещение шупа 5 происходит в защитной трубке 8, помещенной в скважину 9 внутри кольцевых магнитных марок.

Нагрузка прикладывалась ступенями путем укладки гирь массой 30 и 50 кг на грузовую платформу, закрепленную на опорной трубчатой стойке штампа. На рис. 1.7 приведены фотоснимки штампа, подготовленного к испытанию и после приложения нагрузки.

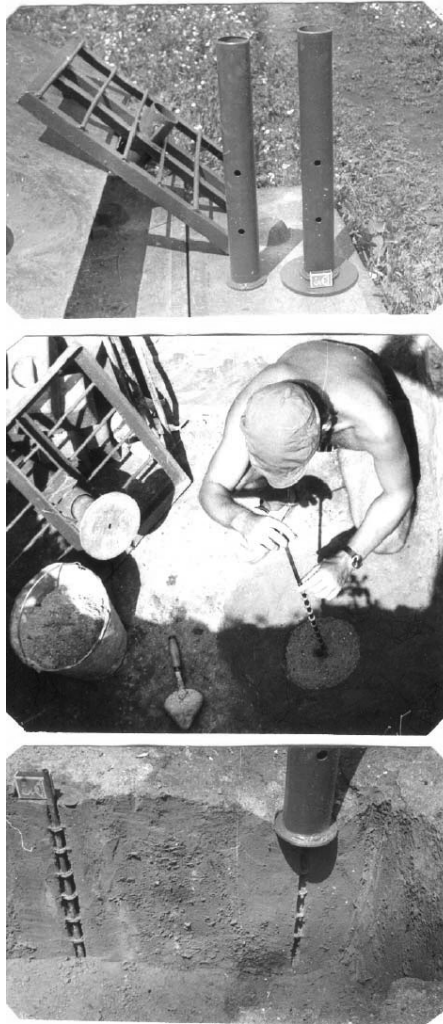


Рис. 1.6. Подготовка основания к испытаниям. Нижний снимок – положение грунтовых марок в основании после окончания испытаний

Испытания проведены при непрерывном замачивании основания по методике циклически возрастающей нагрузки. Каждый цикл состоял из приложения нагрузки, выдерживания ее до стабилизации

осадки и полной разгрузки. Каждый последующий цикл состоял из суммы предыдущей нагрузки и очередной ступени.

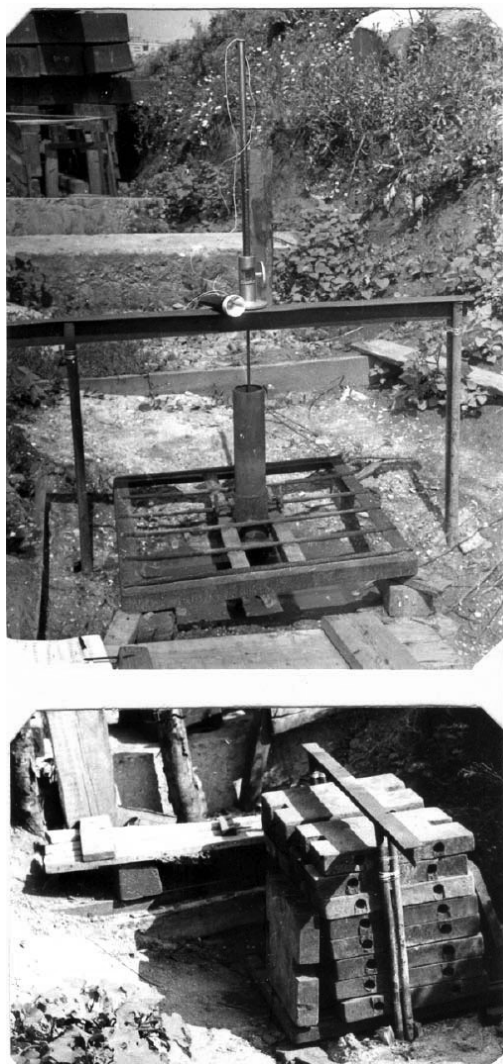


Рис. 1.7. Общий вид опытной установки до и после приложения нагрузки



На каждом этапе проводились измерения осадки штампа и перемещений грунтовых марок. Осадки штампа и перемещения глубинных марок, измеренные после разгрузки, определяли остаточные деформации, сохранившиеся после упругого подъема. Примененная методика позволила получить полную величину деформаций, их остаточную и упругую составляющие.

### *1.2.2. Подготовка массивов грунта с нарушенной структурой для исследований штампами площадью 0,03 и 0,1 м<sup>2</sup>*

Опытные работы проведены в полевых условиях в котловане, разработанном до глубины 1 м от дневной поверхности. Ниже дна котлована залегал слой лессового суглинка мощностью около 2 м (см. рис. 1.5). Проведено две серии исследований штампами площадью 0,03 и 0,1 м<sup>2</sup>. В качестве оснований приняты грунты с нарушенной структурой [72]. Массивы грунтовой среды с нарушенной структурой приготовлены в шурфах, пройденных со дна котлована. Для штампов первой серии глубина шурфов принята равной 0,8 м с размерами в плане 0,45×1,0 м, а для второй глубиной 1,2 м и диаметром 1,0 м.

Шурфы, пройденные в пределах лёссового суглинка, заполнялись суспензией, приготовленной из размельченного грунта. Через 4...5 дней, после поглощения дном и стенками шурфа избыточной воды, выполнено уплотнение приготовленной массы путем ее пригрузки с давлением по подошве от 4 до 280 кПа. Груз укладывался ступенями по слою песчаной подготовки по всей площади шурфа. Каждая ступень выдерживалась от 13 до 21 суток. Длительность пригрузки составила от 27 до 62 дней. Минимальная нагрузка – 4 кПа – принята для получения плотности, близкой к природной. Пригрузкой не удалось получить равномерную плотность по глубине массива (рис. 2.13,б). На каждом грунтовом массиве первой серии выполнено по два опыта, а второй – по одному.

Испытания начинались не менее чем через двое суток после снятия пригрузки. Исследования выполнены по методике циклически возрастающей нагрузки, изложенной в п. 1.2.1.

Для измерения послойных перемещений применены магнитные марки, установленные в скважине по оси штампов с интервалом 5 и 7,5 см соответственно в первой и второй сериях опытов. В первой серии исследований нагрузка создавалась укладкой груза массой 30 и 50 кг на грузовую платформу (см. рис. 1.3 и 1.7). Во второй серии применена рычажная система.

### 1.2.3. Исследования деформаций в грунтах основания опытных фундаментов площадью 0,5 – 10,0 м<sup>2</sup>

В полевых исследованиях выполнены измерения осадки фундамента и послыонных перемещений на разных горизонтах ниже его подошвы. Наблюдения за перемещениями ниже подошвы фундамента проведены с помощью фиксаторов деформаций и грунтовых марок [76].

После окончания испытаний определена плотность скелета грунта под фундаментом, в пределах зоны деформации, и за ее пределами на разных уровнях ниже отметки его установки.

Опыты, результаты которых использованы в данной работе, пронумерованы. *Опыты 1-6.* Фундаменты квадратной формы. В опытах 1–3 испытания грунтов выполнены фундаментами площадью 1,0; 2,0 и 10,0 м<sup>2</sup>, а в опытах 4–6 с площадью 1,0 м<sup>2</sup>. Опытные работы выполнены в котлованах глубиной 1,0 и 3,0 м, на участках, геологическое строение которых представлено просадочными грунтами (см.п. 1.1.1). В опытах 1; 2; 3 и 6 испытания проведены при непрерывном замачивании основания, начатом до начала загрузки. В опытах 4 и 5 замачивание начато после стабилизации деформаций при давлении 200 кПа. Опытные фундаменты установлены на трех горизонтах в пределах двух слоев. Схема их установки показана на рис.1.8. Послойные перемещения измерялись винтовыми грунтовыми марками, а конечные границы зоны деформации – фиксаторами деформаций. Загрузка выполнена чугунными гирями весом 20 кН, бетонными блоками, дорожными плитами, чугунными чушками и др. грузом. Масса крупногабаритных грузов определялась тяговым динамометром.

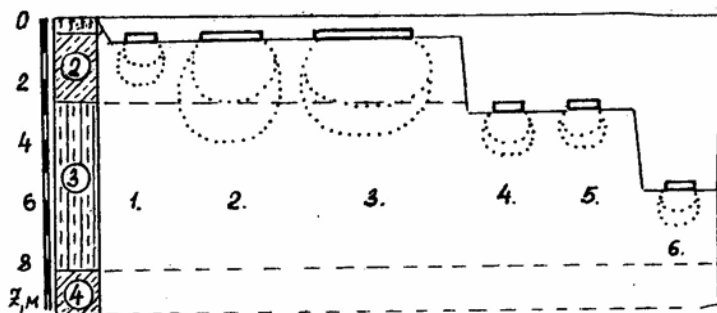


Рис. 1.8. Высотная схема установки опытных фундаментов

Опыт 7. Фрагментом ленточного опытного фундамента проведены испытания лессовых водонасыщенных грунтов. Фундамент в опыте 7 прямоугольной формы с площадью подошвы  $10,0 \text{ м}^2$  и размерами в плане  $1,41 \times 7,1 \text{ м}$  [14]. Ниже его подошвы залегал лессовый суглинок мощностью  $0,4 \text{ м}$ , лессовая супесь –  $3,5 \text{ м}$ , подстилаемая лессовым суглинком. Уровень подземных вод в период испытаний залегал на глубине  $1,2 \text{ м}$  ниже глубины заложения подошвы фундамента. Высотное положение фундамента на геологическом разрезе показано на рис. 1.9.

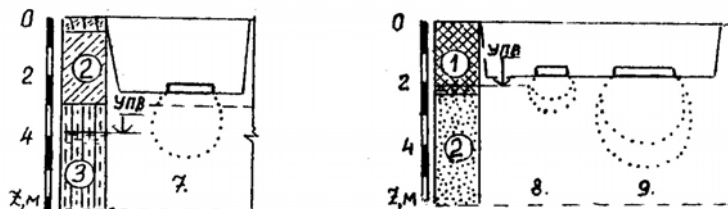


Рис. 1.9. Высотное положение опытных фундаментов



Рис. 1.10. Загрузка опытного фундамента. 1. Прогибомеры для измерений осадки фундамента и перемещений грунтовых марок. 2. Груз – чугунные гири весом  $20 \text{ кН}$

Наблюдения за нарастанием деформаций проведены с помощью грунтовых марок и фиксаторов деформаций. В этом опыте удалось заложить два ряда фиксаторов – до отметки уровня подземных вод. Загрузка фундамента выполнена чугунными гирями весом 20 кН. На рис. 1.10 приведен фотоснимок загрузки фундамента.

*Опыты 8 и 9.* Испытания проведены на территории бывшего завода им. Октябрьской революции. Наблюдения за деформациями выполнены в основаниях двух фундаментов площадью 1 и 4 м<sup>2</sup> [16]. Геологическое строение участка представлено лиманно-морскими отложениями. На рис. 1.9 приведены геологический разрез и высотная схема установки опытных фундаментов.

Испытания проведены в траншее, разработанной для возведения фундаментов по крайней оси здания, расположенной в 8... 12 м от береговой линии акватории Черного моря. Насыпной слой, на глубину 70... 80 см ниже подошвы опытных фундаментов, заменен песчаной подушкой с плотностью скелета 1,48 г/см<sup>3</sup> до кровли мелкого песка с плотностью скелета 1,57 г/см<sup>3</sup>. Уровень подземных вод, гидравлически связанный с Черным морем, залегал на глубине 20 см ниже подошвы фундаментов. На рис. 1.11 показан общий вид установленных фундаментов.



Рис. 1.11. Общий вид опытных фундаментов

Деформации в грунтах ниже подошвы фундаментов определены по результатам измерения послойных перемещений винтовых грунтовых марок, установленных до глубины, равной полуторной ширине фундаментной плиты. Грунтовые марки установлены вдоль центральной вертикальной оси фундамента и сбоку за пределами его контура. Марки вблизи центра устанавливались через отверстия в плите. Измерения осадок фундаментов и перемещений грунтовых марок проведены с точностью отсчета 0,1 мм. Общий вид фундамента площадью 4 м<sup>2</sup>, подготовленного к загрузке, приведен на рис. 1.12.

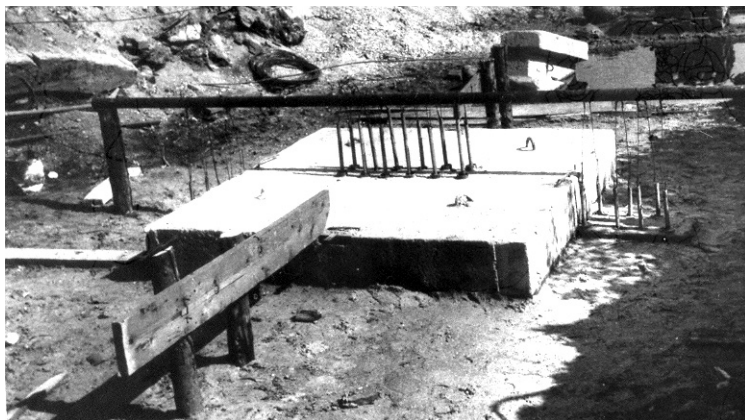


Рис. 1.12. Общий вид фундамента площадью 4 м<sup>2</sup> с установленными грунтовыми марками и реперными системами подготовленного к загрузке

Нагрузка на фундаменты производилась укладкой груза на фундамент. В качестве груза использовались чугунные гири весом 20 кН. и стальные брусья сечением 0,12 × 0,12 м, длиной 5,6 и 2,8 м, арендованные на сталепрокатном заводе им. Дзержинского. На рис. 1.13 и 1.14 приведены фотоснимки загруженных фундаментов.

Испытания проведены по методике циклически возрастающей нагрузки. Каждая ступень представляла самостоятельный цикл, состоящий из укладки груза, его выдерживания до стабилизации деформаций. После достижения стабилизации груз снимался для измерения остаточных осадок фундаментов и грунтовых марок. Упругая часть осадок фундамента и перемещений марок определялась разностью их измерений при загруженном фундаменте и после снятия нагрузки.

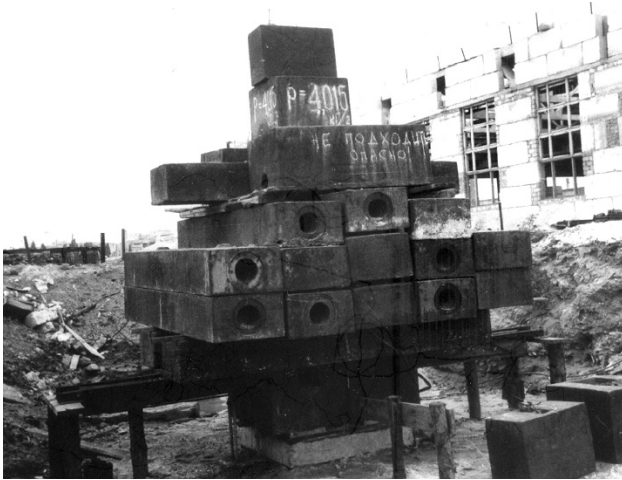


Рис. 1.13. Общий вид загруженного фундамента площадью  $1,0 \text{ м}^2$

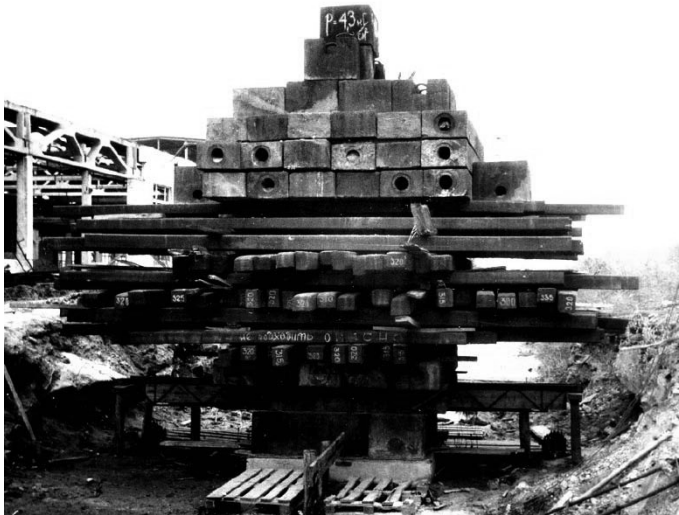


Рис. 1.14. Общий вид загруженного фундамента площадью  $4,0 \text{ м}^2$

## РАЗДЕЛ 2

### НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТАХ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Грунты являются дисперсной (раздробленной), пористой средой, состоящей из хаотического накопления мелких частиц разного размера, формы и минералогического состава. Связи на их контактах определяют структурную прочность грунта. В природном состоянии поры частично или полностью могут быть заполнены водой. Вода и ее состояние оказывают влияние на прочностные и деформативные свойства грунтов.

Напряженное состояние на контакте фундамента и грунтовой среды характеризуется их различием. Давление, передаваемое фундаментом, считается равномерно распределенным по сплошной площади его подошвы. Грунтовая среда, не являясь сплошной, воспринимает давления точечными участками поверхности минеральных частиц скелета, примыкающих к плоскости подошвы.

Прочность минеральных частиц намного больше прочности связей на их контактах. Поэтому давления, передаваемые фундаментом от внешней нагрузки, уравниваются прочностью этих связей. При равных давлениях контактные напряжения в высокопористых грунтах имеют большие значения, чем в низкопористых. Деформирование грунтов является следствием разрушения межчастичных связей, при напряжениях, превышающих структурную прочность.

#### **2.1. Равновесное упругодеформированное состояние природной грунтовой среды**

Грунтовая толща в природном состоянии находится в равновесном упруго деформированном состоянии. Напряжения от собственного веса грунта уравниваются прочностью структурных связей. Ее равновесное состояние может быть нарушено внешними или внутренними факторами (сейсмические явления, изменение гидрогеологических условий и др.). Снятие части нагрузки при разработке глубоких котлованов для возведения зданий, сооружений и выемок в дорожном строительстве вызывает упругое поднятие их дна в результате освобождения части потенциальной энергии, накопленной в грунтовой толще под влиянием сил гравитации. Чем глубже котлован, тем больше величина упругого поднятия его дна. Специальными исследованиями зафиксировано упругое поднятие дна котлованов после их разработки для возведения строительных объектов.

Так, дно котлована глубиной 9 м, разработанного для строительства элеватора (Чехословакия), поднялось на 3,4 см [93], а дно котлована размером 70×70 м, глубиной 25 м (Германия) – на 12 см [92].

В некоторых грунтовых толщах равновесное упруго напряженное состояние грунтовой среды может быть нарушено изменением их природного состояния. Так, в лессовой толще при природной влажности структурная прочность превышает напряжения от собственного веса грунта. В этом случае обеспечивается ее упруго равновесное состояние. Повышение влажности снижает величину структурной прочности. И в пределах тех слоев, где ее значение становится ниже напряжений от собственного веса грунта, возникают необратимые деформации уплотнения, следствием которых является просадка. После стабилизации деформаций возникает новое состояние равновесной упруго деформируемой грунтовой среды.

## 2.2. Напряжения в грунтах

В сплошных средах, рассматриваемых в строительной механике (бетон, сталь, каменная кладка), механические напряжения определяют как частное от деления приложенной нагрузки на площадь поперечного сечения.

Грунты не являются сплошной средой. Н.М.Герсеванов еще в 1927 г., обосновывая возможность применения теории упругости к расчету оснований, отмечал: «...распространение давления в грунте представляет собою настолько темный вопрос, что разрешение его методом упругости было бы большим достижением» [5].

В грунтах напряжения возникают от нагрузок, вызванных их собственным весом и передаваемых фундаментами зданий и сооружений. Силы от действующих нагрузок передаются от каждой частицы скелета к смежным, ее окружающим «...через точки соприкосновения, распространяясь по сложным и беспорядочно расположенным ходам, образующим так называемую структурную сетку, характерную для каждого вида грунта. Не зная ни точного расположения частиц, ни их числа, ни законов, по которым они направлены, мы, во многих наших расчетах, заменяем эти реальные отдельные силы воображаемыми силами, сплошным образом распределенными по площади  $d_0$ , величина коих на единицу площади называется напряжением силы в грунтовом скелете» [7].

Это допущение принято в теоретических решениях распределения напряжений в грунтах оснований фундаментов зданий и сооружений, которые считаются упругой, изотропной линейно-деформируемой



средой. Зависимость между напряжениями и деформациями близкая к линейной наблюдается при давлениях, не превышающих структурную прочность. В интервале нагрузок меньших структурной прочности наблюдаются преимущественно упругие деформации. В этом случае распределение напряжений в грунтах, по применяемым методам расчета, не зависит от их состава и состояния, оставаясь одинаковым для рыхлых и плотных грунтов, при прочих равных условиях.

Решая задачи напряженного состояния грунтов основания от внешней нагрузки, В. А. Флорин отмечал их несовершенство: «...многие вопросы напряженного состояния, представляющие интерес с точки зрения дальнейшего приближения существующих методов расчета к действительности в настоящее время еще не разработаны» [82].

Фактически сопротивление грунтов внешней нагрузке возникает по площади контактов между минеральными частицами и уравнивается прочностью структурных связей. Разрушение структурных связей в процессе деформирования грунтов под влиянием постоянной нагрузки, превышающей структурную прочность, сопровождается взаимным смещением частиц скелета. Их следствием является повышение плотности, при котором увеличивается площадь контактов и их количество, снижая напряжения.

Это видно из механической модели жесткого грунтового скелета, образованного из шаров одинакового размера, предложенной в работе [7] для иллюстрации снижения его пористости при уплотнении.

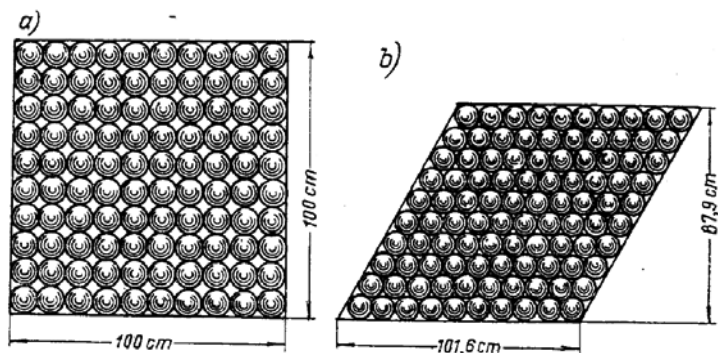


Рис. 2.1. Схема деформирования жесткого грунтового скелета

При укладке, показанной на рис.2.1,*a*, шары находятся в неустойчивом (рыхлом) состоянии с объемом пор около 48 %. У каждого шара шесть контактных точек с окружающими. При плотной укладке (рис. 2.1,*б*) пористость значительно снижается, а количество контактных точек возрастает до восьми. При равном давлении удельные напряжения на контактах во втором случае будут меньшими, чем в первом.

Аналогичные процессы происходят в пластичных (глинистых) грунтах. На рис. 2.2 представлена схема скелета грунта морской глины ненарушенной структуры, процесс образования которой описан А. Казагранде [91].

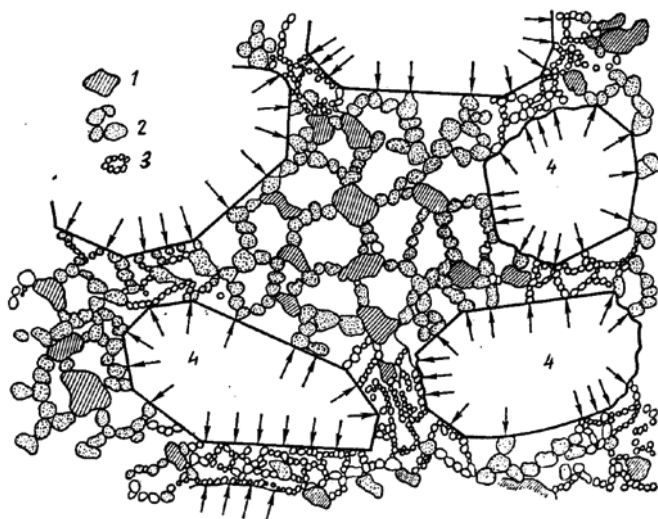


Рис. 2.2. Схема строения скелета глины морского происхождения по А. Казагранде: 1 – частицы глины; 2; 3 – хлопьевидные коллоидные частицы слабо и сильноуплотненные; 4 – пылеватые частицы

Внешнее давление, передаваемое через минеральные частицы скелета, вызывает напряжения на участках площади их контактов. Удельные напряжения на контактах снижаются при увеличении их площади в процессе уплотнения. Таким образом, в процессе деформирования грунтов в пределах глубины зоны деформации происходит трансформация контактных напряжений. Повышение плотности скелета грунта снижает контактные напряжения. Это подтверждается опытными данными натурных исследований [13;70;72].

Теоретических решений по трансформации контактных напряжений в процессе деформирования грунтов под влиянием постоянной нагрузки пока еще нет. Не исключена возможность решения этих задач с применением принципов фрактальной геометрии [46].

### **2.3. Напряжения в грунтах от дополнительной нагрузки.**

Дополнительная нагрузка от зданий и сооружений передаваемая фундаментами вызывает нарушение природного упруго-равновесного состояния в ограниченном объеме грунтовой толщи, примыкающем к подошве фундамента – в пределах объема зоны деформации.

В расчетной практике напряжения в грунтах от нагрузки, вдоль центральной вертикальной оси фундамента определяются с использованием теории упругости. В действующих нормативных документах применены решения, разработанные Н.М. Герсевановым, К.Е Егоровым, В.А. Флориным, основанные на допущении, что грунты основания являются сплошной, изотропной, линейно деформируемой средой [6 ;83].

Исходя из принятых допущений, расчетные напряжения в грунтах по оси фундамента, принимаются по функциональной зависимости от давления по его подошве. Полученные значения являются частью давления от фундамента приходящегося на единицу сплошной площади поперечного сечения основания а не напряжениями в грунтах. Их значения снижаются с глубиной и не зависят от состава и состояния грунтов. На любой глубине напряжения имеют равные значения для высокопористых и низкопористых грунтов, при прочих равных условиях.

Фактически напряжения в грунтах возникают по площади контактов между частицами скелета и отличаются от давлений передаваемых фундаментом. Их значения зависят от суммарной площади контактов, приходящейся на единицу площади поперечного сечения основания. При равных давлениях фактические напряжения в высокопористых грунтах больше чем в низкопористых. Под влиянием приложенной нагрузки, в процессе уплотнения грунта, увеличение площади контактов между частицами скелета сопровождается снижением напряжений.

#### *2.3.1.Определение напряжений по результатам измерений деформаций*

Прямых методов измерения напряжений на контактах между частицами скелета пока не разработано. Впервые изменения давлений

по глубине в пределах зоны деформации были определены по идее В. Н. Голубкова экспериментально [13]. Напряжения в грунтах на контакте с подошвой фундамента приняты равными давлениям, определенным в экспериментах.

Вначале проведены испытания опытным фундаментом площадью  $0,5 \text{ м}^2$  (опыт №1). Фундамент установлен на отметке кровли лессовой супеси (ИГЭ-3). Ниже его подошвы были заложены фиксаторы деформаций, по которым определены послойные перемещения.

Испытания проведены при непрерывном замачивании основания, начатого до начала приложения нагрузки. Загрузка производилась ступенями с интервалом 50 кПа. После достижения стабилизации осадки прикладывалась очередная ступень нагрузки.

После окончания испытаний в продольном сечении основания измерены перемещения фиксаторов деформаций из шурфа, пройденного вдоль плоскости их установки. Схема их положения приведена на рис. 2.3.

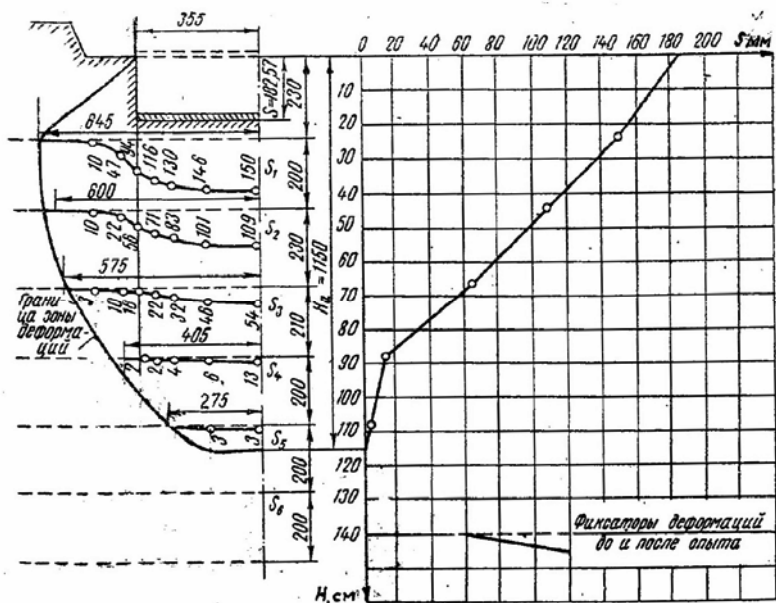


Рис. 2.3. Схема перемещений фиксаторов и эпюра деформаций по глубине в основании опытного штампа площадью  $0,5 \text{ м}^2$

На каждом горизонте установки фиксаторов проведены пять испытаний штампом такой же площади (опыты 2–6). Подошва каждого последующего штампа установлена на глубине, соответствующей отметке заложения очередного ряда фиксаторов в опыте № 1. Схема их установки показана на рис. 2.4. В каждом опыте ниже подошвы штампа закладывались фиксаторы деформаций, перемещения которых измерялись после окончания испытания.

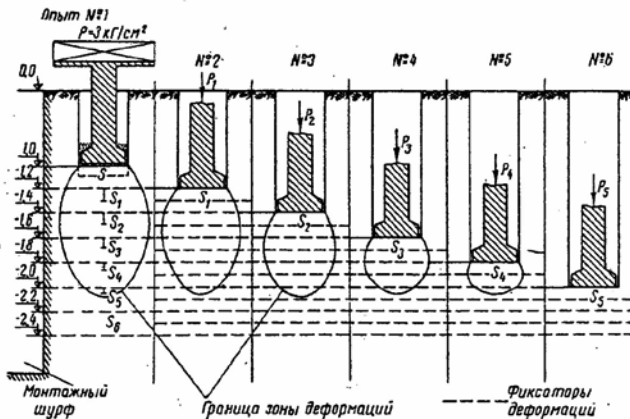


Рис. 2.4. Схема установки опытных фундаментов

Принимая допущение о том, что в однородных грунтах равным давлениям соответствуют равные перемещения, нагрузка на каждый последующий штамп прикладывалась до получения осадки равной ординате эпюры деформаций на отметке заложения его подошвы. С этой целью последние ступени нагрузки в каждом последующем опыте догружались мелким грузом до достижения стабилизации осадки, равной перемещению фиксатора по оси штампа № 1. В каждом последующем опыте со снижением давления уменьшалась глубина зоны деформации на величину, равную разности данного штампа и штампа № 1. При достигнутых значениях давлений во всех испытаниях наблюдались незначительные отклонения нижней границы зоны деформации от горизонта, зафиксированного в опыте № 1. Графики напряженно-деформированного состояния основания в проведенных экспериментах приведены на рис. 2.5. Полученные результаты подтверждают правомочность принятого допущения.

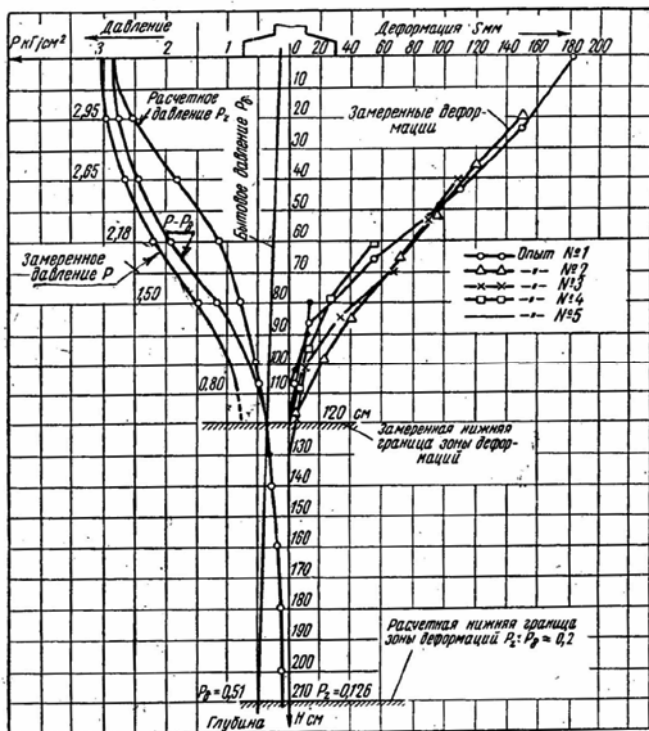


Рис. 2.5. Эпюры напряжений (давлений) слева и послойных деформаций – справа, полученные в проведенных исследованиях

На рис. 2.6,а приведен график зависимости осадки штампа от давления (1), а на рис. 2,5,б – график давлений, определенных сериями штамповых испытаний в пределах глубины зоны деформации (1).

Для получения напряжений (давлений) по результатам измерений деформаций нами использованы результаты наблюдений за послойными перемещениями [67;70]. Так, по эпюре деформаций, полученной по результатам испытаний, перемещение фиксатора на глубине 43 см по оси штампа составило 109 мм (рис. 2.3). Напряжение на данной глубине для измеренного перемещения определено по графику 1 (рис. 2.6,а). По полученным значениям напряжений на каждой отметке заложенных фиксаторов построен график напряжений

по глубине (2 рис. 2.6, б). Полученные результаты близко совпадают с данными испытаний штампов на каждом горизонте – зависимость 1 (рис. 2.6, б).

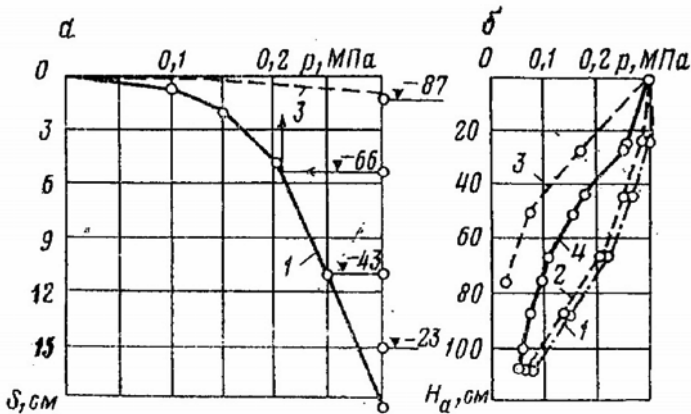


Рис. 2.6. Результаты определения напряжений методом деформаций в основаниях штампов площадью  $0,5 \text{ м}^2$ : а) 1 и 3 - графики зависимости осадки от давления в опытах со средним значением плотности скелета природного грунта соответственно равным  $1,4 \text{ г/см}^3$  и  $1,52 \text{ г/см}^3$ ; б) графики напряжений по глубине в пределах глубины зоны деформации по результатам испытаний: 1 – опытными штампами, 2;3 по эпюре измеренных послойных перемещений, 4 – расчетные значения ( $\sigma_{z,p}$ )

Расхождение между результатами определения давлений (напряжений) можно объяснить разными критериями, принятыми при их оценке. При использовании эпюры деформаций, построенной по результатам измерений послойных перемещений фиксаторов вдоль центральной вертикальной оси штампа, получены меньшие значения напряжений, чем при испытаниях штампами.

Давления, определенные при испытаниях грунтов опытными штампами, завышены тем, что их значения получены по максимальной величине перемещения фиксаторов вдоль центральной оси. Фактически перемещения фиксаторов на каждом горизонте их установки имеют разные значения. Максимальные значения вдоль центральной оси снижаются в стороны вертикалей проходящих по контуру граней. На рис. 2.7 приведен фотоснимок продольного сечения основания в опыте № 2 с положением фиксаторов после окончания

испытаний. Максимальные значения перемещений по центру снижаются в стороны плоскостей, проведенных вдоль граней.

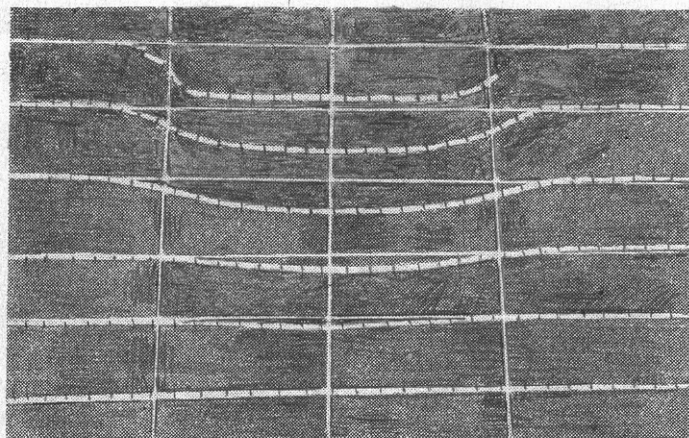


Рис. 2.7. Фотоснимок перемещений фиксаторов в продольном сечении основания вскрытых после окончания испытаний

Загрузка фундамента до средневзвешенного значения осадки для каждого ряда фиксаторов привела бы к снижению полученных в проведенных опытах значений давления.

Для сравнения на рис. 2.6 приведены результаты определения напряжений по результатам испытаний, выполненных круглым штампом площадью  $0,5 \text{ м}^2$  на глубине  $1,65 \text{ м}$  от дневной поверхности [28]. Грунты основания представлены моренными суглинками твердой консистенции с плотностью скелета  $1,52 \text{ г/см}^3$ . Послойные перемещения измерены на отметках  $25; 50; 75$  и  $100 \text{ см}$  ниже подошвы штампа. Для повышения достоверности измерений на каждом горизонте установлено по две глубинные марки.

Из графиков видно влияние плотности скелета грунтов на величину напряжений в основании. При прочих равных условиях в высокопористых грунтах напряжения в основании фундамента больше, а в низкопористых меньше расчетных. Это можно объяснить увеличением площади контактов между частицами скелета грунта при снижении его пористости (повышения плотности).



2.3.2. *Определение напряжений в основаниях штампов площадью  $0,03 \text{ м}^2$ , сложенных лессовыми грунтами с ненарушенной структурой*

Верхние горизонты лессовой толщи представлены лессовыми суглинками и супесями. Исследования процессов нарастания деформаций проведены в полевых условиях на восьми горизонтах с интервалом по глубине 0,5 м, начиная с глубины 1 м от дневной поверхности [70;71;72]. На рис. 1.5 приведена схема проведения испытаний и измерительного комплекса. Методика проведения испытаний изложена в п. 1.2.1.

По результатам измерений, для каждого опыта построены графики зависимости осадки штампа, и перемещений глубинных марок от давления. На рис. 2.8. приведены результаты определения напряжений по данным испытаний, проведенных на глубине 2,0 и 3,5 м.

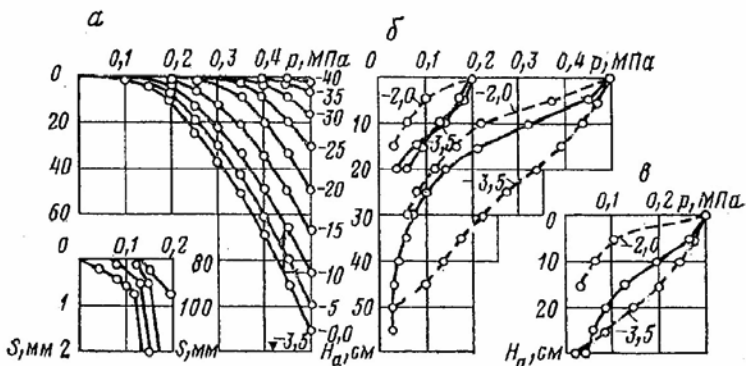


Рис. 2.8. Графики напряженно-деформированного состояния оснований опытных штампов: а – графики зависимости осадки штампа и перемещений глубинных марок от давления в опыте на отметке -3,5 м. Цифрами справа обозначена глубина заложения марок; б, в – графики напряжений по глубине. Сплошная линия – расчетные значения, пунктиром – по результатам испытаний

Напряжения на глубине заложения каждой марки определены по величине ее перемещения. Так, перемещение марки на глубине 10 см составило 87 мм. Этой осадке соответствует давление по подошве штампа, равное 0,44 МПа (показано стрелками), которое условно принимается равным напряжению грунта, примыкающего к подошве штампа. По такому принципу определены значения напряжений по глубине основания.

На рис. 2.8.б и в приведены графики изменений напряжений по глубине, полученные по результатам испытаний на отметке – 2,0 м с природной плотностью скелета грунта  $1,62 \text{ г/см}^3$ , и на отметке – 3,5 м с плотностью скелета  $1,41 \text{ г/см}^3$  (см. рис. 1.5). Из графиков видно влияние плотности природного грунта на величину напряжений в основании. Так, при равных давлениях на одинаковой глубине ниже подошвы штампов напряжения в высокопористых грунтах больше расчетных (сплошная линия), чем в низкопористых (пунктирные линии). С увеличением давления по подошве фундамента разница между расчетными и измеренными напряжениями изменяется.

По данным проведенных испытаний напряжения в низкопористых грунтах при давлениях по подошве штампов в интервале от нуля до 0,5 МПа меньше расчетного по всей глубине основания. Это видно из рис. 2.8. На рис. 2.9 приведены результаты измерений осадок фундамента и глубинных марок в опыте, выполненном на глубине 1,5 м с плотностью скелета грунта  $1,58 \text{ г/см}^3$ , где полученные напряжения также меньше расчетных.

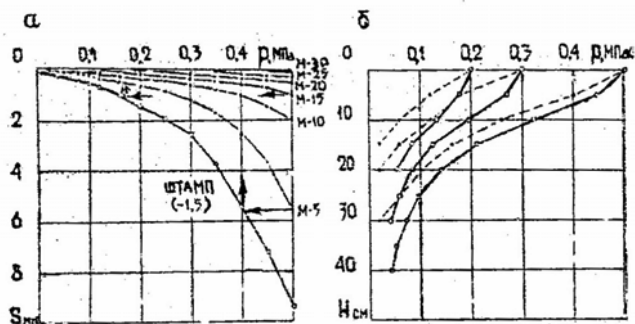


Рис. 2.9. Графики напряженно-деформированного состояния основания штампа на глубине 1,5 м: а) графики зависимости осадки штампа и перемещений глубинных марок; б) графики напряжений по глубине основания. Сплошная линия – расчетные, пунктирная – полученные по результатам испытаний

В высокопористых грунтах при давлении 0,2 МПа напряжения, определенные в эксперименте, совпали с расчетными. При повышении давлений напряжения, определенные в экспериментах, превысили расчетные. На рис. 2.10 приведены графики напряжений по глубине оснований штампов этой серии, установленных на нескольких отметках с разными значениями плотности скелета (см. рис. 1.1 и 1.5).

В проведенных исследованиях полученные значения напряжений для каждой ступени давления соответствуют природному состоянию грунтов. В процессе деформирования в пределах объема зоны деформации происходит его снижение. Конечные значения напряжений после стабилизации деформаций в проведенных исследованиях не определены. Для их определения необходимы дополнительные исследования – повторные испытания грунтов этим же штампом после снятия нагрузки (без демонтажа установки).

На рис. 2.11, *а* и *б* приведены графики зависимости напряжений от давлений по подошве штампов на глубине 10 и 20 см вдоль центральной оси. На любой глубине  $z_i$  в пределах зоны деформации при повышении давления расчетные значения напряжений  $\sigma_{zp}$  возрастают по линейной зависимости. На нарастание напряжений определенных по измеренным значениям деформаций  $\sigma_{zp}$  оказывает влияние плотность скелета грунта. В низкопористых грунтах напряжения, определенные по результатам проведенных опытов, увеличиваются по зависимости близкой к прямолинейной. При этом их значения меньше расчетных.

В высокопористых грунтах напряжения, определенные по результатам экспериментов, нарастают по нелинейной зависимости.

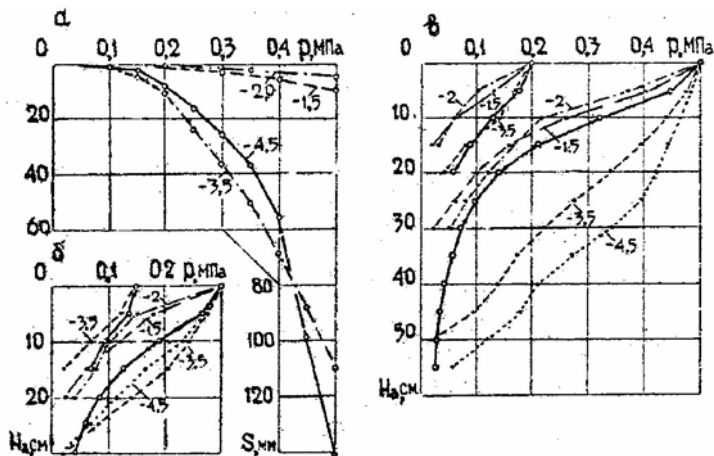


Рис. 2.10. Графики напряженно-деформированного состояния оснований опытных штампов: *а*) график зависимости осадки от давления по подошве штампов; *б, в*) графики зависимости напряжений по глубине оснований

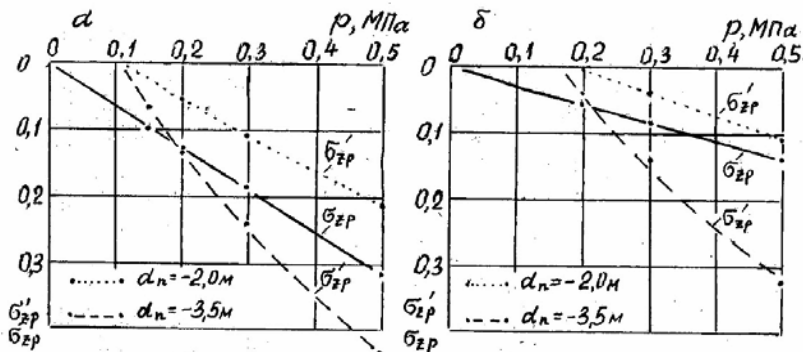


Рис. 2.11. Зависимости напряжений в основании штампов от давления по их подошве, определенных расчетом  $\sigma_{zp}$  и полученных по результатам измерения деформаций  $\sigma'_{zp}$  на глубине ниже подошвы равной: а) 0,5 d и б) 1,0 d, где d – диаметр штампа

До давления 0,2 МПа их значения меньше расчетных, а после – больше. С ростом нагрузки при равных приращениях давлений по подошве штампа приращения напряжений снижаются.

Полученные результаты согласуются с данными исследований снижения просадочности в процессе уплотнения грунтов при повышении давления для лессовых пород Днепропетровского региона [86]. При испытаниях в компрессионных приборах интенсивный процесс уплотнения наблюдался до давления 0,4–0,5 МПа. При последующем повышении давления до 0,8 МПа уплотнение нарастало незначительно. Полученные результаты иллюстрируются фотоснимками структурных изменений в образцах, подвергнутых уплотнению.

На фотоснимках образцов с ненарушенной структурой, приведенных в денной работе, четко видны крупные полости. На образцах уплотненных давлением 0,4 МПа, значительно сократилось число и размеры пор, а при давлении 0,8 МПа поры малозаметны. Сокращение объема пор увеличивает площадь поверхности контактов между частицами скелета, снижая напряжения от приложенной нагрузки.

### 2.3.3. Напряжения в основаниях опытных штампов, сложенных грунтами с нарушенной структурой

Напряжения определены по результатам исследований деформаций в основаниях двух серий опытных штампов площадью 0,03 и 0,1 м<sup>2</sup> [69;95;96]. Опытные работы на грунтах с нарушенной структурой выполнены на массивах, подготовленных по технологии, приведенной в п.1.2.1, а испытания проведены по методике, изложенной в п. 1.2.2. В каждой серии проведено по два испытания на грунтах с ненарушенной структурой, из которых приготовлены грунтовые массивы. По одному опыту при природной влажности (№ 1 и 8) и по одному – при непрерывном замачивании основания в процессе испытаний (№ 2 и 9). Показатели характеристик грунтов в основаниях опытных штампов приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Параметры физического состояния грунтов

A м <sup>2</sup>	№ опыта	$\rho_d$ , ср, г/см <sup>3</sup>	w -	S <sub>r</sub> -	P <sub>str</sub> кПа
0,03	1	1,47	0,18	0,58	115
	2	1,47	0,23	0,75	89
	3	1,45	0,26	0,82	21
	5	1,50	0,255	0,87	57
	7	1,55	0,245	0,90	120
0,10	8	1,47	0,18	0,58	112
	9	1,47	0,23	0,75	93
	11	1,45	0,28	0,87	38
	12	1,47	0,27	0,88	42

В грунтах с ненарушенной структурой среднее значение плотности скелета грунта в пределах зоны деформации составило 1,47 г/см<sup>3</sup>. По графикам зависимости осадок фундаментов и грунтовых марок от давлений по подошве штампов определены напряжения в основаниях опытных штампов. На рис. 2.12 приведены графики напряжений по глубине, построенные для нескольких ступеней нагрузки.

Характер их изменения согласуется с результатами, приведенными в п. 2.3.2. На численные значения полученных напряжений оказывает влияние плотность скелета. При плотности скелета 1,58 г/см<sup>3</sup> полученные значения напряжений меньше расчетных (см. рис. 2.9), а при плотности 1,47 – больше.

В проведенных испытаниях напряжения в основаниях при природной влажности меньше, чем в испытаниях, выполненных при замачивании основания. Зафиксированный факт можно аргументировать снижением площади контактов между частицами скелета в результате растворения кристаллов солей, которое возникает в период замачивания основания до начала и в процессе испытаний.

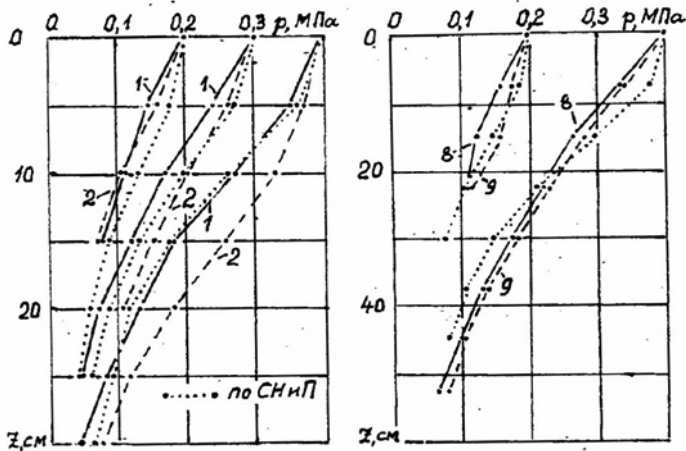


Рис. 2.12. Эпюры напряжений в основаниях опытных штампов, определенные по результатам измеренных деформаций в грунтах с ненарушенной структурой. Цифрами показаны номера опытов

Растворение кристаллов солей может происходить при движении фильтрационного потока вглубь основания. До начала приложения нагрузки водопроницаемость по всей площади замачиваемой поверхности одинакова. Нарастание осадки от приложенной нагрузки вызывает уплотнение грунта под площадью штампа, что снижает скорость фильтрации, которая остается неизменной за пределами зоны уплотнения. С увеличением площади подошвы штампа увеличивается объем зоны деформации, снижающий фильтрационные свойства деформируемого грунта. По-видимому, этим можно объяснить снижающуюся разницу между напряжениями при увеличении площади штампа зафиксированную в проведенных исследованиях (рис. 2.12).

Испытания грунтов с нарушенной структурой проведены на массивах с разными значениями плотности скелета и коэффициентов водонасыщения, превышающих значение 0,8 (см. табл.2.1). Плотность

скелета грунта в подготовленных массивах с нарушенной структурой снижается по глубине. В таблице 2.1 приведены ее средние значения, а на рис. 2.14 (опыт № 2) ее изменение по глубине.

На рис. 2.13 приведены графики зависимости осадок штампов и перемещений грунтовых марок от давления для трех опытов из серии испытаний с площадью подошвы  $0,03 \text{ м}^2$ . По графикам определены напряжения по глубине основания для нескольких значений давления по подошве.

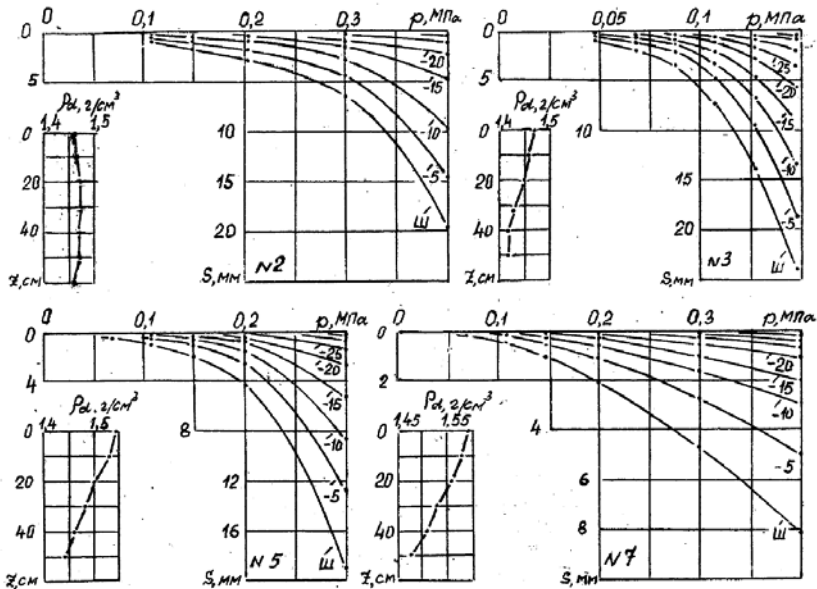


Рис. 2.13. Графики зависимости осадок штампов и грунтовых марок от давления. Марки установлены с интервалом 5 см по глубине. На каждой схеме приведен номер опыта и эпюра плотности скелета грунта по глубине

На рис. 2.14 представлены графики зависимости напряжений по глубине основания от давления по подошве штампа для грунтов с разной плотностью скелета. Напряжения, полученные по измеренным перемещениям штампов и грунтовых марок, отличаются от расчетных значений. В высокопористых грунтах значения напряжений больше, а в низкопористых меньше расчетных значений.

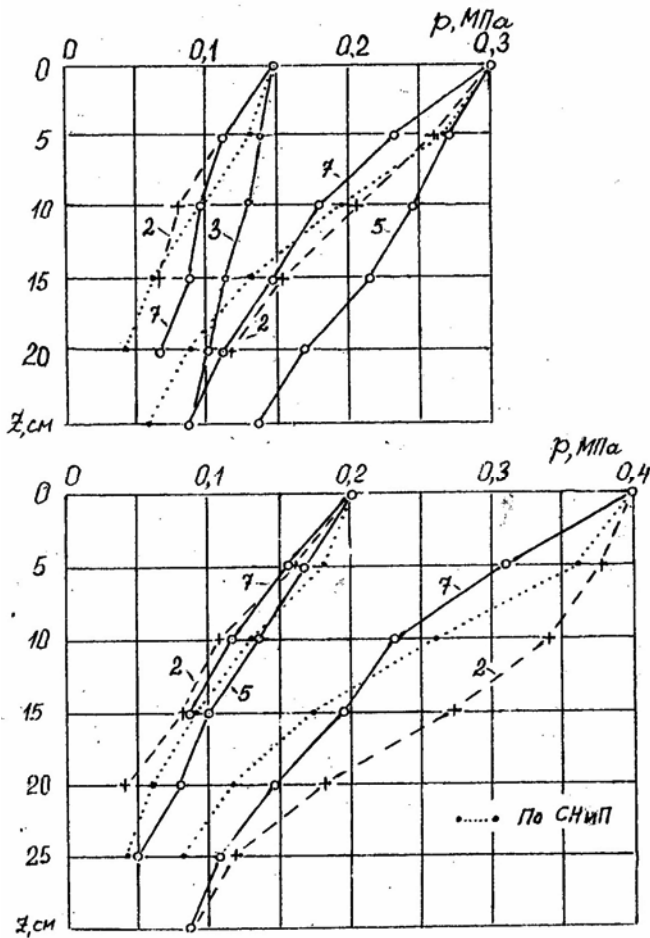


Рис. 2.14. Эпюры напряжений в основаниях опытных штампов, определенные по результатам измеренных деформаций в грунтах с нарушенной структурой. Цифрами показаны номера опытов

Аналогичные зависимости получены по результатам испытаний опытными штампами площадью  $0,1 \text{ м}^2$ . На рис. 2.15 приведены графики зависимости осадок штампов и грунтовых марок от давления, а на рис. 2.16 эпюры расчетных напряжений и напряжений, определенных по результатам испытаний.



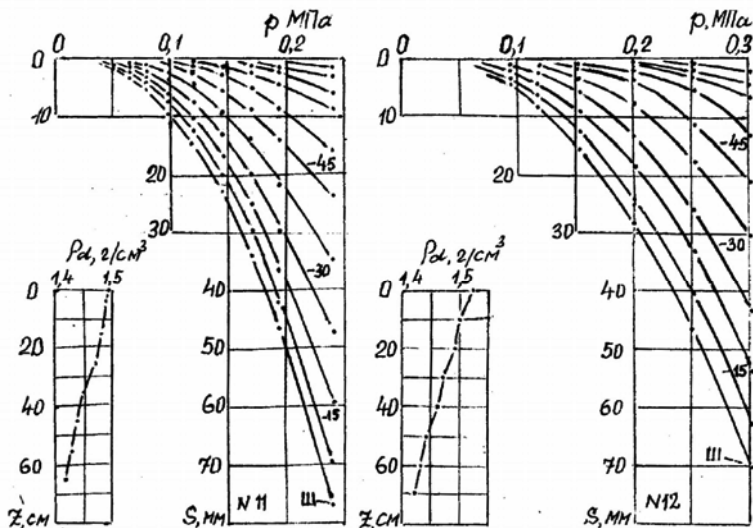


Рис. 2.15. Графики зависимости осадок штампов и грунтовых марок от давления. Марки установлены с интервалом 7 см по глубине. На каждой схеме приведен номер опыта и эпора плотности скелета грунта по глубине

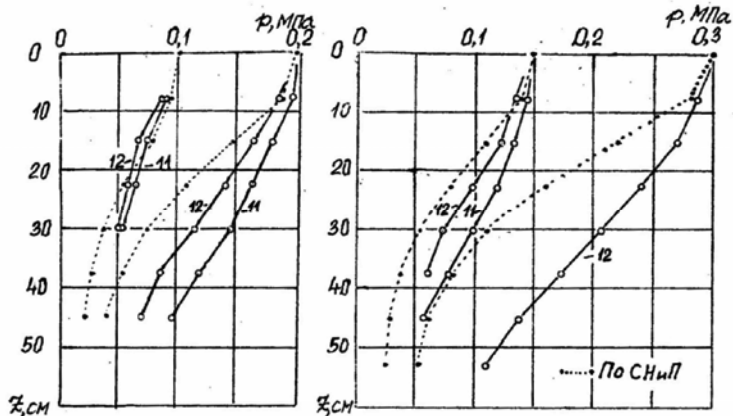


Рис. 2.16. Эпоры напряжений в основаниях опытных штампов, определенные по результатам измеренных деформаций в грунтах с нарушенной структурой. Цифрами показаны номера опытов

### 2.3.4. Определение напряжений в основаниях опытных фундаментов, сложенных лессовыми грунтами

Напряжения в пределах глубины зоны деформации определены по результатам исследований, проведенных в основаниях девяти опытных фундаментов площадью 1... 10 м<sup>2</sup>. Методика их проведения отличалась задачами, поставленными при их выполнении. Общим являлось измерение осадок и послойных перемещений ниже их подошвы.

По данным измеренных деформаций определены напряжения по глубине основания. Ниже приведены результаты, полученные в каждом из проведенных испытаний.

Серия исследований (1... 3) деформативных свойств грунтов выполнена на глубине 0,8 м (0,3 м ниже кровли ИГЭ-2) [18;32]. Лессовый суглинок является малопросадочным. Его плотность скелета и структурная прочность снижаются от кровли к подошве (см. рис. 1.1 и 1.8). Мощность этого слоя ниже подошвы фундаментов составляла 1,9... 2,2 м. Во всех опытах этой серии загрузка фундаментов проводилась ступенями при непрерывном замачивании основания, которое начиналось не менее чем за трое суток до начала испытаний.

На рис. 2.17 представлены результаты определения параметров НДС в основании фундамента площадью 1 м<sup>2</sup> (опыт 1, рис. 1.8).

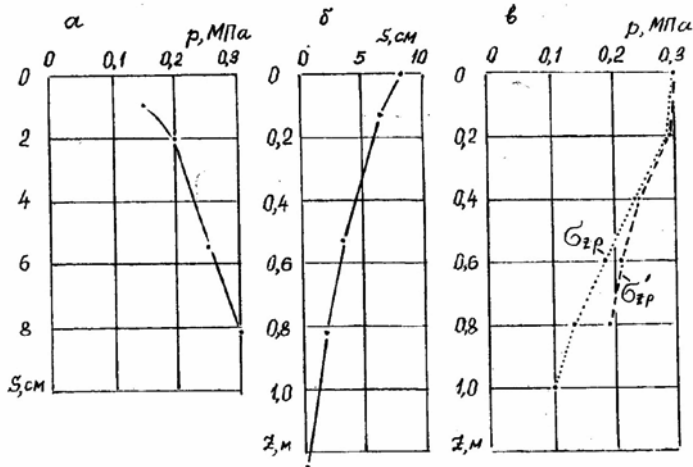


Рис. 2.17. Определение напряжений по результатам измерения деформаций в основании опытного фундамента площадью 1 м<sup>2</sup>: а, б) графики зависимости осадки от давления и эпюра деформаций по глубине; в) графики зависимости напряжений по глубине основания: расчетные – точками и определенные опытом – пунктир

При средней плотности скелета грунта в пределах зоны деформации, близкой к  $1,6 \text{ г/см}^3$ , полученные значения напряжений близко совпадают с расчетными. Отклонения увеличиваются к нижней границе зоны деформации, где снижаются значения  $\rho_d$ .

На рис. 2.18 приведены результаты измерений деформаций, по которым определены значения напряжений в основании фундамента площадью  $4 \text{ м}^2$  (опыт 2, рис. 2.18).

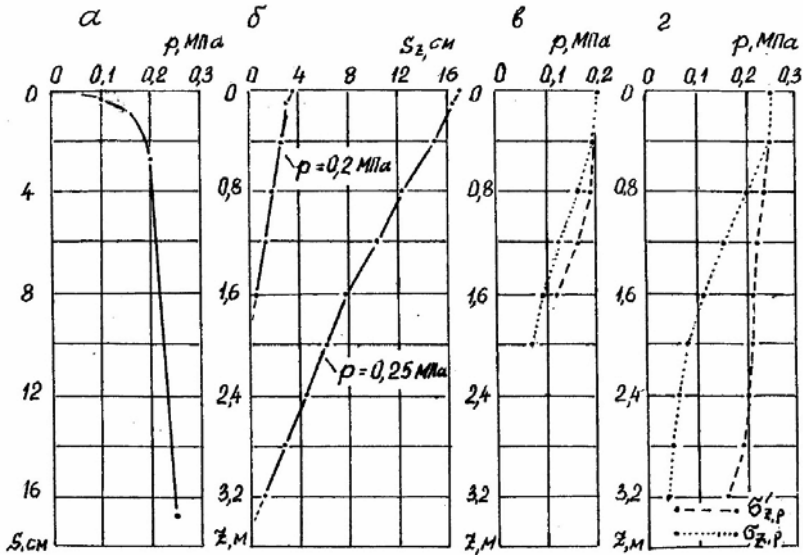


Рис. 2.18 Определение напряжений в основании фундамента площадью  $4 \text{ м}^2$  (2):  
 а) график зависимости осадки фундамента от давления по его подошве;  
 б) эпюры деформаций; в, г) эпюры напряжений при давлениях 0,2 и 0,25 МПа

Эпюры деформаций приведены для двух значений давления по подошве фундамента – 0,2 и 0,25 МПа. При давлении 0,2 МПа зона деформации находится в пределах ИГЭ-2, а ее нижняя граница совпадает с кровлей ИГЭ-3. Напряжения, определенные при этом давлении, незначительно превышают расчетные. При давлении по подошве фундамента 0,25 МПа глубина зоны деформации увеличилась до 3,36 м. Ее нижняя часть мощностью около 1,4 м расположена в слое лессовой супеси с плотностью скелета  $1,4 \text{ г/см}^3$ . В пределах

высокопористой лессовой супеси напряжения, полученные по результатам измерений деформаций, значительно превышают расчетные.

Аналогичные результаты получены при определении напряжений в основании фундамента площадью  $10 \text{ м}^2$  (опыт 3, рис. 1.8). На рис. 2.19 приведены результаты измерений деформаций основания и определения напряжений [32]. При давлении по подошве фундамента, равном  $0,125 \text{ МПа}$ , нижняя граница зоны деформации достигла подошвы ИГЭ-2. Напряжения, определенные по измеренным деформациям, при этом давлении меньше расчетных (см. рис. 2.19, б).

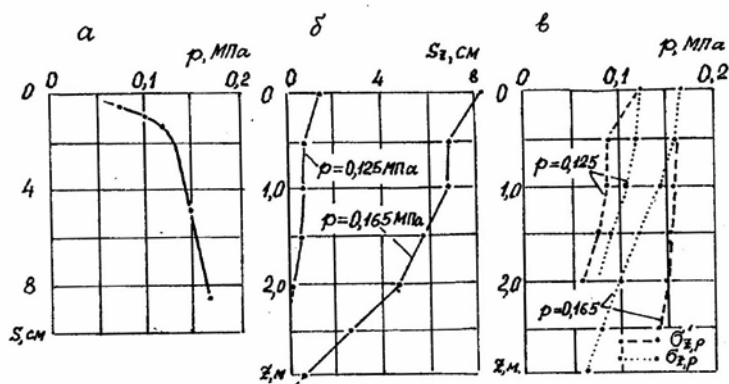


Рис. 2.19. Определение напряжений в основании фундамента площадью  $10 \text{ м}^2$ : а) график зависимости осадки фундамента от давления по его подошве; б) эпюры деформаций по глубине основания; в) эпюры напряжений

При давлении по подошве фундамента  $0,165 \text{ МПа}$  деформации нарастают в пределах двух слоев. Напряжения, определенные по результатам измеренных деформаций в пределах лессовой супеси (ИГЭ-3), превышают расчетные значения.

Испытания (4... 6) в пределах слоя лессовой супеси (ИГЭ-3) проведены опытными фундаментами площадью  $1 \text{ м}^2$  на двух горизонтах, с глубиной заложения подошвы фундаментов 2,9; 3,0 и 5,7 м (соответственно на 0,2...0,3 м и 3,0 м ниже ее кровли) [32]. Высотная схема установки фундаментов приведена на рис.1.8, а основные результаты испытаний в работе [76]. Наблюдения за деформациями в опытах 4 и 6 проведены по методике ступенчато-возрастающей

нагрузки с непрерывным замачиванием основания в течение всего периода испытаний.

На рис. 2.20 приведены результаты определения напряжений по результатам измеренных деформаций (опыты 4 и 6, рис. 1.8).

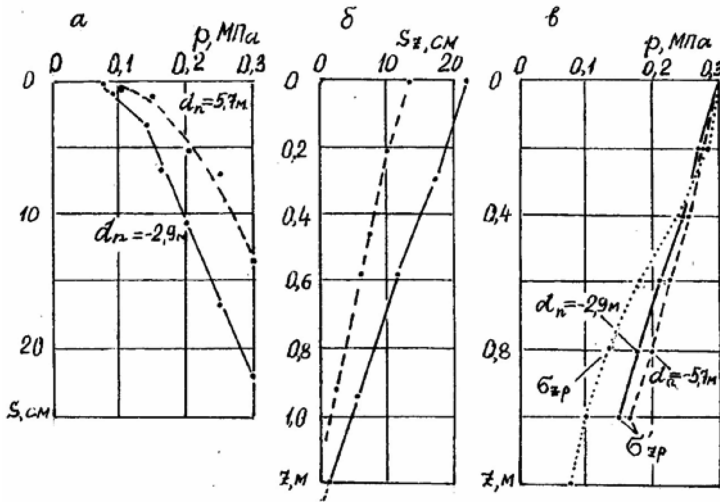


Рис. 2.20. Результаты определения напряжений в основании опытных фундаментов площадью  $1 \text{ м}^2$ , представленном высокопористой лессовой супесью. Глубина заложения одного фундамента 2,9, а другого 5,7 м (соответственно 0,2 и 3,0 м ниже кровли ИГЭ-3): а) графики зависимости осадки от давления; б) эпюры деформаций; в) эпюры напряжений по глубине основания

Испытание лессовой супеси фундаментом площадью  $1 \text{ м}^2$  с глубиной заложения подошвы 2,9 м проведено двумя этапами. На первом этапе испытание грунта проведено при его природной влажности. Нагрузка прикладывалась ступенями до давления по подошве, равном 0,2 МПа. На втором этапе после стабилизации деформаций начато замачивание основания, которое продолжалось непрерывно до окончания исследований. В процессе непрерывного замачивания давление по подошве увеличено до 0,35 МПа с интервалом между ступенями 0,05 МПа.

На рис. 2.21 приведены графики, построенные по результатам измерений деформаций. График зависимости осадки от нагрузки (рис.2.21,а) представлен тремя ветвями. Первая ветвь является

зависимостью осадки от нагрузки при давлении до 0,2 МПа. Вторая ветвь – просадка, вызванная замачиванием основания при постоянной нагрузке. Третья ветвь является зависимостью осадки от нагрузки в интервале давлений 0,2–0,35 МПа. Ее продление до пересечения с осью давлений определяет величину структурной прочности.

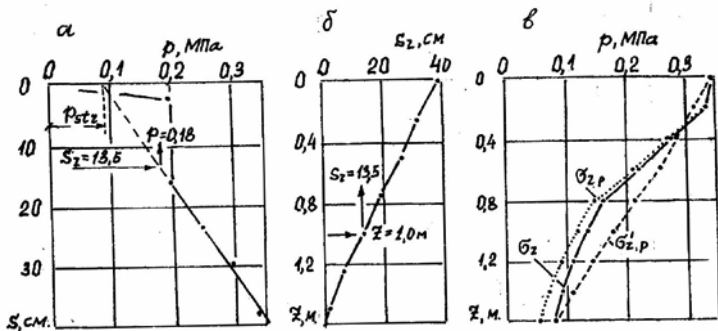


Рис. 2.21. Определение напряжений по результатам деформаций, измеренных в основании опытного фундамента площадью  $1 \text{ м}^2$ : а) график зависимости осадки от давления по подошве фундамента; б) эпюра деформаций – изменение осадки по глубине основания; в) напряжения по оси фундамента, по глубине основания расчетные от дополнительной нагрузки – точками, суммарные от дополнительной нагрузки и веса грунта – сплошная линия и определенные по измеренным деформациям – пунктир

По эпюре деформаций (рис. 2.21, б) определяется осадка на любом горизонте в пределах глубины зоны деформации. Например, на глубине 1,0 м осадка по оси основания равна 13,5 см. По графику рис. 2.21, а определяется напряжение, соответствующее данной осадке. В данном случае его значение равно 0,18 МПа.

Напряжения, определенные по результатам измерения деформаций в пределах ИГЭ-3, с плотностью скелета грунта  $1,38 \dots 1,43 \text{ г/см}^3$  превышают расчетные значения.

2.3.5. *Определение напряжений в основании опытного фундамента площадью  $10 \text{ м}^2$ , сложенного лессовыми водонасыщенными грунтами.* Опытный фундамент является фрагментом ленточного – шириной 1,41 м и длиной 7,1 м [14]. Его высотное положение и геологическое строение основания показано на рис. 1.9. Нагрузка прикладывалась ступенями. В качестве груза применены чугунные гири массой 2 т (см. рис.1.10). Осадка фундамента по центральной поперечной оси и

перемещения глубинных марок вдоль центральной вертикальной оси измерялись струнными прогибомерами. На рис. 2.16 приведены результаты измерений деформаций и определения напряжений в грунтах основания.

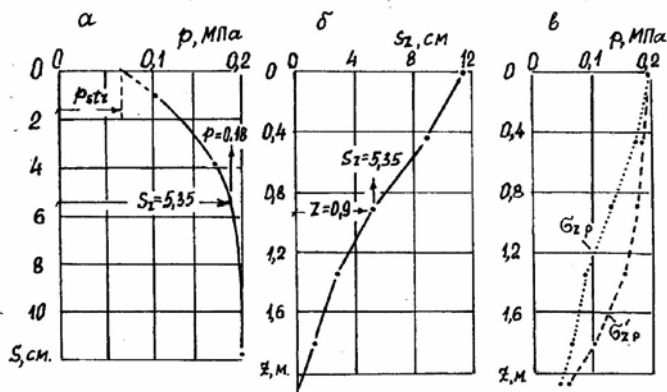


Рис. 2.22. Определение напряжений по значениям деформаций, измеренных в основании фрагмента ленточного фундамента площадью  $10 \text{ м}^2$ : а) зависимость осадки фундамента от давления; б) эпюра деформаций; в) графики изменения напряжений по глубине от дополнительной нагрузки, определенные расчетом – точками и определенные по измеренным деформациям – пунктир

Основание сложено лессовыми водонасыщенными грунтами. Ниже подошвы фундамента залегает лессовый суглинок, подстилаемый лессовой супесью. Уровень подземных вод в период испытаний залегал на глубине 1,2 м ниже подошвы фундамента. Среднее значение влажности в пределах капиллярной каймы на участке между горизонтом подземных вод и подошвой фундамента составило 0,26, а коэффициент водонасыщения 0,81.

Напряжения, полученные по измеренным деформациям, больше расчетных.

### 2.3.6. Определение напряжений в основаниях опытных фундаментов сложенных песчаными водонасыщенными грунтами

Испытания проведены на территории бывшего завода им. Октябрьской революции [16]. Геологическое строение участка представлено лиманно-морскими отложениями (см. рис.1.9).

Испытания грунтов поведены в траншее, разработанной для возведения фундаментов по крайней оси здания расположенной в 8... 12 м от уреза воды Черного моря. Насыпной слой ниже подошвы опытных фундаментов на глубину 70... 80 см заменен песчаной подушкой с плотностью скелета  $1,48 \text{ г/см}^3$ , до кровли мелкого песка с плотностью скелета  $1,57 \text{ г/см}^3$ . Уровень подземных вод, гидравлически связанный с Черным морем, залегал на глубине 20 см ниже подошвы фундаментов (см. рис.1.9 и 1.11). Наблюдения за деформациями проведены в основаниях двух фундаментов площадью 1 и  $4 \text{ м}^2$  с доведением давлений по подошве фундаментов до 0,5 и 0,43 МПа.

По результатам испытаний определены значения напряжений по глубине оснований с использованием измерений осадок и послойных перемещений. На рис. 2.23 представлены результаты измерений осадки фундамента площадью  $1 \text{ м}^2$  и перемещений глубинных марок, по которым определены напряжения по глубине основания.

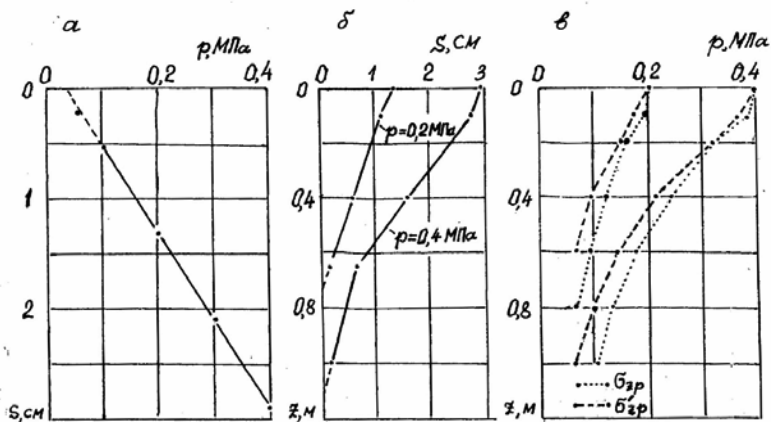


Рис. 2.2.3. Определение напряжений по результатам измеренных деформаций в основании фундамента площадью  $1 \text{ м}^2$ : а) график зависимости осадки от нагрузки; б) эпюра деформаций; в) графики напряжений по глубине основания

Напряжения в основании фундамента определены при двух значениях давления 0,2 и 0,4 МПа. Полученные значения напряжений меньше расчетных.



На рис. 2.24 приведены результаты определения напряжений в основании фундамента площадью  $4 \text{ м}^2$ . График зависимости осадки от давления имеет линейную зависимость, а эпюра деформаций – две ветви. Тангенс угла их наклона к вертикали определяет значение относительной деформации. В данном эксперименте сжимаемость природного слоя песка примерно в три раза меньше, чем уложенной песчаной подушки. Напряжения, определенные по результатам проведенных исследований, меньше значений, полученных расчетом.

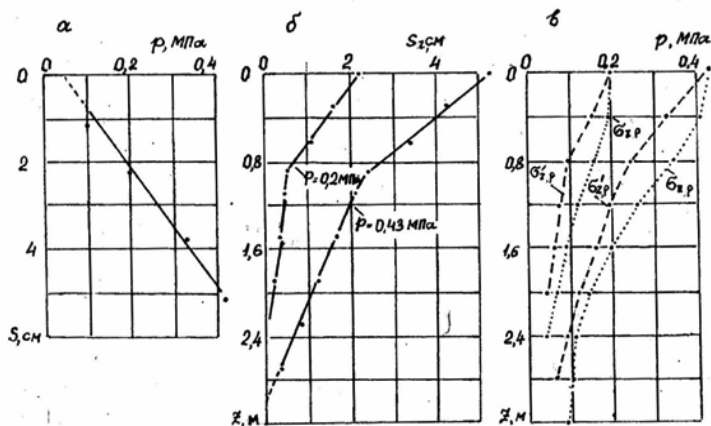


Рис. 2.24. Определение напряжений в основании фундамента площадью  $4 \text{ м}^2$ : а) график зависимости осадки от нагрузки; б) эпюра деформаций; в) расчетные и определенные опытом напряжения в основании фундамента

### РАЗДЕЛ 3

#### СТРУКТУРНАЯ ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА ПРОЦЕССЫ ИХ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

Структурная прочность – один из показателей деформативных свойств грунтов. Ее значение равно предельной величине напряжения, при котором внешняя нагрузка уравнивается прочностью структурных связей. Напряжения, возникающие по площади контактов между минеральными частицами скелета грунта, не превышающие

структурную прочность, вызывают преимущественно упругие деформации, исчезающие после снятия нагрузки.

Факты наличия давлений, при которых не наблюдаются остаточные деформации, отмечены в трудах А. Казагранде [91]; Н. Я. Денисова [24–26]; Н. А. Цытовича [84–85]; В. Н. Голубкова [8–9]; и других. «Порог» давления, после которого начинается разрушение структурных связей грунта, сопровождающееся процессом уплотнения, получил разные названия: «запас прочности», «начальное давление», «структурная прочность», «структурное сопротивление уплотнению». Термин «структурная прочность» точнее отражает сущность явлений, обеспечивающих сохранение прочности структурных связей между частицами и их агрегатами.

Многими исследователями отмечен факт снижения структурной прочности в грунтах при нарушении структуры и сохранении равной плотности и влажности с природным грунтом [24–26; 69–72 и др.].

В 40-х годах 20-го столетия Н.Я.Денисов, ссылаясь на данные лабораторных исследований многих отечественных и зарубежных ученых, отмечал: *«...уменьшение прочности грунтов в результате разрушения структуры характерно не для отдельных типов глин, а для подавляющего большинства грунтов. Действительной причиной снижения величины сопротивления сжатию грунтов при нарушении структуры является невозможное восстановление»*. Последний тезис требует экспериментального обоснования для разных видов грунтов. В глинистых грунтах возможны процессы её восстановления. По результатам наших экспериментов наблюдалось возрастание структурной прочности в лёссовых суглинках с разрушенной структурой [69;72].

На Всесоюзной научной межвузовской конференции (1963 г.) Н. А. Цытович акцентировал внимание на необходимости *«...установить количественные показатели и расчетные характеристики механических свойств отдельных региональных видов лёссовых грунтов...»*. Он выделил ряд проблем для исследований в том числе: *«...исследования структурных связей лёссовых просадочных грунтов и их устойчивости при различных степенях увлажнения»* и далее *«...установление основных деформативных и прочностных закономерностей для лёссовых грунтов... и параметров нелинейной зависимости между деформациями и напряжениями»*. В 1965 г. он снова отводит важную роль структурной прочности в сопротивлении слабых глинистых грунтов нагрузкам. *«...Как показывают исследования последних лет наиболее характерным свойством слабых,*

*глинистых грунтов является их структурная прочность ...если внешняя нагрузка на слабый глинистый грунт менее структурной прочности, то деформации грунта будут настолько малы, что ими можно пренебречь» [84].*

В те годы понимание важности структурной прочности для оценки деформативных свойств грунтов не подкреплялось результатами натуральных исследований. Н. Я. Денисов отмечал: «...*Вопросы структурной прочности у нас, как правило, вообще не изучаются. Незнание особенностей структуры слабого глинистого грунта и его структурной прочности может привести к далеко не полному использованию его несущих свойств, иногда и к опасным последствиям» [59].* А предложение Н. А. Цыговича: «...*Мы рекомендуем при изысканиях всегда определять структурную прочность грунтов» [85]* не реализовано до настоящего времени.

В последующие годы многими исследователями проведены эксперименты по определению структурной прочности (начального давления) в лабораторных и полевых условиях [35; 37; 38; 67; 69–73; и др.]. Выполненные работы подтвердили правильность научного прогноза. Были установлены факты влияния структурной прочности на развитие деформаций в грунтах оснований опытных фундаментов и фундаментов зданий и сооружений.

Большинство работ посвящено определению структурной прочности в глинистых грунтах. Однако этот показатель характерен для всех дисперсных и некоторых полускальных пород [79].

Структурная прочность является показателем, который следует применять при определении глубины сжимаемой толщи. Ее нижняя граница находится на глубине где напряжения в грунтовой толще от всех видов нагрузок равно структурной прочности.

### **3.1. Методика определения структурной прочности по результатам полевых испытаний.**

В проведенных исследованиях ее значение определено методом приложения циклически возрастающей нагрузки без измерений и с измерениями послойных перемещений. При применении этой методики следует обеспечивать тщательную «притирку» подошвы штампа к поверхности грунта основания. Наличие контактных деформаций оказывает существенное влияние на результаты определения структурной прочности.

В первом случае, после стабилизации осадок от каждой ступени нагрузки, производят полную разгрузку фундамента. Структурная

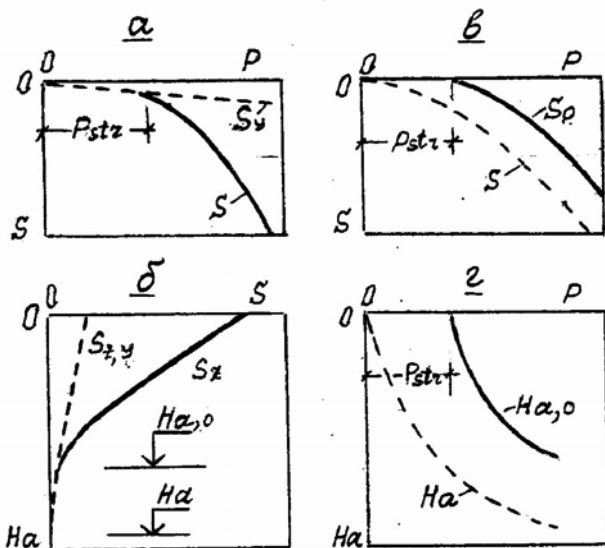


Рис. 3.1. Методы определения структурной прочности

прочность определяется на совмещенном графике зависимости осадки и её упругой составляющей от давления, в точке их расхождения (рис. 3.1,а), либо в точке пересечения графика зависимости остаточной составляющей осадки с осью давления (рис. 3.1,б).

Во втором – в основании, вдоль вертикальной оси штампа, измеряются послойные перемещения и их остаточная составляющая.

Испытания проводятся с разгрузкой штампа после каждой ступени. По результатам измерений послойных перемещений строятся эпюры деформаций, по которым определяется глубина зоны полных и остаточных деформаций (рис.3.1,б). В точке пересечения графиков зависимости необратимых составляющих осадки и глубины зоны деформации с осью давлений определяются значения структурной прочности. Из двух определений принимается среднее (рис. 3.1 в и г).

Грунтовая толща по глубине является неоднородной. Принятая методика позволяет определять значения структурной прочности на любой глубине ниже подошвы штампа, в пределах зоны деформации.

По результатам измерения перемещений грунтовых марок, установленных вдоль центральной вертикальной оси штампа, строятся графики зависимости глубины зоны полных и остаточных деформаций

от давления. По графику для любого давления можно определить глубину зоны остаточных деформаций. Структурная прочность на ее нижней границе будет равна сумме напряжений от дополнительной и природной нагрузки. На рис. 3.2 представлена схема определения значений структурной прочности на любой глубине в пределах зоны деформации.

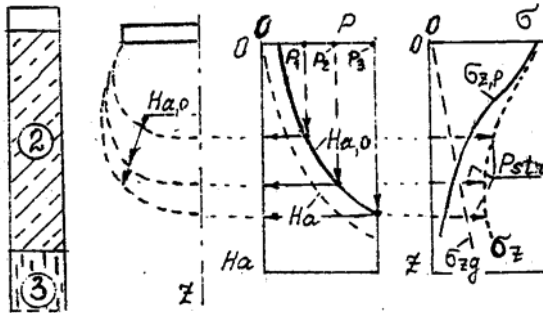


Рис. 3.2. Принцип определения структурной прочности в пределах глубины зоны деформации

### 3.2. Структурная прочность в водонасыщенных грунтах лессовой толщи с ненарушенной структурой Одесского региона

Использованы результаты опытных работ, выполненных в полевых условиях на лёссовых грунтах в водонасыщенном состоянии и частично при природной влажности. Несколько испытаний выполнено на лёссовых супесях и суглинках природной влажности с последующим замачиванием основания под загруженным фундаментом ([76], табл. 2.2, опыты 1;2;13).

Значение структурной прочности принято равным расчетному значению напряжения на нижней границе зоны остаточных деформаций, состоящим из суммы напряжений от давления, передаваемого фундаментом и собственного веса грунта. На рис. 3.3 приведен пример определения структурной прочности по результатам одного из опытов [76].

График структурной прочности по глубине, построенный по данным экспериментов, проведенных на разных горизонтах ИГЭ- 2 и 3, приведен на рис. 3.3, в. Отклонения результатов, полученных по данным испытаний, выполненных разными исполнителями, от средних

значений колеблется в пределах  $\pm 10\%$  (пунктир). В лёссовом суглинке (ИГЭ - 2) значения структурной прочности с глубиной снижаются. В лёссовой супеси (ИГЭ - 3) её значения минимальные у кровли, повышаются к подошве слоя.

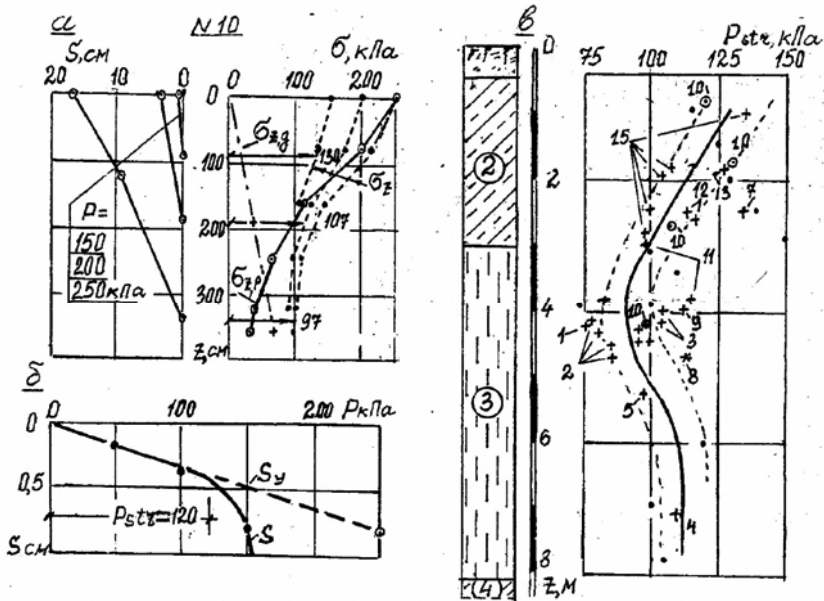


Рис. 3.3. Определение структурной прочности: а) на границе зоны остаточных деформаций от каждой ступени нагрузки; б) на отметке подошвы фундамента по зависимостям осадки и ее упругой составляющей от давления; в) график изменения структурной прочности по глубине в пределах ИГЭ - 2 и 3 Одесского региона (номера опытов из табл. 2.2 [76])

### 3.3. Влияние уплотнения на величину структурной прочности

Уплотнение грунта с ненарушенной структурой под влиянием статической или ударной нагрузки, происходит при напряжениях, превышающих структурную прочность. Разрушение структурных связей между частицами грунта вызывает их взаимное смещение. Происходит его уплотнение, которое сопровождается увеличением площади контактов между частицами скелета, но снижающим силы сцепления между ними. При этом в глинистых грунтах наблюдается снижение структурной прочности относительно природного значения.

### 3.3.1. Снижение структурной прочности при деформировании грунтов в основании фундаментов.

В процессе деформирования грунтов под влиянием статической нагрузки в пределах объема зоны деформации наблюдается снижение структурной прочности. На рис. 3.4 приведены результаты определения структурной прочности лёссового суглинка ненарушенной структуры и уплотненного опытным фундаментом площадью  $1 \text{ м}^2$  с давлением по подошве  $400 \text{ кПа}$ . Определения структурной прочности выполнены штампом площадью  $300 \text{ см}^2$ .

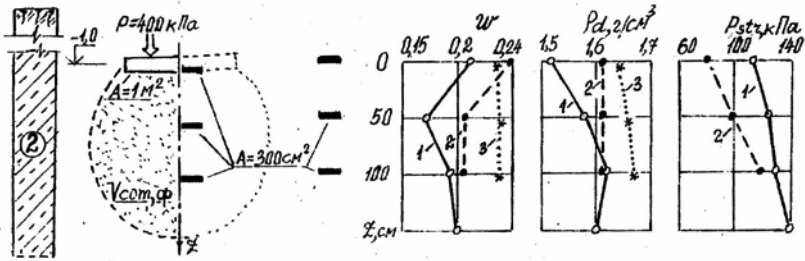


Рис. 3.4. Результаты определения показателей физического состояния природного грунта (1); уплотненного давлением фундамента в пределах зоны деформации (2); после испытаний штампом площадью  $300 \text{ см}^2$  (3)

На графиках рисунка приведены значения показателей характеристик грунтов. В пределах объема зоны деформации опытного фундамента плотность и влажность грунта увеличились, а значение структурной прочности снизилось. Снижение структурной прочности в пределах зоны деформации способствует ускорению процесса деформирования грунтов. Ее значение на внешней границе зоны деформации сохраняется равным значению в природном состоянии.

### 3.3.2. Снижение структурной прочности в пределах объема грунта, уплотненного тяжелой трамбовкой

Уплотнение грунта ударной нагрузкой (тяжелой трамбовкой) вызывает разрушение структурных связей. Степень разрушения зависит от начальной влажности грунта. При влажности, превышающей оптимальную ( $w > 0,2$ ;  $S_r > 0,6$ ), расклинивающее действие воды от удара трамбовки разрушает структурные связи,

превращая грунт в плотную, мало связную грунтовую массу. Осадка опытных фундаментов на таких грунтах превысила осадку на грунтах с природной структурой при прочих равных условиях [76].

На рис. 3.5 приведены результаты испытаний лессовой супеси (ИГЭ-3) в природном состоянии и уплотненной тяжелой трамбовкой, при влажности незначительно превышающей оптимальную ( $w = 0,23$ ;  $S_r = 0,68$ ). После уплотнения плотность скелета грунта повысилась, а значение структурной прочности снизилось от 120... 90 в природном состоянии до 60 кПа после уплотнения трамбовкой.

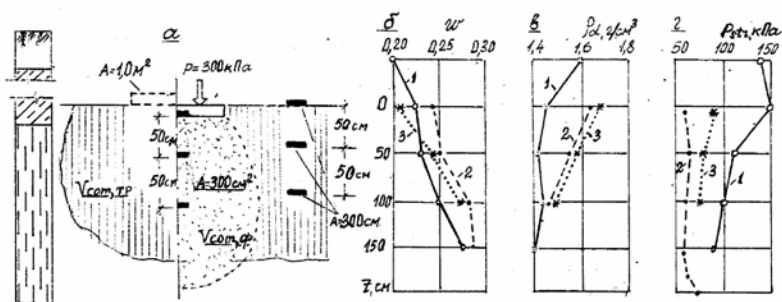


Рис. 3.5. Показатели свойств физического состояния природного и уплотненного грунта по опытным данным: а) схема испытаний, где:  $V_{сoм,тp}$  – объём грунта, уплотненного трамбовкой, а  $V_{сoм,ф}$  – дополнительно уплотненного давлением, передаваемым фундаментом; б..г) показатели свойств грунтов: 1 – природного, 2; 3 – после уплотнения трамбовкой и фундаментом

### 3.3.3. Изменение свойств грунта уплотненного трамбовкой после его испытания статической нагрузкой.

Испытания статической нагрузкой проведены фундаментом площадью  $1,0 м^2$  до давления 300 кПа на участке, уплотненном тяжелой трамбовкой. В пределах зоны деформации повысилась плотность скелета грунта. Повышение плотности грунта с разрушенной структурой привело к увеличению значения структурной прочности. При этом ее величина осталась ниже природного значения (см.рис. 3.5, в,г).

### 3.3.4. Влияние уплотнения грунта на его деформативные свойства.

Изменение состояния грунта и его свойств после уплотнения



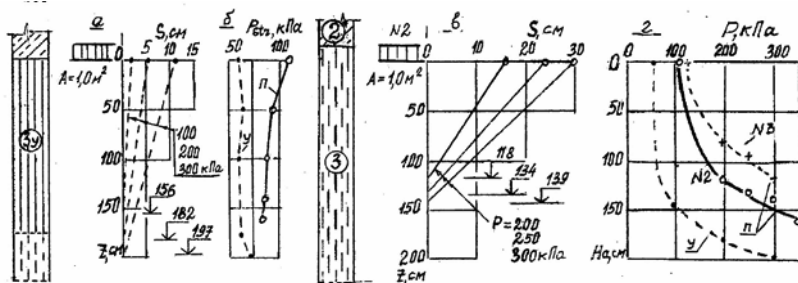


Рис. 3.6. Влияние уплотнения на параметры зоны деформации. Номера опытов из табл. 2.2 [76]. Грунты: «n»- природной структуры; «n» – уплотненные

влияет на развитие деформаций в основаниях фундаментов. На рис. 3.6 приведены результаты испытаний на грунтах, уплотненных трамбовкой и с ненарушенной структурой.

Глубина зоны деформации зависит от структурной прочности грунта. На рис. 3.6 приведены параметры деформаций в основаниях опытных фундаментов по результатам выполненных исследований. После уплотнения тяжелой трамбовкой снизились значения структурной прочности, но повысились показатели сжимаемости. Глубина зоны деформации в основании лёссовой супеси, уплотненной трамбовкой, больше чем в основании с ненарушенной структурой, а осадка фундаментов при давлении 300 кПа составила соответственно 11 и 29 см.

### 3.4. Влияние влажности на структурную прочность лёссовых грунтов.

С повышением влажности значение структурной прочности лёссовых грунтов снижается. В водонасыщенных грунтах её значение близко совпадает с начальным просадочным давлением. При снижении структурной прочности увеличиваются размеры объёма зоны деформации. Это зафиксировано результатами испытаний грунтов. На рис. 3.7 показано высотное положение опытных фундаментов площадью  $1\text{ м}^2$  и приведены эпюры деформаций в их основаниях. Одним фундаментом (№ 13) проведены исследования нарастания деформаций в пределах лёссового суглинка (ИГЭ-2) при давлении 300 кПа, а двумя другими (№ 1 и 2) – в пределах лёссовой

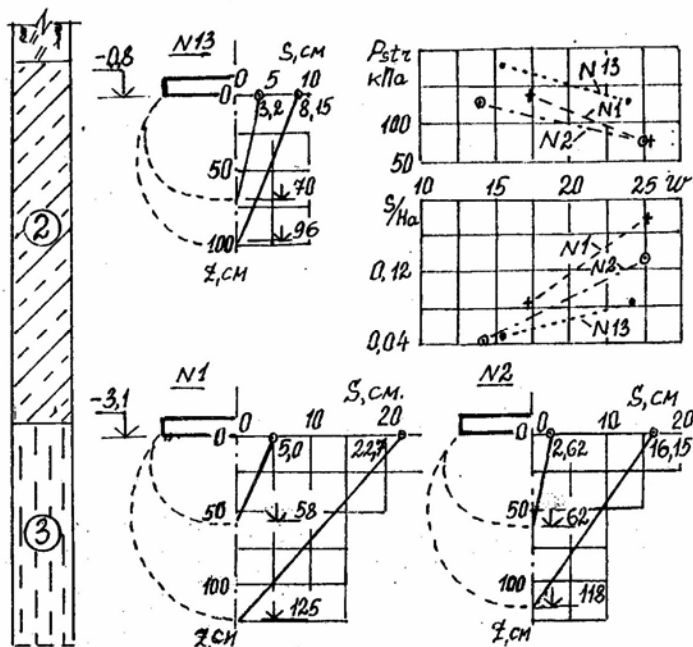


Рис. 3.7. Изменение глубины зоны деформации при повышении влажности. Эпюры деформаций и осадки в грунтах при природной влажности и в водонасыщенном состоянии. Номера опытов взяты из табл. 2.2 [76]

супеси (ИГЭ-3) при давлении 200 кПа. Опытные фундаменты были загружены при природной влажности. После стабилизации деформаций их основания непрерывно замачивались до полного водонасыщения. В процессе замачивания оснований снизилось значение структурной прочности. Это, при постоянном давлении, привело к увеличению глубины зоны деформации и значительному увеличению осадки (просадки).

На рис. 3.7 показаны эпюры деформаций в основании опытных фундаментов и полученные осадки до замачивания оснований и после их водонасыщения. На графиках приведены зависимости изменения значений структурной прочности при повышении влажности и увеличения относительных деформаций в процессе замачивания оснований при постоянном давлении по подошве фундаментов.

### 3.5. Восстановление во времени структурной прочности в грунтах с разрушенной структурой

Н.Я.Денисовым [24] отмечен факт увеличения сжимаемости искусственно приготовленных образцов (паст) по сравнению с грунтом природной структуры при равных значениях плотности и влажности. Следствием снижения сопротивляемости уплотнению грунтов с нарушенной структурой следует считать разрушение природных цементационных связей между частицами скелета и их агрегатами. Пока проведено еще недостаточно опытных работ по изучению свойств грунтов с нарушенной структурой для их использования в качестве оснований фундаментов зданий и сооружений.

Исследования о влиянии времени на величину структурной прочности проведены нами в полевых условиях в лессовых суглинках Одесского региона [72]. Массив грунта с разрушенной структурой приготовлен в шурфе с размерами в плане  $1,2 \times 1,2$  м и глубиной 1,0 м. Испытания проведены в котловане, разработанном на глубину 1 м ниже отметки природного рельефа. Технология подготовки грунтовых массивов с нарушенной структурой приведена в п. 1.2.2. Приготовленный грунтовый массив был защищен от атмосферных влияний (высыхания, увлажнения, промерзания и др.) рубероидом и слоем насыпного грунта. В таком состоянии грунт сохранялся около трех лет. На изготовленном массиве через 3; 10; 23 и 33 месяца проведены исследования процессов деформирования грунта в основании опытных штампов площадью  $0,03\text{м}^2$ .

Перед каждым испытанием определены параметры физического состояния подготовленного массива грунта. Значение влажности колебалось в пределах 0,24 – 0,26, при среднем значении 0,25, с коэффициентом водонасыщения 0,9. Плотность скелета сохранялась стабильной, с небольшими отклонениями от  $1,54 \text{ г/см}^3$ .

В испытаниях использована методика циклически возрастающей нагрузки, по которой на каждой ступени загрузки определены осадки фундамента и глубинных марок, а также их остаточные и упругие составляющие. По измеренным значениям послынных перемещений установлены границы глубины зоны полных и остаточных деформаций. По зависимостям полных осадок и их упругих составляющих от давления определены значения структурной прочности. В таблице 3.1 приведены некоторые параметры, характеризующие остаточные деформации, полученные по результатам проведенных измерений для конечной ступени нагрузки.

Таблица 3.1

Параметры, характеризующие остаточные деформации в основаниях штампов и состояния грунтов при конечной степени нагрузки

№	T мес.	p кПа	S <sub>o</sub> см	H <sub>a,o</sub> см	p <sub>str</sub> кПа	ρ <sub>d</sub> г/см <sup>3</sup>	ρ <sub>d,com</sub> г/см <sup>3</sup>	ε <sub>o,n</sub> -	S <sub>o,n</sub> см	S <sub>o,v</sub> см
1	3	300	10,49	59	12	1,54	1,62	0,049	2,89	7,6
2	10	400	10,16	63	30	1,54	1,63	0,055	3,46	6,7
3	23	400	4,71	49	57	1,54	1,63	0,055	2,69	2,02
4	33	400	3,08	41	70	1,54	1,62	0,049	2,01	1,07

Данные измерений полных и остаточных значений осадки и глубины зоны деформации при росте давлений в проведенных исследованиях сведены в таблицу 3.2.

Таблица 3.2

Результаты измерений деформаций в основаниях штампов

№	p <sub>str</sub> кПа	p кПа	s см	S <sub>o</sub> см	H <sub>a</sub> см	H <sub>a,o</sub> см	ε -	ε <sub>o</sub> -	ε <sub>n</sub> -	ε <sub>v</sub> -
1	12	100	1,2	1,11	39	34	0,031	0,033		
		200	5,11	3,94	55	49	0,093	0,080		
		300	10,74	10,49	64	59	0,168	0,178		
2	30	100	0,39	0,31	31	23	0,013	0,014		
		200	1,89	1,71	54	46	0,035	0,037		
		300	5,35	5,11	63	56	0,085	0,091		
		400	10,49	10,16	69	63	0,152	0,161		
3	57	100	0,19	0,09	22	13	0,009	0,007		
		200	0,75	0,59	42	32	0,018	0,018		
		300	2,12	1,89	54	42	0,039	0,045		
		400	5,03	4,71	62	49	0,081	0,098		
4	70	100	0,12	0,03	19	6	0,006	0,005		
		200	0,48	0,31	36	23	0,013	0,014		
		300	1,31	1,07	48	34	0,027	0,031		
		400	3,41	3,08	56	41	0,061	0,075		

На рис. 3.8, а приведены графики зависимости полной величины осадки штампов от давления по их подошве. Из графика и таблицы 3.2 видно влияние структурной прочности на величину осадки. Ее значение уменьшается при повышении структурной прочности при прочих равных условиях.

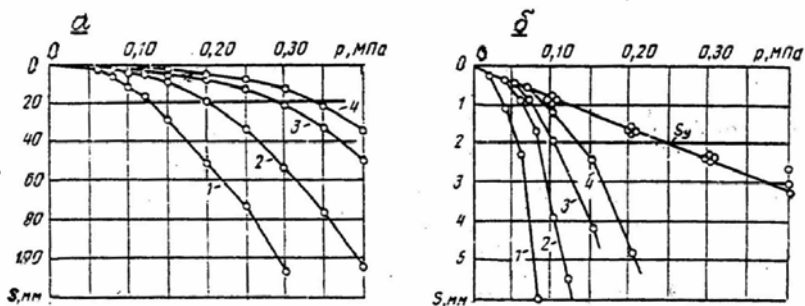


Рис. 3.8. Графики зависимости осадки от давления. Цифрами показаны номера опытов: а) общая величина осадок; б) совмещенный график общих осадок и их упругой составляющей

Во всех проведенных исследованиях этой серии значения упругой составляющей осадки равны при равных давлениях. Так, например, при давлении 0,3 МПа упругая составляющая осадки во всех опытах незначительно отклоняется от 0,24 мм. Упругая часть осадки совпадает с ее полной величиной до давления, равного структурной прочности.

Величину структурной прочности определяет давление, соответствующее точке расхождения общей осадки и ее упругой составляющей. При этом давлении остаточные деформации равны нулю, увеличиваясь с ростом нагрузки. Из графиков, приведенных на рис. 3.8, б, видны точки расхождения графиков зависимости полной величины осадок с их упругими составляющими, и соответствующие им значения структурной прочности. Величину структурной прочности можно определить по графикам зависимости остаточной составляющей общей осадки от давления. Ее значение соответствует точке пересечения этого графика с осью давлений (на рисунке не показано).

На рис. 3.9, а приведен график повышения структурной прочности во времени. Увеличение ее значений в результате восстановления структурных связей оказывает влияние на процессы деформирования грунтовой среды. При увеличении структурной прочности снижается глубина зоны остаточных деформаций и осадка штампа. В проведенных исследованиях глубина зоны остаточных деформаций при давлении 0,3 МПа уменьшилась в 1,7 раза, а осадка почти в 10 раз при повышении структурной прочности от 12 до 70 кПа и прочих равных условиях.

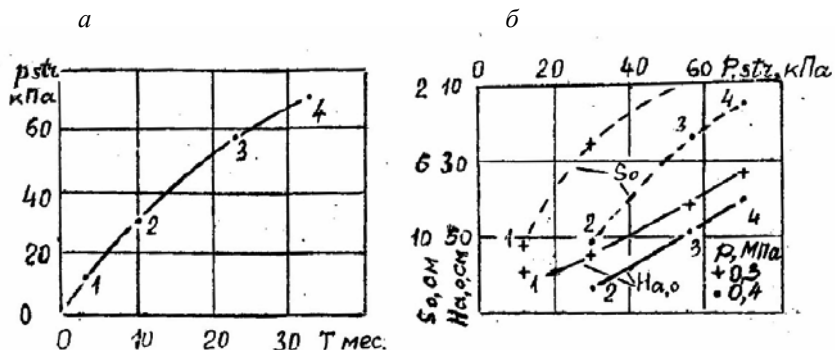


Рис. 3.9. а) График нарастания структурной прочности во времени; б) Влияние структурной прочности на глубину зоны остаточных деформаций и величину осадки

На рис. 3.10 представлены графики зависимости остаточных значений осадки и глубины зоны деформации от структурной прочности при разных ступенях нагрузки.

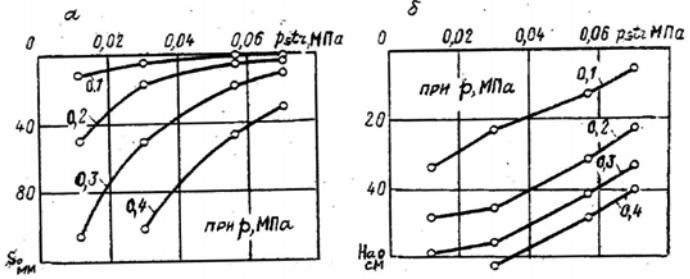


Рис. 3.10. Графики зависимости остаточных значений осадки (а) и глубины зоны деформации (б) от структурной прочности для разных ступеней нагрузки

С увеличением давления по подошве штампа изменяются соотношения между приращениями осадки и глубины зоны деформации. На рис. 3.4, а представлены зависимости остаточных значений осадки и глубины зоны деформации от давлений, полученные по результатам испытаний сжимаемости грунтовой среды со значениями структурной прочности от 12 до 70 кПа. С ростом нагрузки при равных приращениях давлений приращения осадки возрастают, а глубины зоны деформации снижаются. Их соотношение

определяется величиной относительной деформации (рис. 3.11 и табл. 3.2.). С увеличением значений структурной прочности снижается величина относительной деформации. На рис. 3.11, б приведены графики зависимости относительной деформации от структурной прочности грунтовой среды.

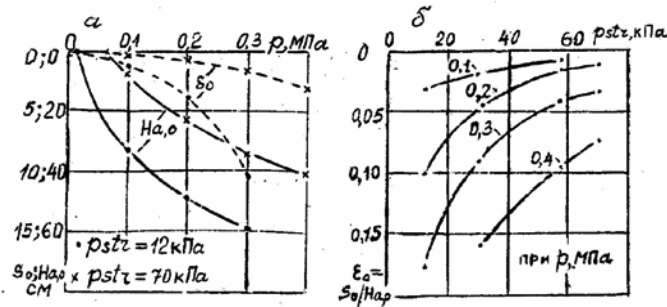


Рис. 3.11. Графики зависимости остаточных значений осадки и глубины зоны деформации для грунтов со значением структурной прочности от 12 до 70 кПа (а), и зависимости относительных деформаций от структурной прочности для разных ступеней нагрузки (б)

Нарастание осадки является следствием уплотнения грунта под площадью подошвы штампа и бокового расширения за пределы вертикальной поверхности, проходящей по его периметру. Увеличение структурной прочности грунта повышает сопротивление грунта уплотнению как по глубине, так и в стороны.

На рис. 3.12 и в табл. 3.1 приведены результаты определений, составляющих полную величину осадки, вызванную уплотнением и боковым расширением. Часть измеренной величины осадки вызванной, уплотнением грунта под площадью штампа в пределах глубины зоны деформации ( $s_{0,n}$ ) можно определить по плотности скелета грунта. Образцы для ее определения отбираются после окончания испытаний.

Часть осадки, вызванной боковым расширением ( $s_{0,v}$ ), является разностью между измеренной величиной и ее составляющей от уплотнения.

С повышением структурной прочности возрастает составляющая часть осадки, вызванная уплотнением, а значение второй составляющей в результате бокового расширения - уменьшается. При этом относительное значение деформации уплотнения не изменяется

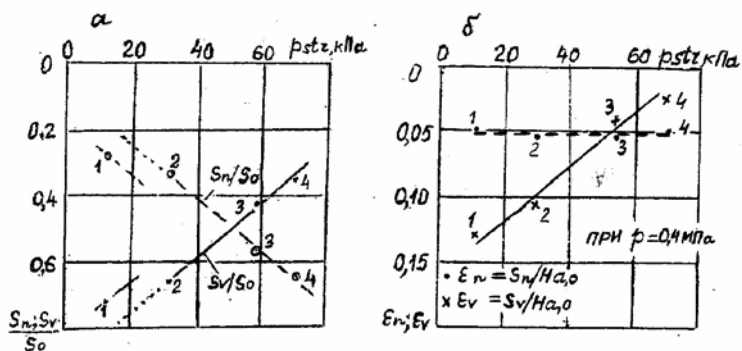


Рис. 3.12. Графики зависимости составляющих общую величину остаточной осадки, вызванных уплотнением и боковым расширением (а) и их относительных значений (б)

при увеличении структурной прочности, а ее значение в результате бокового расширения уменьшается (рис. 3.12, б).

Послойные значения относительных деформаций в пределах глубины зоны деформации распределены неравномерно. Их максимальные значения наблюдаются на глубине ниже подошвы штампа, равной его радиусу, и обусловлены преимущественно деформациями бокового расширения. На рис. 3.13 представлены эпюры изменения относительных деформаций по глубине.

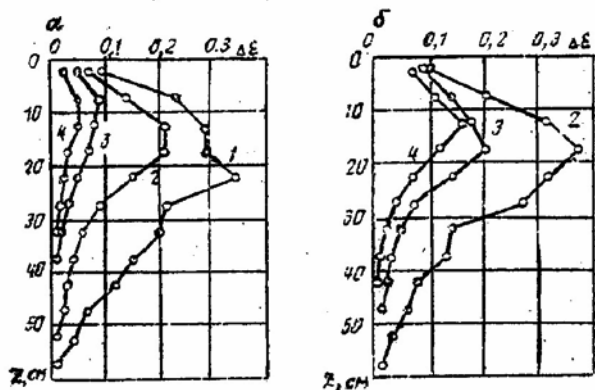


Рис. 3.13. Эпюры послойных относительных деформаций по глубине основания при давлении 0,3 (а) и 0,4 МПа (б). Цифрами показаны номера испытаний



### 3.6. Влияние уплотнения грунтов с нарушенной структурой статической нагрузкой на повышение их структурной прочности

Полевые исследования проведены на грунтовых массивах с разрушенной природной структурой. Массивы подготовлены в пределах лессового суглинки – ИГЭ-2 по технологии изложенной в п. 1.2.2. Для получения грунтовой среды с разной плотностью скелета проведено их уплотнение статической нагрузкой. Груз укладывался по всей площади подготовленного массива ступенями. Количество ступеней и их величина приняты в зависимости от конечной величины уплотняющей нагрузки. Интервал между ступенями принят длительностью от одной до двух недель. Общая продолжительность уплотнения колебалась от 21 до 62 суток. Массивы уплотненного грунта с разрушенной структурой подготовлены для двух серий испытаний опытными штампами площадью 0,03 и 0,10 м<sup>2</sup>. Некоторые данные технологии подготовки грунтовых массивов приведены в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Условия подготовки грунтовых массивов с нарушенной структурой

№ серии	A м <sup>2</sup>	№ опыта	Уплотняющее давление, кПа	Количество ступеней	Длительность пригрузки, Т,сут.
I	0,03	3	4	1	27
		4	50	4	27
		5	100	2	39
		6	200	3	60
		7	280	5	62
II	0,10	10	26	1	28
		11	46	1	21
		12	95	2	51

Сплошной пригрузкой всей поверхности грунтовых массивов не удалось получить равномерной плотности скелета грунта в пределах уплотняемого объема. Ее максимальные значения на поверхности снижаются по глубине. На графиках рис. 3.14, б, построенных по результатам отбора образцов, можно увидеть характер снижения плотности скелета в грунтовых массивах. При увеличении давления, принятого для уплотнения, повышается интенсивность снижения плотности по глубине. Так, разница между плотностью на поверхности и глубине 0,5 м при уплотняющем давлении 4 кПа составила 0,05, а при давлении 280 кПа – 0,1 г/см<sup>3</sup>. На рис. 3.14, в представлены графики

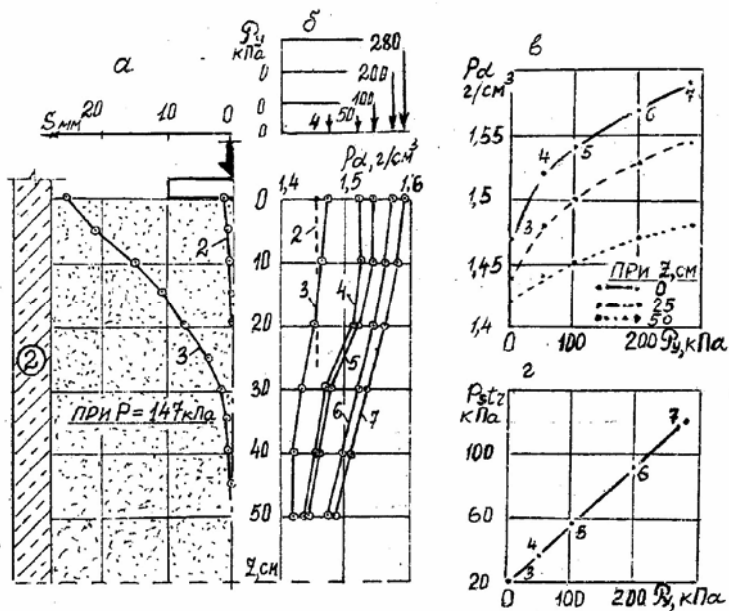


Рис. 3.14. Результаты статического уплотнения грунтовых массивов. Цифрами показаны номера опытов: а) эпюры деформаций в основаниях штампов в опытах 2 и 3; б) графики давлений от уплотняющей нагрузки и эпюры плотности скелета грунтов по глубине; в) зависимости плотности скелета в грунтовых массивах после уплотнения; г) зависимость структурной прочности от давления после уплотнения

зависимости плотности скелета в грунтовых массивах от давления при уплотнении на поверхности и глубине 0,25 и 0,5 м. структурной

В проведенных исследованиях получена линейная зависимость прочности от давления после уплотнения (см. рис. 3.14, г).

В каждой серии проведено по два испытания на грунтах с ненарушенной структурой. В первой серии № 1 и 2, а во второй 8 и 9. Одно испытание на грунтах природной влажности, а второе при непрерывном замачивании основания.

В испытаниях на каждой ступени нагрузок измерены значения осадок штампа и грунтовых марок, а после стабилизации деформаций и снятия нагрузки – их остаточные составляющие. По результатам измерений построены графики зависимостей от давления: осадки, глубины зоны деформации и их остаточных составляющих.

Структурная прочность – это предельное значение давления, при котором не наблюдаются остаточные деформации. До давления, равного структурной прочности, величина осадки совпадает с ее упругой составляющей. Точка их отклонения соответствует структурной прочности. На рис. 3.15 и в табл. 3.4 представлены результаты исследований деформаций в основаниях штампов, испытанных на грунтовых массивах с разной степенью уплотнения.

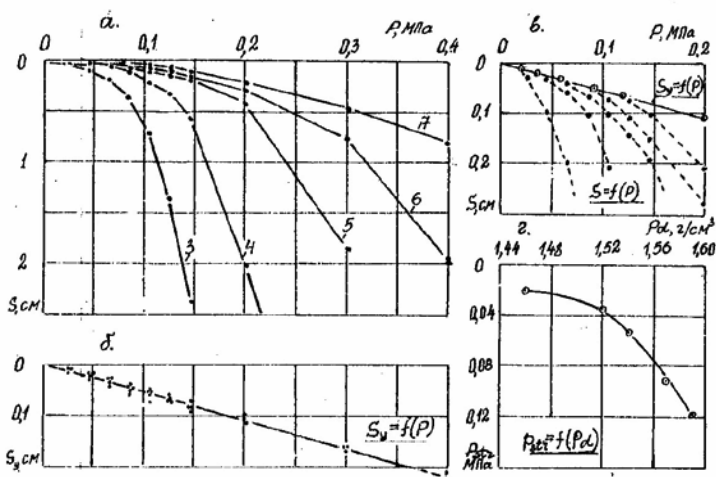


Рис. 3.15. Графики зависимостей осадок и их упругих составляющих от давления в опытах на грунтовых массивах с разрушенной структурой: а, б) графики зависимости осадки и ее упругой составляющей от давления. Цифрами показаны номера опытов; в) совмещенный график осадок и их упругой составляющей; г) график зависимости структурной прочности от плотности скелета грунта

На графиках рис. 3.15 а; б построены зависимости осадок и их упругих составляющих от давления по подошве опытных штампов. На нарастание осадок оказывает влияние структурная прочность. Чем больше ее значение, тем меньше осадка при равном давлении и прочих равных условиях. Упругая составляющая осадки не зависит от структурной прочности. Ее величина прямо пропорциональна приложенной нагрузке.

В каждом опыте значение структурной прочности принято равным давлению, которое соответствует точке начала отклонения

зависимости осадки от ее упругой составляющей. По совмещенному графику зависимостей осадок штампов и их упругих составляющих от давления определены значения структурной прочности для опытов на грунтах с нарушенной структурой (см. рис. 3.15, в).

Таблица 3.4

Некоторые результаты исследований деформаций в основаниях штампов первой серии

№	$P_{str}$ кПа	$P$ кПа	$S$ см	$S_0$ см	$S_y$ см	$H_a$ см	$H_{a,0}$ см	$s_0/H_{a,0}$ -
3	20	67	0,20	0,15	0,05	22,5	16,5	0,009
		107	0,74	0,64	0,10	37,5	32,5	0,020
		147	2,40	2,24	0,16	50	46	0,049
5	57	107	0,11	0,06	0,05	17,0	10,0	0,006
		147	0,20	0,13	0,07	22,5	17,0	0,008
		200	0,42	0,32	0,10	32,5	27,5	0,012
		300	1,86	1,70	0,16	47,0	42,0	0,040
7	119	147	0,10	0,03	0,07	17,5	7,5	0,004
		200	0,21	0,10	0,11	22,5	15,0	0,007
		300	0,47	0,31	0,16	31,5	26,5	0,012
		400	0,82	0,61	0,21	40,0	35,0	0,017

Значение структурной прочности можно получить как среднее из двух определений по зависимостям остаточных значений осадки и глубины зоны деформации от давления в точке их пересечения с осью абсцисс. На рис. 3.16 приведены примеры определения структурной прочности в точках пересечения зависимостей остаточных деформаций от давления.

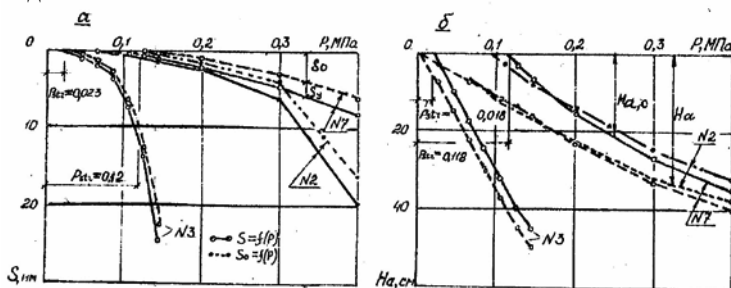
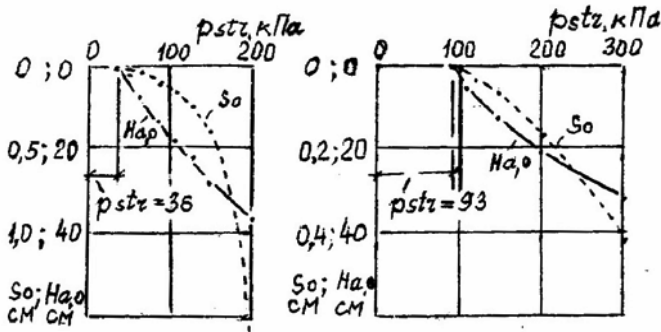


Рис. 3.16. Графики зависимости осадки штампов (а) и глубины зоны деформации (б) и их остаточных составляющих от давления

6



a

Рис. 3.17. Совмещенные графики зависимости остаточной составляющей осадки и глубины зоны остаточных деформаций в опытах: а) № 4 и б) № 6

На рис. 3.17 приведены совмещенные графики зависимостей остаточной составляющей осадки и глубины зоны остаточных деформаций от давления.

Точки пересечения двух зависимостей с осью давления близко совпадают, определяя значение структурной прочности, за которую принимается их среднеарифметическое значение.

На величину структурной прочности грунта с ненарушенной структурой, при прочих равных условиях, оказывает влияние влажность. В опытах № 1 испытания проведены в грунтах природной влажности, а в опытах № 2 – при непрерывном замачивании основания. Достичь полного водонасыщения при непрерывном замачивании основания не удалось из-за низкой проницаемости лессового суглинка. На рис. 3.18,а приведены совмещенные графики зависимостей остаточных значений осадки и глубины зоны деформации от давления, а в табл. 3.5 параметры состояния грунтов.

Таблица 3.5

Показатели параметров состояния грунтов и конечных значений деформаций

№	$p_{str}$ кПа	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w$ -	$S_r$ -	$p$ кПа	$s$ см	$s_0$ см	$H_a$ см	$H_{a,0}$ см
1	115	1,42	0,18	0,54	403	1,14	0,9	34	25
2	89	1,42	0,23	0,69	400	1,97	1,67	38	32

Незначительным повышением влажности вызвано изменение НДС основания. В замоченном основании снизилось значение структурной прочности. Ее снижение вызвало увеличение осадки и глубины зоны деформации.

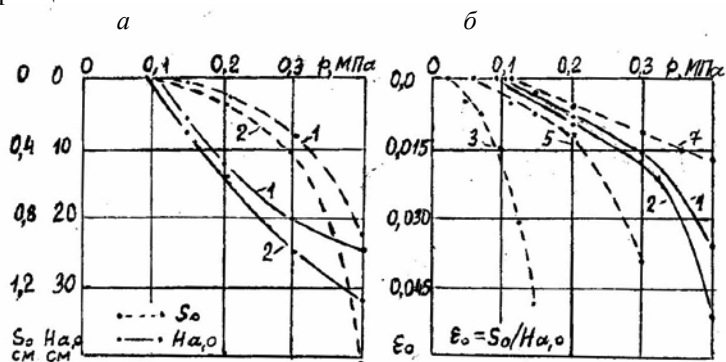


Рис. 3.18. Параметры деформирования грунтов с ненарушенной структурой в основаниях опытных штампов. Цифрами обозначены номера опытов: а) графики зависимости необратимых значений осадки и глубины зоны деформации от давления; б) зависимости средних значений относительных деформаций от давления

## РАЗДЕЛ 4

### ДЕФОРМАЦИИ В ГРУНТАХ. МЕТОДЫ ИХ ОЦЕНКИ

В основании фундаментов при повышении давлений развиваются как упругие (обратимые), так и остаточные (необратимые) деформации [28; 71; 86]. Величина упругой составляющей осадки определяется по упругой отдаче - подъёму фундамента после снятия нагрузки.

Деформации в грунтах возникают в результате взаимного смещения минеральных частиц скелета под влиянием напряжений на их контактах. Деформации наблюдаются в ограниченной части основания ниже подошвы фундамента – в пределах объема зоны деформаций.

Упругие смещения происходят без разрушения структурных связей. Они возникают после приложения нагрузки и исчезают после ее снятия. При напряжениях меньших структурной прочности в

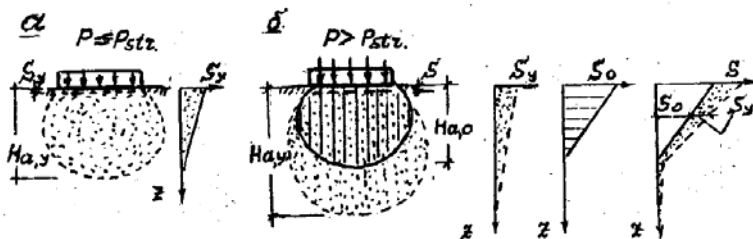


Рис. 4.1. Схема деформирования грунтов в основании фундамента. Пунктиром показаны эпюры и границы зон упругих деформаций, а сплошными линиями – остаточных деформаций

основании наблюдаются преимущественно упругие деформации. На рис. 4.1, а показана схема упругого деформирования основания.

При напряжениях, превышающих структурную прочность, в пределах части объема упругого сжатия возникает необратимое разрушение (деформирование) межчастичных связей. Следствием взаимного смещения частиц скелета грунта является его уплотнение – снижение пористости. Необратимые деформации сохраняются после снятия нагрузки, образуя зону остаточных деформаций. Уплотнение сопровождается упругим сжатием. Возрастающие напряжения при повышении нагрузки на фундамент вызывают увеличение внешних границ зоны деформации. На рис. 4.1, б показаны контуры зон упругих и остаточных деформаций, а рядом эпюры их изменения по глубине вдоль центральной вертикальной оси.

Прямых методов изучения процессов разрушения межчастичных связей пока еще не разработано. В настоящее время исследования процессов нарастания деформаций проводятся по результатам наблюдений за перемещениями грунтовых марок заложенных ниже подошвы опытных штампов, и изменению плотности скелета грунта в пределах объема деформируемой зоны.

На рис. 4.2 показаны некоторые результаты измерений параметров деформирования грунтов в основании опытного штампа площадью  $0,03 \text{ м}^2$ , установленного на глубине 2 м ниже отметки природного рельефа (см. рис. 1.5). Применение магнитных марок для определения послойных перемещений позволило повысить количество измерений, их точность и достоверность [48; 71; 96].

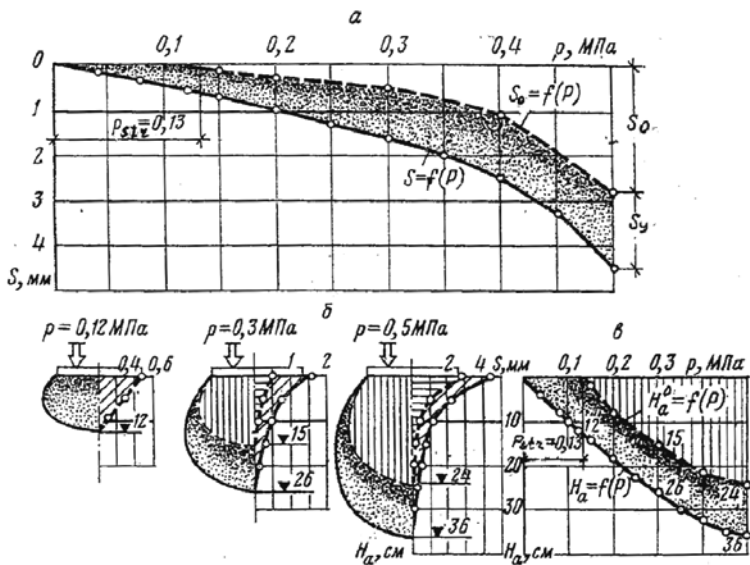


Рис. 4.2. Процессы развития деформаций в основании штампа на глубине – 2 м: а) графики зависимости осадки от давления; б) схемы нарастания деформаций по результатам измерений послойных перемещений; в) графики зависимости от давления зоны упругих и остаточных деформаций

Применение методики циклически возрастающей нагрузки позволило измерить полную величину осадок штампа и грунтовых марок на каждой ступени нагрузки, а после ее снятия - их остаточную составляющую. По разности двух измерений определена упругая часть деформации.

На рис. 4.2, а показаны два графика зависимости осадки и ее остаточной составляющей от давления по подошве штампа. Пересечение графика остаточных деформаций с осью давления определяет величину структурной прочности.

При давлениях, не превышающих структурную прочность, в основании наблюдались только упругие деформации. После снятия нагрузки штамп и глубинные марки возвратились в начальное положение. В этом интервале давлений основание работает в упругой стадии деформирования. На рис. 4.2, б показана эпюра упругих



деформаций при давлении 0,12 МПа. При давлениях, превышающих структурную прочность в пределах объема обратимых деформаций, развиваются процессы уплотнения, определяющие зону остаточных деформаций, размеры которой увеличиваются с ростом давления. На рис. 4.2, б приведены эпюры полных и остаточных деформаций при давлениях по подошве штампа 0, 3 и 0,5 МПа.

Для каждой ступени нагрузки по эпюрам измеренных деформаций определены нижние границы зон полных и остаточных деформаций. По полученным значениям построены графики их зависимости от давления (см.рис.4.2, в). Пересечение графика остаточных деформаций с осью давлений определяет значение структурной прочности.

Осадка фундамента  $s$  является внешним проявлением упругих и остаточных деформаций, возникающих в основании под влиянием внешней нагрузки. Ее величина состоит из суммы осадок в результате упругого деформирования  $s_y$  и необратимого уплотнения грунтов основания  $s_0$ :

$$s = s_y + s_0. \quad (4.1)$$

#### 4.1. Упругие деформации

Упругая часть осадки является следствием упругих деформаций, возникающих в пределах глубины упруго-деформируемой зоны. Ее величина сохраняется в виде накопленной потенциальной энергии, освобождающейся после снятия нагрузки. Величину упругой части осадки в общем виде можно выразить следующей зависимостью:

$$s_y = f(p; H_{a,y}; E_y), \quad (4.2)$$

где  $p$  – давление по подошве фундамента;  $H_a$  – глубина зоны упругих деформаций;  $E_y$  – модуль упругости грунта.

Упругие деформации по глубине основания и величину упругой части осадки фундамента можно определить по результатам измерений упругого подъема фундамента и грунтовых марок после снятия нагрузки. Пересечение эпюры, построенной по измеренным перемещениям, с вертикальной осью глубины зоны деформации определяет их нижнюю границу.

В грунтах оснований уплотненных нагрузкой, передаваемой подошвой фундамента упругая часть деформаций состоит из двух составляющих мгновенно-упругая и упруго-вязкая [72]. Величину упругой части деформации определяют сразу после снятия нагрузки.

На длительность протекания ее упруго-вязкой части оказывают влияние вид грунтов их состояние и глубина зоны деформаций.

На рис. 4.3а, б показаны графики полных послыоных перемещений и их остаточных значений в основаниях штампов площадью  $0,03 \text{ м}^2$  с давлением по подошве  $0,5 \text{ МПа}$ .

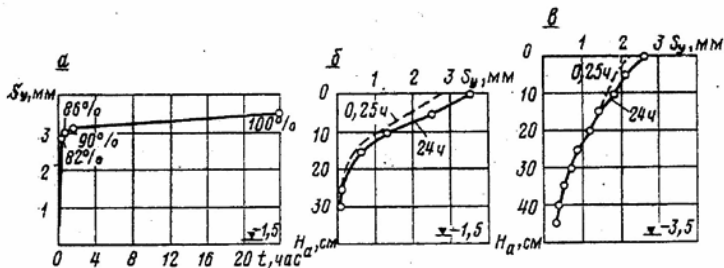


Рис. 4.3. Графики полных и остаточных деформаций в основаниях фундаментов: а) на отметке подошвы; б; в) по глубине для штампов с заложением их подошвы на глубине 1,5 и 3,5 м (см.рис. 1.5)

В основании опытного штампа площадью  $0,03 \text{ м}^2$ , сложенного низкопористым суглинком упругий подъем через 0,25 часа после снятия нагрузки составил 82 %, а через 2,0 часа – 90 % от величины упругой части осадки, достигнув стабилизации через сутки.

Аналогичные процессы наблюдались в основаниях опытных фундаментов. Доля упруго-вязкой части деформации зависит от вида грунтов основания, их состава и состояния. В табл. 4,1 приведены результаты наблюдений упругого подъема опытных фундаментов, основания которых сложены песчаными и лессовыми грунтами [16;18].

Таблица 4.1

Длительность снижения упругой составляющей осадки после разгрузки фундамента.

№	A м <sup>2</sup>	р кПа	H <sub>а</sub> см	s <sub>y</sub> см	% снижения s <sub>y</sub> через t, час.				
					0,25	18	42	48	118
11	4	250	336	0,77	45	-	-	71	100
16	4	430	296	0,63	56	95	100	-	-

Значения осадок опытных штампов и грунтовых марок определены в серии полевых исследований грунтов штампами [71;72]. В табл. 4.2 приведены некоторые результаты испытаний.

Таблица 4.2

Результаты измерений деформаций в основаниях опытных штампов площадью  $0,03 \text{ м}^2$

$d_n$ м	р кПа	Осадка, см		$H_a$ см	$H_{a,0}$ см	$s_y/s$ -	$H_{a,0}/H_a$ -	$\varepsilon_y = s_y/H_a$ -
		s	$s_y$					
-1,0	500	2,57	0,29	50	38	0,11	0,76	0,0058
-2,0	120	0,05	0,05	12	-	1,0	-	0,0042
	300	0,16	0,12	26	15	0,75	0,58	0,0046
	500	0,45	0,17	36	24	0,38	0,67	0,0047
-3,5	80	0,04	0,04	8,5	-	1,0	-	0,0053
	300	3,71	0,14	31	26	0,038	0,91	0,0045
	500	11,04	0,22	52	46	0,02	0,88	0,0042
-4,0	500	9,16	0,23	46	42	0,025	0,91	0,005
-4,5	500	14,11	0,26	59	54	0,018	0,91	0,0044

Отметки заложения подошвы опытных фундаментов приведены на рис. 1.5

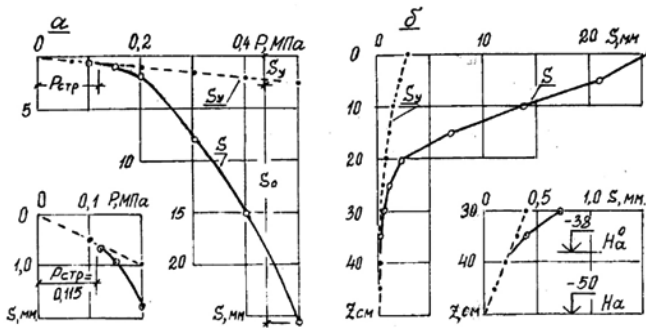


Рис. 4.4. Графики зависимости полной величины осадки и ее упругой составляющей в опыте на глубине 1,0 м: а) от давления; б) по глубине

Упругая составляющая осадки штампа увеличивается пропорционально давлению по прямолинейной зависимости. Ее полная величина до давления, равного структурной прочности, совпадает со значениями упругой осадки, после чего ее нарастание происходит по нелинейной зависимости.

На рис. 4.4 а; б приведены по два графика зависимости осадки и ее упругой составляющей от давления под подошве штампа и эпюры послойных перемещений по глубине.

На нижней границе зоны остаточных деформаций зафиксированы только упругие перемещения. Их значения по глубине изменяются по линейной зависимости в пределах двух ветвей. Наклон верхней ветви к вертикали больше, чем нижней. Значение упругих деформаций в пределах уплотненной части зоны деформации больше, чем в нижней части зоны деформации. На рис. 4.5 приведены эпюры упругих деформаций, построенные по результатам двух испытаний на глубине 2,0 и 3,5 м.

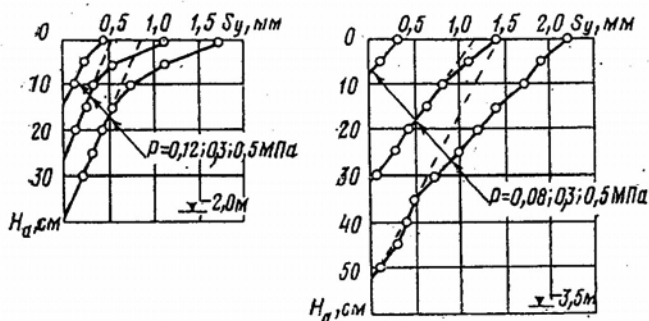


Рис. 4.5. Эпюры упругих деформаций по глубине оснований в опытах на глубине 2 и 3,5 м (см. рис.1.5)

На эпюрах упругих деформаций по глубине при давлениях превышающих структурную прочность, наблюдаются две ветви. В пределах верхней части зоны деформации угол наклона эпюры упругих деформаций к вертикальной оси больше, чем в ее нижней части.

В полевых исследованиях упругая часть деформаций определена по результатам испытаний, выполненных по методике циклически возрастающей нагрузки. Снятие нагрузки после каждой ступени загрузения позволило определить величину остаточных деформаций после упругого подъема фундамента и грунтовых марок, заложенных ниже его подошвы (см. п. 1.2.1). В табл. 4.3 приведены некоторые результаты, полученные в проведенных исследованиях.

В каждом испытании нагрузка прикладывалась ступенями с их выдержкой до стабилизации деформаций, после чего нагрузка снималась. В некоторых исследованиях упругая часть деформаций определена после конечной нагрузки. После разгрузки производились измерения остаточных значений осадок фундамента и грунтовых

марок. Упругая составляющая осадок фундамента и грунтовых марок является разностью между ее полным и остаточным значением.

Таблица 4.3

Параметры упругого деформирования грунтов в основаниях опытных фундаментов

№	A м <sup>2</sup>	p кПа	Осадка, см		H <sub>a,y</sub> см	ε <sub>y</sub> -	s <sub>y</sub> /s -	Источ- ник
			s	s <sub>y</sub>				
Суглинки и супеси лессовые								
8	0,5	300	3,69	0,68	100	0,0068	0,18	76
9	1,0	200	0,5	0,32	83	0,0043	0,64	18
		300	1,5	0,63	118	0,0053	0,42	76
		400	3,5	0,84	150	0,0046	0,24	
		500	8,3	1,08	185	0,0058	0,13	
	1,0	300	21,96	0,44	150	0,0029	0,020	76
	4,0	250	16,77	0,77	336	0,0023	0,046	32
	4,4	166	7,98	0,31	110	0,0028	0,039	18
	10,0	165	8,35	0,89	316	0,0028	0,106	
Песчаные грунты								
14	1,0	410	3,51	0,50	182	0,0027	0,14	76
15	1,0	200	1,32	0,13	77	0,0017	0,10	16
		400	2,91	0,24	108	0,0022	0,08	
16	4,0	200	2,32	0,14	220	0,0006	0,06	
		430	5,28	0,63	296	0,0021	0,12	

#### 4.2. Остаточные деформации.

Вертикальная вдавливающая нагрузка передается от частицы к частице через контактные точки их сопряжения. Векторы напряжений имеют хаотичные направления в разные стороны (см. рис. 2.2). Сумма их проекций на вертикальную и горизонтальную оси составляет вертикальную и горизонтальную составляющие напряжения. Следствием необратимых перемещений минеральных частиц под влиянием вертикальной составляющей напряжений является уплотнение грунта, повышающее плотность скелета. Горизонтальная составляющая вызывает боковое расширение. Таким образом, полную величину остаточной (необратимой) части осадки в пределах призмы под площадью подошвы фундамента высотой, равной глубине зоны деформации, составляют деформации уплотнения и бокового

расширения. Впервые этот факт был зафиксирован визуально в 1889 г Курдюмовым

Б. Д. Васильевым приведено предложение К. Терцаги [9 стр. 48] «...считать осадку штампа  $s$ , состоящую из двух составляющих: одной  $s_n$  зависящей от обжатия столба грунта, мысленно выделенного в виде призмы под подошвой штампа, и другой  $s_v$ , зависящей от бокового выпирания грунта из указанного объема за его пределы, т. е.

$$s_0 = s_n + s_v. \quad (4.3)$$

Таким образом, имеем:

1. Подошва штампа опускается на некоторую величину  $S_n$  вследствие сжатия (уплотнения) грунта и ...2. Вследствие того, что часть грунта...может выпереться в стороны. Иначе говоря, опускание  $S_v$  происходит оттого, что призма обращается как бы в бочонок, сохраняя при этом свой объем ».

Предложение К. Терцаги не было реализовано из-за отсутствия опытных данных о параметрах зоны деформации под площадью подошвы фундамента и процессах деформирования грунтов.

Величина осадки в результате нарастания остаточных деформаций зависит от ряда параметров и в общем виде может быть выражена следующей функциональной зависимостью:

$$s_0 = f(p; p_{str}; H_{a,o}; \varepsilon_n \text{ или } E_n; \nu), \quad (4.4)$$

где  $p$  – давление по подошве фундамента;  $p_{str}$  – структурная прочность грунта;  $H_{a,o}$  – глубина зоны остаточных деформаций;  $\varepsilon_n$  и  $E_n$  – относительная деформация уплотнения и модуль уплотнения – показатели сжимаемости (полученные по результатам определения снижения пористости);  $\nu$  – коэффициент бокового расширения. Каждый параметр зависит от ряда факторов.

#### 4.2.1. Действующие методы оценки сжимаемости грунтов.

Относительная деформация и модуль деформации являются показателями уплотнения грунта под действием внешней нагрузки. Критерием для их оценки следует считать степень сжатия, вызванную повышением плотности скелета грунта (снижением его пористости).

Относительная деформация является составной частью модуля деформации. Их значения получают в заданном интервале давлений.

В ныне действующей инженерно-геологической практике сжимаемость грунтов оценивается по результатам испытаний как в лабораторных, так и в полевых условиях.

В лабораторных условиях для определения модуля деформации применяются, в основном, компрессионные приборы (одометры). Испытания проводятся в условиях одноосного сжатия. Конструкция прибора исключает возможность развития деформаций в стороны, ограничивая их нарастание по глубине. Достоверность полученных результатов снижается погрешностями, вызванными конструкцией прибора, и технологией подготовки образца к испытаниям, поэтому к показателям определенным в компрессионных приборах, применяются корректирующие коэффициенты.

Полученные результаты отражают, в основном, снижение пористости в образце ограниченных размеров.

При полевых испытаниях деформирование грунтов в основании штампа или опытного фундамента происходит в результате уплотнения и бокового расширения. По действующему стандарту [21] относительная деформация определяется отношением осадки к поперечному размеру штампа (его диаметру). При постоянном размере штампа и прочих равных условиях значение модуля деформации зависит от приращения давления к приращению осадки в денном интервале нагрузки без учета деформаций уплотнения и бокового расширения. Несовпадение данных испытаний грунтов, проведенных по разным методикам, свидетельствует об их несовершенстве, что снижает достоверность показателей фактической сжимаемости грунта в основании фундамента.

По результатам полевых испытаний грунтов штампами, модуль деформации определяется по зависимости:

$$E = (1 - \nu^2) \kappa_1 D \Delta p / \Delta s, \quad (4.5)$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона;  $\kappa_1$  – коэффициент, зависящий от формы фундамента в плане;  $D$  – диаметр штампа;  $\Delta p$  – приращение давления;  $\Delta s$  – приращение осадки.

При испытаниях стандартным штампом  $\nu$ ;  $\kappa_1$  и  $D$  для конкретных грунтов имеют постоянные значения, а величина модуля деформации зависит от двух переменных: давления и осадки. Деформации,

протекающие в основании фундамента (штампа), не измеряются, а оцениваются их следствием – осадкой.

С 60-х годов прошлого столетия исследования проводились с измерениями параметров процесса нарастания деформаций ниже подошвы опытных фундаментов. По их результатам установлен факт последовательного развития деформаций по глубине основания, в ограниченном объеме ниже подошвы фундамента – зоне деформации. [1...14 и др.]. На параметры зоны деформации оказывают влияние много факторов, главными из которых являются размеры фундамента, давление по его подошве и деформативные свойства грунтов. Опытами установлен третий параметр – объем зоны деформации, оказывающий влияние на осадку, величина которой является внешним проявлением процессов деформирования грунтов. Для определения модуля деформации была предложена зависимость, в которую вместо  $v$ ;  $k_1$  и  $D$  включено значение глубины зоны деформации:

$$E_{гр} = k \cdot p \cdot H_a / s, \quad (4.5)$$

где  $k$  – коэффициент, учитывающий распределение напряжений в пределах глубины зоны деформации. Вначале его значение было принято равным 0,7 [2], а затем – 0,5 [10];  $p$  – давление по подошве фундамента;  $H_a$  – глубина зоны деформации;  $s$  – осадка фундамента.

По приведенной формуле определяется значение общего модуля деформации, учитывающего уплотнение и боковое расширение.

Фактически модулем деформации следует оценивать сжимаемость грунта, возникающую в результате его уплотнения.

#### **4.3. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов**

Комплексными исследованиями процессов деформирования грунтов в основаниях фундаментов, выполненных с измерениями послойных перемещений и определением плотности скелета грунта в пределах зоны деформации, позволили разграничить деформации уплотнения и бокового расширения. [2; 4; 8; 9; 12].

При давлениях меньших структурной прочности в основании фундамента нарастают упругие деформации, исчезающие после снятия нагрузки. При давлениях превышающих структурную прочность, внутри зоны упругих деформаций нарастают остаточные (необратимые) деформации, сохраняющиеся после разгрузки



фундамента (рис.4.6, а). Преобладающими являются остаточные деформации. По их значению следует оценивать сжимаемость грунтов.

Остаточные деформации возникают в результате процессов уплотнения и бокового расширения, протекающих под действием нагрузки в пределах объема призмы  $V_{a,ф}$  – ограниченной площадью подошвы фундамента, горизонтальной плоскостью на отметке нижней границы зоны деформации и вертикальными плоскостями по его периметру (рис. 4.6, б).

Измерения послойных перемещений и плотности скелета грунта в пределах зоны деформации позволили определить деформации, возникающие от уплотнения и за счет бокового расширения.

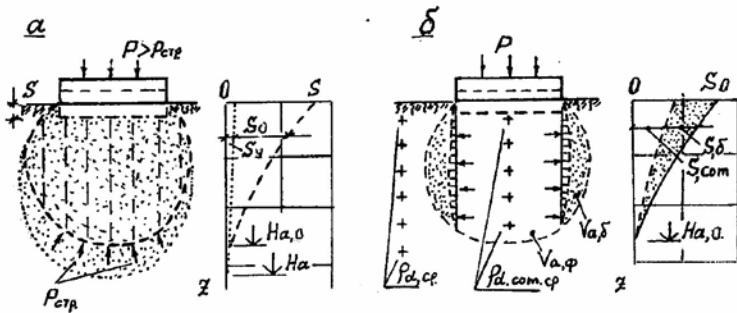


Рис. 4.6. Схема процессов деформирования грунтов в основании фундамента

Под площадью подошвы фундамента, в пределах объема грунта на глубину зоны деформации, ограниченного вертикальными поверхностями по его периметру наблюдается два вида необратимых деформаций: *уплотнение* и *боковое расширение*. Внешним их проявлением является осадка фундамента, являющаяся суммой осадок, вызванных уплотнением и боковым расширением (рис. 4.6, б). Оба вида деформаций нарастают одновременно. Ниже рассмотрены методы их раздельного определения.

#### 4.3.1. Деформации уплотнения

Деформации уплотнения являются следствием уменьшения пористости грунта. Значение относительной деформации за счет снижения пористости ( $\epsilon_n$ ) можно получить по результатам определения плотности скелета грунта до и после уплотнения.

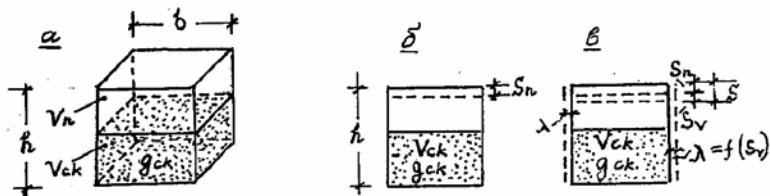


Рис. 4.7. Схема изменения параметров единичного объема грунта в процессе его деформирования

На рис. 4.7 приведена схема деформирования элементарного единичного объема грунта, находящегося в пределах зоны деформации на центральной оси фундамента (см. рис.4.6).

В процессе уплотнения сокращается объем пор при сохранении объема и веса минеральных частиц. В результате повышается плотность сухого грунта от природного значения  $\rho_d$  до уплотненного  $\rho_{d,com}$ . Их значения определяются по зависимостям:

$$\rho_d = g_{ck} / V \quad (4.6)$$

$$\rho_{d,com} = g_{ck} / (V - V_{s,n}), \quad (4.7)$$

где:  $g_{ck}$  – вес частиц грунта в единице объема  $V$ ;  $V_{s,n} = s_n \cdot b^2$  – объем осадки, вызванной уплотнением.

Относительная деформация за счет уплотнения равна отношению объема осадки за счет уплотнения к начальному объему:

$$\varepsilon_n = V_{s,n} / V. \quad (4.8)$$

Подставляя в (4.8) значения  $V_{s,n}$  и  $V$ , определенные из (4.6) и (4.7) получим:

$$\varepsilon_n = 1 - \rho_d / \rho_{d,com}. \quad (4.9)$$

Показателем уплотнения следует считать модуль уплотнения, характеризующий повышение плотности скелета грунта в пределах зоны деформации по зависимости:

$$E_n = \sigma / \varepsilon_n, \quad (4.10)$$

где  $\sigma$  – напряжение по оси фундамента в пределах глубины зоны деформации равное давлению по подошве фундамента:  $\varepsilon_n = 1 - \rho_d / \rho_{d,com}$  (здесь  $\rho_d$  и  $\rho_{d,com}$  – средние значения плотности скелета природного грунта и уплотненного фундаментом в пределах глубины зоны деформации).

#### 4.3.2. Деформации поперечного расширения

В объеме призмы ниже подошвы фундамента, выделенной в пределах зоны деформации одновременно с уплотнением, происходит поперечное расширение – изменение формы уплотняемого грунта в результате увеличения поперечных размеров за счет уменьшения высоты.

В строительной механике коэффициент Пуассона определяется отношением относительной поперечной деформации к относительной продольной деформации. Это показатель упругих свойств материалов.

В грунтах упругие деформации наблюдаются при напряжениях, не превышающих их структурной прочности, при которых правомерно применять коэффициент Пуассона.

Впервые в механике грунтов связь между коэффициентом бокового давления и коэффициентом Пуассона установлена теоретически [7]. Коэффициент бокового давления определен в лабораторных условиях при отсутствии возможности боковых деформаций. Постоянство пористости, принятое в полученных зависимостях, предполагает отсутствие остаточных деформаций.

Фактически поперечное расширение является следствием необратимых (остаточных) деформаций, возникающих при напряжениях, превышающих структурную прочность. В этом случае применение коэффициента Пуассона неправомерно. Оценивать боковые деформации следует коэффициентом поперечного расширения, значение которого зависит от многих параметров, определяющих совместное деформирование системы фундамент – грунты основания.

В геомеханике пока еще не разработаны методы определения коэффициента поперечного расширения, а его значение отождествляется с коэффициентом Пуассона.

Деформации бокового расширения возникают в результате расклинивающего эффекта возникающего в процессе уплотнения при взаимном перемещении минеральных частиц. Следствием поперечного

расширения является изменение формы единичного объема – увеличение размеров поперечного сечения за счет уменьшения высоты.

В результате боковых деформаций происходит расширение объема грунта под подошвой фундамента в стороны, за пределы вертикальной поверхности по его периметру.

На рис. 4.8 приведена схема деформирования единичного объема грунта за счет уплотнения и поперечного расширения.

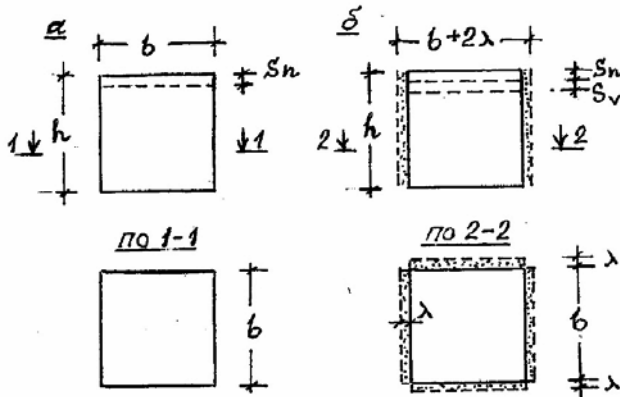


Рис. 4.8. Схема изменения параметров единичного объема грунта в процессе его деформирования

Допуская, что в единичном объеме грунта, расположенном в основании вдоль центральной вертикальной оси, его расширение от боковых деформаций  $\lambda$  равномерно и симметрично во все стороны, получим:

$$\lambda = s_v \cdot b / 4h. \quad (4.11)$$

Относительную деформацию в поперечном сечении ( $\varepsilon_\lambda$ ) можно определить отношением приращения поперечного сечения ( $2\lambda$ ) к начальному размеру сечения ( $b$ ):

$$\varepsilon_\lambda = 2\lambda / b = s_v / 2h. \quad (4.12)$$

Коэффициент поперечного расширения  $\nu$  является отношением относительной деформации в поперечном сечении к относительной деформации в продольном направлении:

$$\nu = \varepsilon_{\lambda} / \varepsilon, \quad (4.13)$$

подставляя в формулу (4.13) значение  $\varepsilon_{\lambda}$  из (4.12) и  $\varepsilon = s_0 / h$ , получим:

$$\nu = s_v / 2s_0. \quad (4.14)$$

Результаты исследований процессов развития деформаций в основаниях опытных фундаментов свидетельствуют о влиянии их размеров, давления по подошве, состава грунтов, их состояния и показателей сжимаемости на значение коэффициента бокового расширения.

На рис. 4.9 и в табл. 4.4 приведены результаты исследований деформаций в грунтах основания опытных фундаментов площадью 0,04... 0,5 м<sup>2</sup> [53]. Из двух серий испытаний для каждой пары фундаментов с равной площадью подошвы определены значения глубины зоны деформации по эпюрам деформаций, построенным по значениям перемещений фиксаторов (рис.4.9, б). По полученным данным и измеренным значениям осадок построены зависимости глубины зоны деформации и осадки от размера фундамента (рис.4.9, з), по которым определены их средневзвешенные значения.

Наряду с эпюрами деформаций по вертикали построены эпюры перемещений в трех горизонтальных сечениях по результатам перемещений вертикальных фиксаторов (рис. 4.9, в). Эпюра горизонтальных деформаций состоит из двух ветвей. Горизонтальные перемещения в пределах первой ветви возрастают от нуля на вертикальной оси фундамента до максимума у вертикальной плоскости по его грани. Максимумом является величина горизонтального перемещения  $\lambda$  от деформаций, вызванных изменением объема грунта под подошвой в пределах контура фундамента. Вторая ветвь – от поверхности по периметру фундамента к внешней границе зоны деформации в продольном направлении:

$$\nu = \varepsilon_{\lambda} / \varepsilon, \quad (4.15)$$

подставляя в формулу (4.12) значение  $\varepsilon_{\lambda}$  из (6) и  $\varepsilon = s / h$ , получим:

$$\nu = s_v / 2s. \quad (4.16)$$

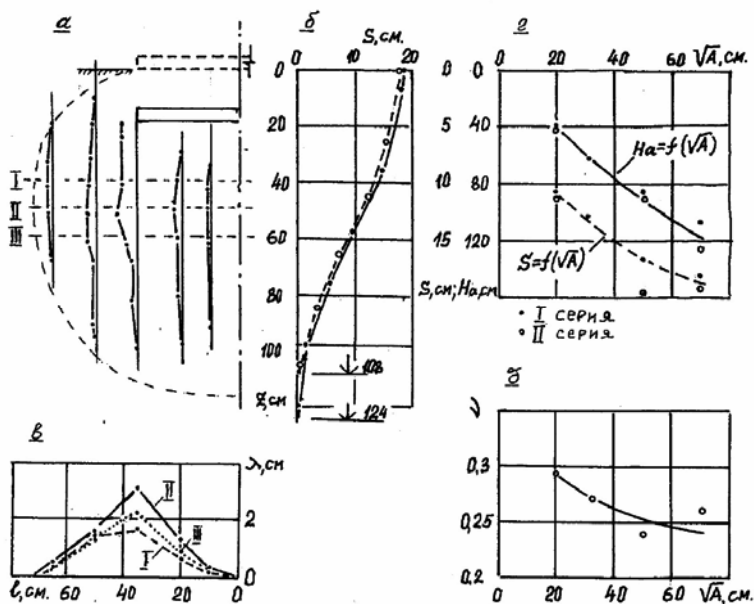


Рис. 4.9. Результаты измерений деформаций в основании опытного фундамента площадью  $0,5 \text{ м}^2$  [53].

Таблица 4.4  
Средневзвешенные значения деформаций в испытаниях [53]

№	A м <sup>2</sup>	p МПа	осадки, см			глубина зоны деформации, см		
			S <sub>I</sub>	S <sub>II</sub>	S <sub>ср</sub>	H <sub>a,I</sub>	H <sub>a,II</sub>	H <sub>a,ср</sub>
1	0,04	0,3	10,7	11,2	10,9	38	41	39
2	0,1	0,3	12,9	-	14,0	62	-	62
3	0,25	0,3	16,8	20,1	16,8	86	90	88
4	0,5	0,3	17,9	19,0	18,5	108	124	116

Примечания: 1. S<sub>I</sub>; S<sub>II</sub> и H<sub>a,I</sub>; H<sub>a,II</sub> – осадки и глубины зоны деформации в первой и второй сериях испытаний;

2. S<sub>ср</sub>; H<sub>a,ср</sub> – значения, определенные по графикам рис.4.9, 2.

#### 4.4. Результаты натуральных исследований.

Ниже приведены результаты исследований НДС в основаниях штампов и опытных фундаментах сложенных лессовыми водонасыщенными грунтами.

##### 4.4.1. Методика оценки результатов деформирования грунтов.

###### Определение деформаций

Напряжения от внешней нагрузки возникают на контактах между минеральными частицами. Если они превышают прочность структурных связей, происходит их разрушение, сопровождающееся взаимным смещением частиц скелета. Хаотичное расположение минеральных частиц и пестрый гранулометрический состав вызывают их перемещения в разные стороны. Пока еще не разработаны методы измерений фактических напряжений и деформаций в грунтах оснований фундаментов. О деформациях судят по их последствиям: траекториям перемещений минеральных частиц, повышению плотности скелета грунта в результате снижения пористости и боковому расширению в пределах призмы грунтового массива под площадь подошвы фундамента.

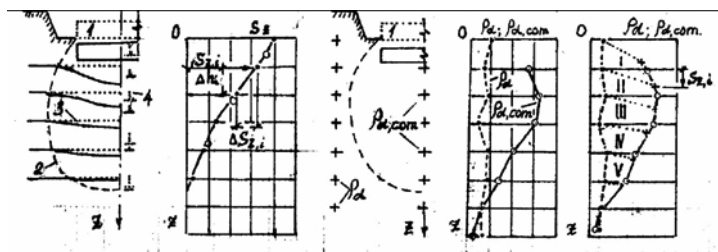


Рис. 4.10. Определение параметров деформирования грунтов в основаниях фундаментов: а) схема установки фиксаторов деформаций и глубинных марок. Начальное положение: фундамента – 1; фиксаторов деформаций – 2; глубинных марок – 3; граница зоны деформации; б) эпюра послынных перемещений; в) схема отбора образцов для определения плотности скелета; г) графики зависимости плотности скелета по глубине; д) график для определения средних значений плотности скелета природного и уплотненного грунта в пределах выделенных слоев

Количественные показатели деформирования грунтов можно определить по результатам измерений послынных перемещений и

определения плотности скелета уплотненного грунта под площадью фундамента после окончания испытаний. Послойные перемещения измеряются с помощью глубинных марок и фиксаторов деформаций, а плотность скелета уплотненного грунта по образцам, взятым в пределах уплотненной зоны ниже подошвы фундамента.

Оценка деформирования грунтов основания по проведенным наблюдениям выполняется в последовательности приведенной на рис. 4.10:

1) По результатам измерений осадки фундамента, перемещений глубинных марок и фиксаторов деформаций строится график послойных перемещений по глубине (эпюра деформаций) (рис. 4.10 а и б). По этому графику для любого интервала глубины  $\Delta h_i$  можно определить величину его сжатия  $\Delta s_{z,i}$ . Относительная деформация, по полученным данным, будет равна:  $\Delta \epsilon_i = \Delta s_{z,i} / \Delta h_i$ .

2) По данным определения плотности скелета природного грунта за пределами зоны деформации и уплотненного фундаментом вдоль его центральной оси строятся графики их зависимости по глубине (рис. 4.10 в, г).

3) Основание ниже подошвы фундамента разделяется на условные слои (I...V) одинаковой мощности. Перемещение кровли первого слоя, на отметке подошвы фундамента, равно его осадке. Перемещение кровли каждого последующего слоя по оси фундамента можно определить по эпюре послойных перемещений  $s_{z,i}$  (рис.4.10,б). Соединяя точку значения плотности природного грунта на начальной отметке кровли каждого условного слоя с точкой ее значения на отметке кровли после уплотнения, можно получить схему мощностей условных слоев до и после уплотнения (рис. 4.10, д).

#### *4.4.2. Определение показателей деформативных свойств грунтов в пределах зоны деформации*

Исследования деформаций в основаниях опытных фундаментов площадью 1 м<sup>2</sup> (опыты № 8, табл. 4.) проведены в г. Одессе на отметке кровли слоя лессовой супеси (ИГЭ - 3). Параметры деформирования грунтов в пределах зоны деформации определены для каждого условного слоя мощностью 0,2 м [76].

По полученным параметрам деформирования грунта в основании фундаментов определены показатели сжимаемости. Результаты определений приведены на рис. 4.11 и в табл. 4.5 и 4.6.



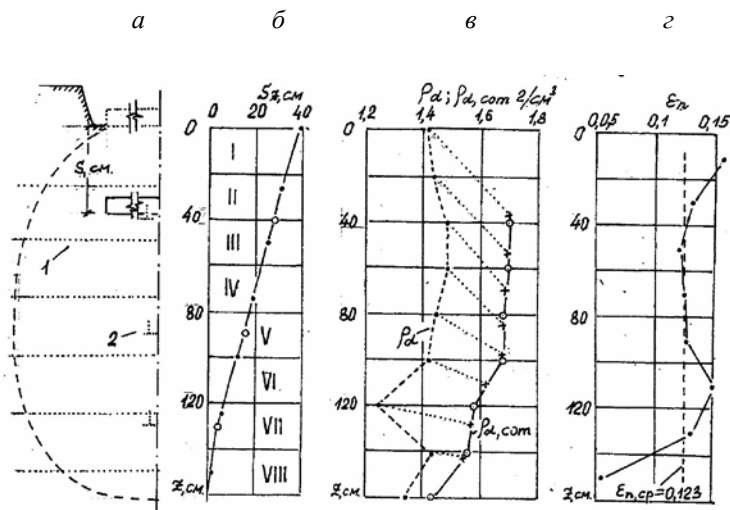


Рис. 4.11. Результаты определения параметров деформирования грунтов в основании опытного фундамента площадью  $1 \text{ м}^2$ , при давлении  $0,35 \text{ МПа}$ : а) продольное сечение основания: 1;2 – начальное положение фиксаторов деформаций и глубинных марок; б) эпюра деформаций; в) эпюра плотности скелета природного грунта и уплотненного фундаментом; г) график изменения относительной деформации уплотнения в пределах глубины зоны деформации

Таблица 4.5  
Показатели послойной сжимаемости грунтов в основании фундамента площадью  $1 \text{ м}^2$  при давлении  $0,35 \text{ МПа}$

№	$\Delta h$ см	$\Delta s$ см	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com}$ г/см <sup>3</sup>	$\Delta \epsilon_n$ г/см <sup>3</sup>	$\Delta s_n$ см	$\Delta s_v$ см	$\Delta v$ -	$\sigma'_z$ МПа	$\Delta E_n$ МПа
I	20	4,6	1,43	1,69	0,154	3,08	1,52	0,16	0,33	2,14
II	20	4,2	1,45	1,69	0,142	2,84	1,36	0,16	0,30	2,11
III	20	4,6	1,48	1,68	0,119	2,38	2,22	0,24	0,28	2,35
IV	20	6,5	1,47	1,68	0,125	2,50	4,00	0,31	0,24	1,92
V	20	5,0	1,44	1,63	0,116	2,32	2,68	0,27	0,20	1,72
VI	20	5,7	1,33	1,58	0,164	3,28	2,42	0,23	0,16	0,97
VI	20	4,7	1,34	1,56	0,141	2,82	1,88	0,20	0,13	0,92
VIII	22	3,1	1,38	1,49	0,074	1,63	1,47	0,24	0,10	1,35
$\Sigma$	-	38	11,3	13,0	1,035	20,8	17,6	1,81	1,74	13,5
Ср.	-	-	1,41	1,62	0,129	-	-	0,23	0,22	1,69

Таблица 4.6.

Параметры измеренные при испытаниях грунтов штампами

№	A м <sup>2</sup>	d <sub>пр.</sub> см	p кПа	s см	H <sub>a</sub> см	ρ <sub>d,ср.</sub> г/см <sup>3</sup>	ρ <sub>d,com.ср.</sub> г/см <sup>3</sup>	p <sub>стр</sub> кПа
1	0,04	22,6	300	10,9	39	1,45	1,64	41
2	0,1	35,7	300	14,0	62	1,45	1,62	45
3	0,25	37,5	300	16,8	88	1,44	1,60	57
4	0,5	80	300	18,5	116	1,46	1,58	67
5	0,5	80	300	17,0	110	1,43	1,54	61
6	1,0	113	200	22,7	125	1,38	1,55	71
7	1,0	113	200	21,9	112	1,39	1,57	100
8	1,0	113	350	38,4	162	1,42	1,62	84
9	1,0	113	250	8,0	85	1,41	1,53	122
10	2,0	160	200	17,4	148	1,39	1,49	90

Продолжение таблицы 4.6

Показатели деформативных свойств испытанных грунтов.

№	ε <sub>n</sub> -	s <sub>n</sub> см	s <sub>v</sub> см	E кПа	E <sub>гр.</sub> кПа	E <sub>n</sub> кПа	v -	литерат.
1	0,115	4,5	6,4	40	54	148	0,29	[53]
2	0,105	6,5	7,5	49	66	162	0,27	[53]
3	0,100	8,8	8,0	66	78	180	0,24	[53]
4	0,082	8,8	9,7	83	94	219	0,26	[53]
5	0,071	7,8	9,2	60	65	183	0,27	[76]
6	0,110	13,7	9,0	64	55	124	0,20	[76]
7	0,115	13,8	8,1	99	77	174	0,18	[55]
8	0,123	20,0	18,4	66	74	176	0,24	[76]
9	0,078	6,7	1,3	226	133	238	0,08	[18]
10	0,067	9,9	7,5	118	85	216	0,21	[12]

## РАЗДЕЛ 5

### ПРИНЦИПЫ ОЦЕНКИ ПАРАМЕТРОВ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Характерной особенностью графика нарастания осадки от нагрузки, построенного по результатам полевых испытаний грунтов

штампами, является наличие трех ветвей зависимости. Линейная зависимость между давлением и осадкой в пределах первой ветви послужила обоснованием возможности применения теории упругости для расчета оснований по деформациям.

### **5.1. Фазы напряженно-деформируемого состояния грунтов в основаниях фундаментов**

В 1930 году Н. М. Герсеванов предложил рассматривать три фазы деформирования грунтов при возрастании нагрузки на фундамент: фазу уплотнения, фазу боковых сдвигов и фазу выпирания. Его предложение базировалось на зависимости нарастания осадки при возрастании нагрузки, наблюдаемой при проведении полевых испытаний грунтов опытными штампами. Наличие линейной зависимости между давлением и осадкой в пределах первой фазы послужило обоснованием для применения теории упругости при расчете деформаций оснований.

В последующем Б. И. Далматовым (1951 г.) и Н. А. Цытовичем (1963 г.) было предложено рассматривать две фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки: уплотнения и сдвигов. В 1988 г., в своем учебнике по механике грунтов, основаниям и фундаментам Б. И. Далматов предлагает рассматривать четыре фазы напряженного состояния, хотя речь идет о напряженно-деформируемом состоянии.

Применение теории упругости позволило перейти к расчету оснований по деформациям. Результаты расчетов имели близкую сходимость с данными наблюдений осадок зданий и сооружений, возведенных на низкопористых, малосжимаемых грунтах, обладающих высоким значением структурной прочности. В высокопористых сильносжимаемых грунтах наблюдаемые деформации в два и более раз превышают расчетные значения.

Таким образом, до настоящего времени отсутствует единое мнение по наименованию фаз напряженно-деформируемого состояния, их количеству и представлению о процессах, протекающих в пределах каждой фазы.

#### *5.1.1. Влияние плотности скелета грунта на фазовые состояния*

Количество фаз НДС в грунтах оснований фундаментов зависит от их вида, состояния и деформативных свойств. В низкопористых, малосжимаемых грунтах при  $\rho_d > 1,6 \text{ г/см}^3$  в основаниях фундаментов наблюдаются две фазы. В среднепористых грунтах с  $\rho_d = 1,45 \dots 1,6$

г/см<sup>3</sup> может быть как две, так и три фазы. В высокопористых грунтах при  $\rho_d < 1,45$  г/см<sup>3</sup> наблюдается три фазы НДС грунтов в основаниях штампов. Это подтверждается результатами натурных исследований грунтов штампами. На рис. 5.1 представлены результаты испытаний грунтов разных генетических видов. Показатели их физико-механических свойств приведены в табл. 5.1 [28].

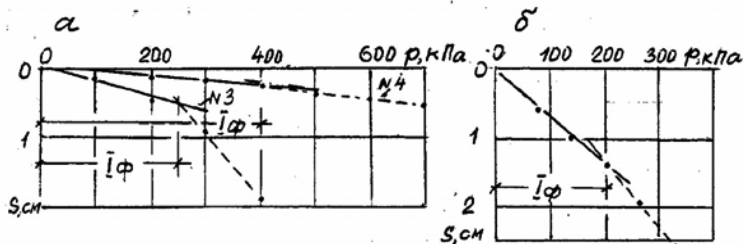


Рис. 5.1. Графики зависимости осадки от давления при испытаниях грунтов штампами площадью 0,5 м<sup>2</sup>

Таблица 5.1

Показатели свойств грунтов опытных участков

К рис. №	А м <sup>2</sup>	d <sub>n</sub> м	ρ <sub>s</sub> г/см <sup>3</sup>	ρ <sub>d</sub> г/см <sup>3</sup>	с кПа	φ град	Е, МПа	
							компр.	полевой
4...а	0,5	1,65	2,70	1,52	39	17	-	10,7
	0,5	6,65	2,68	1,77	1	32	-	76
4...б	0,5	2,2	-	1,37	-	-	2,6	7,0
4...а	1,0	0,4	2,65	1,59	2	32	-	22

На рис. 5.1, а представлены результаты испытаний моренного суглинка тугопластичной и твердой консистенции с плотностью скелета грунта 1,52 г/см<sup>3</sup> (эксперимент № 3) и флювиогляциальных песков с  $\rho_d = 1,77$  г/см<sup>3</sup> (эксперимент № 4).

По результатам испытаний суглинка в интервале давлений от нуля до 0,4 МПа зафиксировано две фазы НДС. По данным испытаний флювиогляциальных песков в интервале давлений от нуля до 700 кПа можно выделить две фазы НДС. Первая – до давления 400 кПа, а вторая в интервале от 400 до 700 кПа. По характеру нарастания деформаций в пределах этих фаз зависимости осадки от нагрузки близко совпадают с прямолинейной и могут быть объединены в одну фазу.

На рис. 5.1, б приведены результаты испытаний высокопористых, водонасыщенных элювиальных отложений [88]. В интервале давлений от нуля до 0,33 МПа можно выделить две фазы НДС с границей между ними при давлении 0,2 МПа.

На рис. 5.2, а приведены результаты двух испытаний песчаных грунтов с плотностью скелета  $1,59 \text{ г/см}^3$ , залегающих ниже уровня подземных вод [90]. В пределах давлений от нуля до 0,41 МПа зафиксировано две фазы НДС с границей между ними при давлении 0,27 МПа.

Лессовые просадочные грунты, являясь высокопористыми породами, характеризуются изменением их деформативных свойств при повышении влажности. В условиях природной, невысокой влажности (0,12...0,15) они являются малосжимаемыми породами.

На рис. 5.2,б приведены результаты испытаний грунтов штампами по методике двух кривых на отметке кровли первого горизонта лессовой супеси. В пределах интервала давлений от нуля до 0,2 МПа зафиксировано две фазы НДС грунтов. При природной влажности граница зафиксирована при давлении 0,12 МПа, а в водонасыщенных при давлении 0,09 МПа.

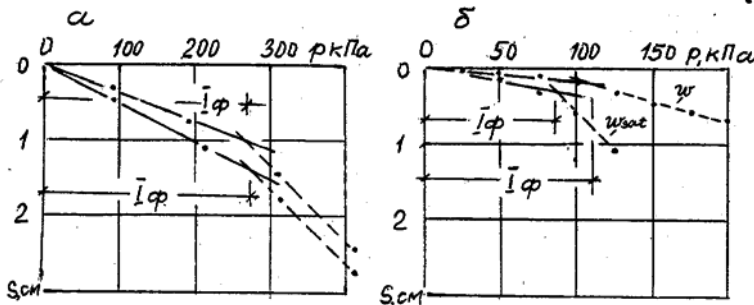


Рис. 5.2. Результаты испытаний песчаных грунтов фундаментами площадью  $1,0 \text{ м}^2$  (а) и лессовых грунтов штампами площадью  $0,5 \text{ м}^2$  методом двух кривых (б).

В Одессе по подошве фундаментов зданий старой застройки давление составляет 0,2...0,3 МПа, а в некоторых зданиях достигает 0,4 МПа (театр оперы и балета). Будучи надежными основаниями, при природной влажности они превращаются в сильносжимаемые грунты при утечках из водонесущих коммуникаций, вызывая значительные деформации в грунтах основания и надфундаментных конструкциях.

## 5.2. Модуль деформации

Согласно действующему стандарту [21] модуль деформации определяется в пределах первой фазы НДС основания. Эта фаза наблюдается при давлениях, не превышающих структурную прочность. В пределах этой фазы значение модуля деформации имеет высокие показатели и практически отражает упругую стадию деформирования грунта. Сжимаемость лессовых просадочных грунтов следует оценивать в двух состояниях: при природной влажности и в водонасыщенном состоянии. На рис. 5.3 и в табл. 5.2 приведены результаты испытаний стандартным штампом лессовой супеси методом двух кривых, проведенных на двух горизонтах по глубине.

В пределах давлений до 200 кПа в грунтах природной влажности зафиксировано две фазы НДС грунтов, а в водонасыщенном состоянии – три фазы. Поэтому при давлениях по подошве фундаментов театра оперы и балета до 400 кПа, при замачивании грунтов основания возникали значительные неравномерные деформации.

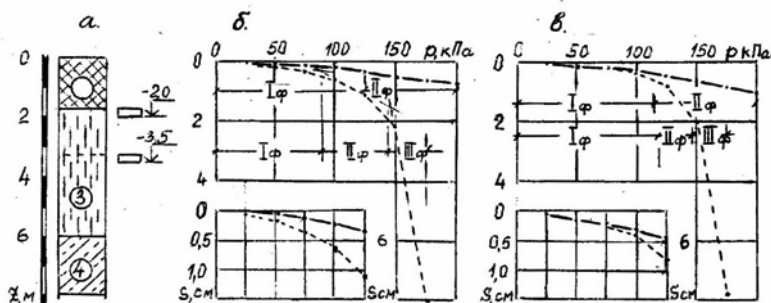


Рис. 5.3. Результаты испытаний лессовой супеси методом двух кривых на участке Одесского театра оперы и балета

Таблица 5.2

Результаты измерения деформаций при испытаниях грунтов стандартным штампом площадью  $0,5 \text{ м}^2$

$d_n$ м	s см	p, кПа							
		25	50	75	100	125	150	175	200
2,0	s	0,02	0,06	0,12	0,20	0,34	0,48	0,58	0,69
	$s_{sat}$	0,04	0,17	0,34	0,62	1,10	2,26	8,05	-
3,5	s	0,04	0,14	0,20	0,32	0,49	0,66	0,84	1,05
	$s_{sat}$	0,04	0,12	0,21	0,38	0,81	2,04	7,74	-

Аналогичные результаты получены при испытаниях лессовой супеси в водонасыщенном состоянии опытными фундаментами площадью  $1,0 \text{ м}^2$  [76]. В табл. 5.3 и на рис. 5.4 приведены результаты исследований, выполненных на двух горизонтах в пределах слоя лессовой супеси. В интервале давлений до 300 кПа можно выделить три фазы НДС.

Таблица 5.3  
Результаты измерения деформаций при испытаниях грунтов квадратным фундаментом площадью  $1,0 \text{ м}^2$

$d_n, \text{ м}$	Обозн.	Параметры НДС							
		0,07	0,09	0,10	0,14	0,17	0,20	0,25	0,30
2,9	p, кПа	0,07	0,09	0,10	0,14	0,17	0,20	0,25	0,30
	$s_{sat}, \text{ см}$	0,21	1,03	1,16	3,45	6,81	10,6	16,9	21,9
5,7	p, кПа	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15	0,20	0,25	0,30
	ssat, см	0,09	0,28	0,47	0,53	1,03	5,35	6,79	13,4

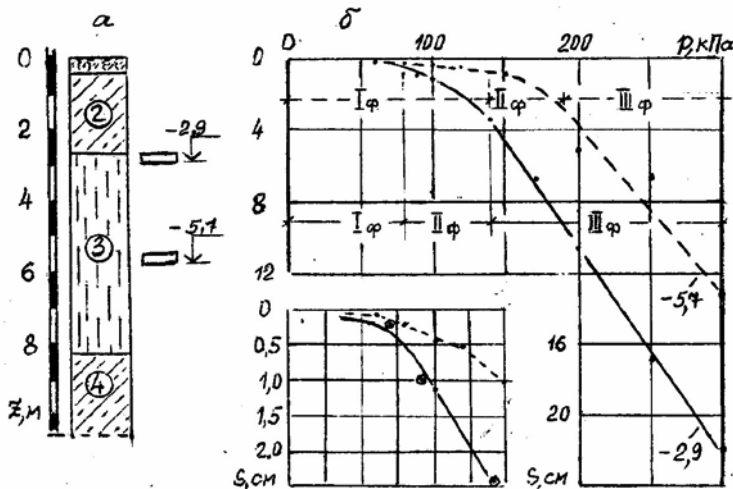


Рис. 5.4. Результаты испытаний лессовой супеси в водонасыщенном состоянии фундаментом площадью  $1,0 \text{ м}^2$ : а) геологическая колонка; б) графики зависимости осадки от нагрузки

Сжимаемость грунтов изменяется в пределах каждой фазы. В табл. 5.4 приведены результаты определения модуля деформации в пределах каждой фазы НДС.

Таблица 5.4

Определение модуля деформации в пределах каждой фазы НДС  
основания

$d_n$ м	$w$	Фазы НДС грунтов основания								
		I фаза			II фаза			III фаза		
		$\Delta p$ кПа	$\Delta s$ см	$E$ МПа	$\Delta p$ кПа	$\Delta s$ см	$E$ МПа	$\Delta p$ кПа	$\Delta s$ см	$E$ МПа
2,0	$w$	125	0,34	21	75	0,36	11,9	-	-	-
	$w_{sat}$	90	0,43	12	55	1,12	2,8	30	6,19	0,28
3,5	$w$	115	0,34	19	85	0,71	6,9	-	-	-
	$w_{sat}$	117	0,50	13	30	0,75	2,3	28	6,79	0,25
2,9	$w_{sat}$	80	0,45	14	60	3,0	1,6	160	18,5	0,69
5,7	$w_{sat}$	140	0,80	14	50	2,0	2,0	110	10,6	0,83

### 5.3. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов в основаниях фундаментов при росте давлений

Фазы НДС оснований, предложенные Н. М. Герсевановым, определены по зависимости осадки опытных штампов от давления, без учета процессов деформирования грунтов, возникающих под влиянием внешней нагрузки. Осадка является их внешним проявлением.

На рис. 5.5 приведен график зависимости осадки от нагрузки, характерный при деформировании водонасыщенной высокопористой лессовой супеси, расположенной в грунтовой толще Одесского региона (ИГЭ – 3, Рис. 1.1).

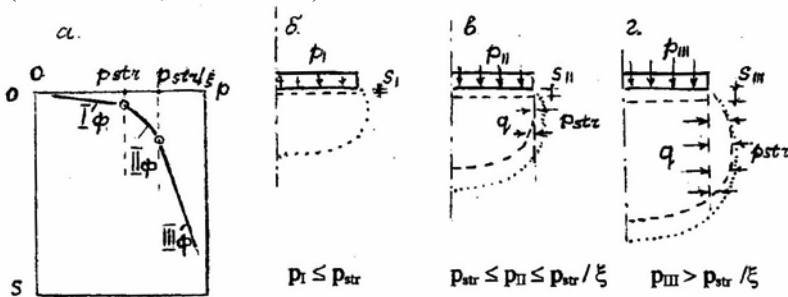


Рис. 5.5. Три фазы напряженно-деформируемого состояния грунтов в основании опытного штампа, сложенного высокопористой лессовой супесью

Первая фаза характеризуется пропорциональной зависимостью между давлением и осадкой, близкой к прямолинейной. В грунтах основания преобладают упругие деформации, исчезающие после



снятия нагрузки. Нарастание упругих деформаций сопровождается смятием неровностей на контакте подошвы штампа – поверхность грунта основания, вызывающих незначительные остаточные деформации, придающие искривление зависимости первой фазы. Деформации в пределах первой фазы наблюдаются в интервале давлений, не превышающих структурную прочность.

Вторая и третья фазы отражают преимущественно процессы необратимого деформирования грунтов, сопровождающиеся уплотнением и поперечным расширением.

Уплотнение возникает при давлении, превышающем структурную прочность, и продолжается с ростом нагрузки. В процессе уплотнения возникает боковое давление  $q$ , значение которого зависит от вертикальной нагрузки и определяется по зависимости:

$$q = \xi p, \quad (5.1)$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового давления, значение которого колеблется от 0,4 до 0,75 и зависит от вида грунта и его состояния [7;50].

Объем сжимаемого грунта под площадью подошвы штампа окружен природным грунтом с ненарушенной структурой, обладающей структурной прочностью. Поэтому поперечное расширение наблюдается (появляется) при боковом давлении, превышающем структурную прочность, при условии когда:

$$q > p_{str}, \quad (5.2)$$

подставляя вместо  $q$  его значение из (5.1) получим:

$$\xi p > p_{str} \text{ или: } p > p_{str} / \xi. \quad (5.3)$$

Во второй фазе деформирование грунта будет происходить под площадью подошвы штампа без поперечного расширения до давления равного  $p_{str} / \xi$ . При этом условии боковое давление будет уравниваться структурной прочностью грунта, окружающего сжимаемый объем под площадью подошвы штампа (см. рис. 5.3, в).

В третьей фазе при боковом давлении, превышающем структурную прочность, наблюдаются деформации как уплотнения, так и поперечного расширения (см. рис. 5.3, г). Поперечное расширение вызывает уплотнение грунта, окружающего сжимаемый объем, расположенный под площадью подошвы штампа.

#### 5.4. Расчетные и наблюдаемые параметры деформируемого основания

Многие параметры, принятые в расчетной схеме при проектировании оснований по деформациям, не подтверждаются результатами исследований, проведенных в последние десятилетия. Особенно большие несовпадения наблюдаются в основаниях, сложенных высокопористыми грунтами, к которым относятся лессовые суглинки и супеси в водонасыщенном состоянии. Несовпадения объясняются условностью глубины сжимаемой толщи. Кроме того, нормативными документами и государственными стандартами предусмотрено проектирование оснований и определение сжимаемости грунтов в полевых условиях при давлениях, не превышающих предельные значения для первой фазы (предельное значение структурной прочности). В практике проектирования оснований на высокопористых грунтах давление по подошве фундаментов принимается значительно выше значений структурной прочности.

В табл. 5.5 и на рис. 5.6 приведены сравнения расчетной глубины сжимаемой толщи и зоны деформации, определенной по результатам измерения послойных перемещений. Основание фундаментов представлено песчаными, водонасыщенными грунтами [58].

Таблица 5.5

Результаты определения глубины зоны деформаций в основаниях опытных фундаментов

$A$ м <sup>2</sup>	$\sqrt{A}$ м	$p$ кПа	$H_c$ м	$H_a$ м	$H_c/H_a$ -	$H_c/\sqrt{A}$ -	$H_a/\sqrt{A}$ -
1,44	1,2	104	3,6	1,05	3,91	3,0	0,87
		200	4,4	1,45	3,03	3,67	1,21
4,4	2,1	68	4,25	0,9	4,73	2,02	0,43
		136	5,3	1,55	3,65	2,52	0,74
		200	6,25	2,40	2,52	2,98	1,14
9,0	3,0	79	5,25	1,15	4,55	1,75	0,38
		147	6,5	2,15	3,12	2,17	0,72
		200	7,2	3,15	2,28	2,40	1,05

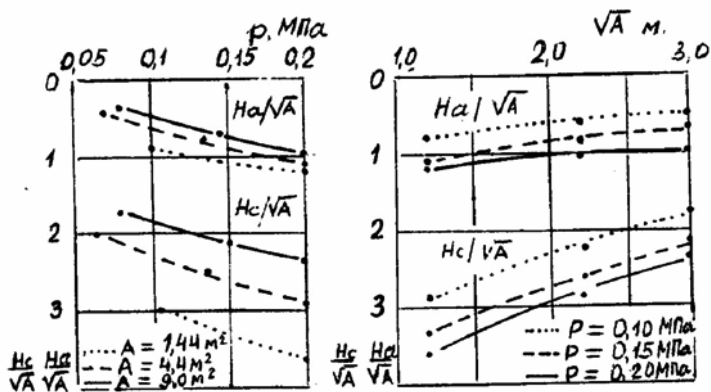


Рис. 5.6. Расчетная  $H_c$  и измеренная  $H_a$  глубина деформируемой зоны. Изменение отношений их глубины к размеру фундамента при повышении давления и увеличении размера фундамента

Из приведенных данных видно влияние давления и площади подошвы фундаментов на глубину деформируемого объема. С повышением давления глубина деформируемой зоны увеличивается. При этом расчетная глубина сжимаемой толщи значительно больше глубины зоны деформации. Их отношение к размеру фундамента увеличивается при повышении давления и снижается при увеличении площади подошвы фундамента при прочих равных условиях.

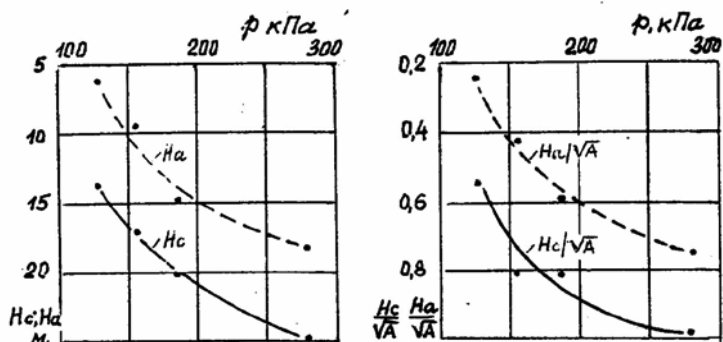


Рис. 5.7. Графики зависимости от давления расчетной и измеренной глубины зоны деформации в основаниях фундаментных плит многоэтажных жилых домов. На первом графике их абсолютные значения, а на втором – относительные

Аналогичные факты наблюдаются в основаниях фундаментных плит большой площади, сложенных лессовыми водонасыщенными грунтами. На рис. 5.7 и в табл. 5.6 приведены расчетные и измеренные значения осадки и глубины зоны деформации на четырех объектах в г. Одессе [76]. На всех объектах давление по подошве фундаментов превышает значение структурной прочности в пределах глубины зоны деформации (см. рис. 1.1). Грунты деформируются в пределах второй фазы, а значение модуля деформации, согласно стандарту, определяется в пределах первой фазы. Его значение значительно выше, чем для второй фазы.

Таблица 5.6

Результаты определения деформаций в основаниях фундаментных плит многоэтажных зданий

A м <sup>2</sup>	$\sqrt{A}$ м	p кПа	H <sub>c</sub> м	H <sub>a</sub> м	S <sub>p</sub> см	S <sub>изм</sub> см	S <sub>p</sub> /S <sub>изм</sub>	H <sub>c</sub> /√A -	H <sub>a</sub> /√A -
630	25,1	127	13,7	6,3	15,2	27,9	0,55	0,55	0,25
440	21,0	156	17,1	9,6	16,9	32,0	0,53	0,84	0,46
621	24,9	187	20,1	14,8	30,1	76,2	0,39	0,81	0,59
645	25,4	279	25,0	18,4	67,4	95,5	0,70	0,98	0,72

Глубина зоны деформации увеличивается с ростом давления. При этом ее расчетное значение значительно больше измеренного. Отношение ее глубины к размеру фундамента значительно меньше, чем у стандартных штампов и опытных фундаментов (см. табл. 4.6).

### 5.5. Принципы оценки деформаций в основаниях фундаментов

Результаты натурных исследований процессов деформирования грунтов в основаниях фундаментов позволяют пересмотреть концепцию оценки деформаций грунтов и метода расчета осадок фундаментов.

Метод расчета оснований по деформациям в действующих нормах основан на ряде допущений. Величина осадки, определяемая согласно с расчетной схемой рис. 5.8, *a* и зависит от ряда параметров:

$$s = f(p; H_c; E), \quad (5.4)$$

где: p – давление по подошве фундамента;  
H<sub>c</sub> – расчетная глубина сжимаемой толщи. Ее мощность определяется без учета деформативных свойств грунтов.

$E$  – модуль общей деформации. Его значение определяется в пределах первой фазы НДС грунта. При его определении деформации оцениваются по величине осадки, без учета деформаций в основании штампа.

За период применения метода расчета оснований по деформациям проведено значительное количество исследований процессов деформирования грунтов в основаниях опытных фундаментов и фундаментов зданий и сооружений.

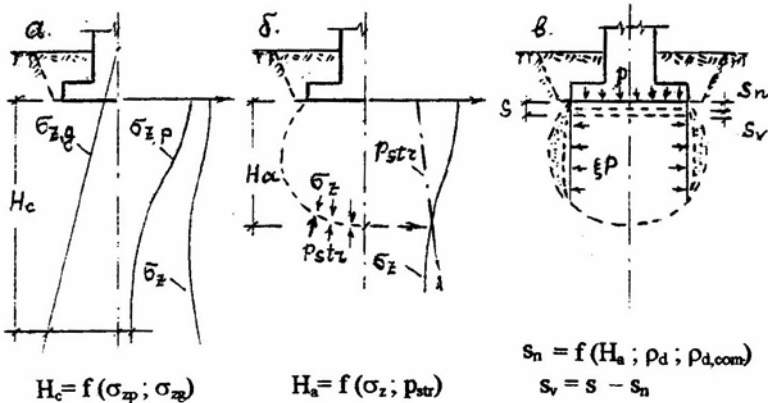


Рис. 5.8. Принципы определения глубины зоны деформации: а) по действующим нормам; б) с учетом НДС основания; в) разграничение деформаций в пределах объема зоны деформации

Исследованиями установлено влияние на величину осадки ряда параметров, которые не учитываются нормами, но оказывают существенное влияние на расчетную величину осадки. Ее следует определять согласно с расчетной схемой, приведенной на рис. 5.8, б в зависимости от следующих параметров:

$$s = f(\sigma_{cp}; H_a; E_n; \nu), \quad (5.5)$$

где:  $\sigma_{cp}$  – среднее значение напряжения в пределах глубины зоны деформации, которое следует определять для однослойного основания по зависимости:

$$\sigma_{cp} = 0,5(p + p_{str}). \quad (5.6)$$

В многослойном основании для каждого слоя:

$$\sigma_{cp.} = \sigma_{z,i} \quad (5.7)$$

$H_a$  – глубина зоны деформации определяется графически в точке пересечения эпюры суммарных напряжений от веса грунта и давления по подошве фундамента и графика структурной прочности (см. рис. 5.8, б).

Деформирование грунтов под влиянием внешней нагрузки, передаваемой фундаментом, сопровождается двумя процессами. В части объема зоны деформации, под площадью подошвы фундамента, происходит уплотнение, которое следует оценивать модулем уплотнения  $E_n$ . Уплотнение сопровождается поперечным расширением – изменением объема уплотняемого грунта, которое оценивается коэффициентом поперечного расширения  $\nu$ .

$E_n$  – модуль уплотнения является показателем сжимаемости. Его значение зависит от напряжения  $\sigma_{cp}$  (см. ф-лы 5.6 и 5.7) и коэффициента уплотнения  $\epsilon_n$  (см. ф-лу 4.5). В общем виде выражается следующей зависимостью:

$$E_n = f(\sigma_{cp}; \epsilon_n). \quad (5.8)$$

Коэффициент уплотнения является показателем относительной деформации, вызванной снижением пористости под влиянием приложенной нагрузки. Его значение отличается от коэффициента относительной деформации, величина которого определяется отношением общей осадки, состоящей из суммы осадок, вызванных уплотнением и поперечным расширением к глубине зоны деформации. Для верхних горизонтов лессовой супеси Одесского региона в основании штампов и фундаментов малой площади ее значение значительно больше коэффициента уплотнения. На рис. 5.9 приведены графики их зависимостей от давления [76].

На рис. 5.10 приведены графики зависимости коэффициента относительной деформации от напряжения, определенные по результатам измерений послойных перемещений в основаниях фундаментных плит многоэтажных зданий [76].

Для ИГЭ-3 значения коэффициента относительной деформации близко совпадают со значениями коэффициента уплотнения, определенными по результатам полевых испытаний грунтов фундаментами малой площади (см. рис. 5.9). Это может являться

свидетельством практического отсутствия поперечных деформаций в основаниях фундаментов большой площади.

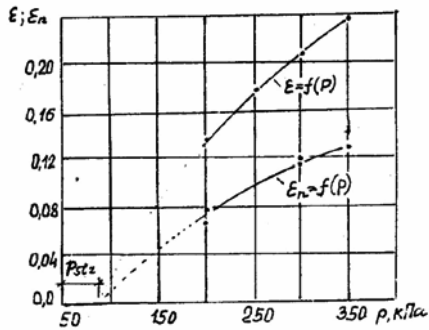


Рис. 5.9. Графики зависимости коэффициента относительной деформации  $\varepsilon$  и коэффициента уплотнения  $\varepsilon_n$  от давления по подошве опытных фундаментов для водонасыщенной лессовой супеси (ИГЭ-3)

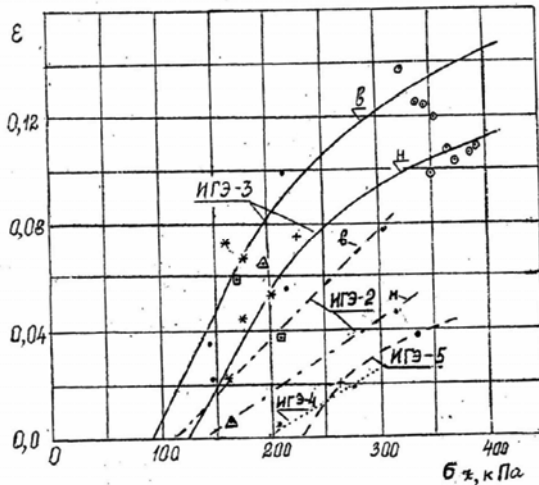


Рис. 5.10. Графики зависимости коэффициента относительной деформации от напряжения для верхних горизонтов лессовой толщи в водонасыщенном состоянии (см. рис. 1.1)

Показатели физико-механических свойств каждого слоя, слагающих лессовую толщу изменяются по глубине. Поэтому на рис.

5.10 для ИГЭ-2 и 3 приведены графики относительной деформации для их верхней «в» и нижней «н» половины.

В точке пересечения графиков с осью напряжений с достаточной для практических целей точностью можно определить значение структурной прочности.

$\nu$  – коэффициент поперечного расширения. Его значение определяется по формуле 4.14 и зависит от формы и площади подошвы фундамента. С увеличением площади фундамента его значение стремится к нулю. На рис. 5.11 представлен график зависимости коэффициента поперечного расширения от размера площади фундамента, полученного по результатам испытаний лессовой, водонасыщенной супеси опытными штампами и фундаментами площадью от 0,04 до 2,0 м<sup>2</sup>.

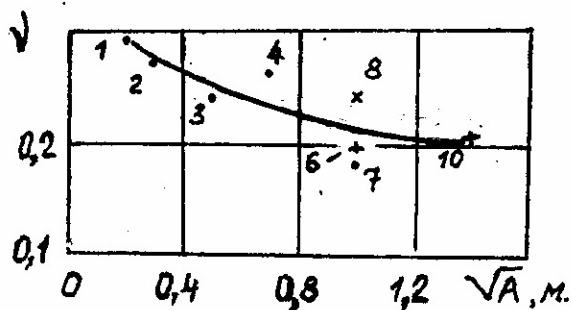


Рис. 5.11. График зависимости коэффициента поперечного расширения от размера фундамента. Цифрами показаны номера опытов из табл. 4.6

### 5.5.1. Расчет деформаций грунтов основания фундаментов

Осадка фундамента является суммой ее упругой и остаточной составляющих. Остаточную составляющую осадки фундаментов следует определять с учетом показателей деформативных свойств грунтов, полученных по результатам полевых исследований. Из формул 4.2 и 4.14:

$$s_n = s_o(1 - 2\nu). \quad (5.9)$$

В свою очередь  $s_n = \epsilon_n \cdot H_{a,0}$ . Из двух уравнений определяем:

$$\epsilon_n = s_o(1 - 2\nu) / H_{a,0}. \quad (5.10)$$



Подставляя в формулу 4.10 значение  $\varepsilon_n$ , получим:

$$E_n = \sigma \cdot H_{a,o} / s_o(1 - 2\nu). \quad (5.11)$$

Откуда:

$$s_o = \sigma \cdot H_{a,o} / E_n(1 - 2\nu), \quad (5.12)$$

Где  $\sigma$  – определяется в зависимости от расчетной схемы по зависимостям 5.6 или 5.7.

Упругая составляющая общей осадки равна:

$$s_y = \varepsilon_y \cdot H_a \quad (5.13)$$

Где  $\varepsilon_y$  – относительная составляющая упругой деформации. По результатам проведенных исследований ее значение для глинистых грунтов в среднем колеблется в пределах 0,003...0,005.

$H_a$  – глубина зоны упругих деформаций. Ее значение в первом приближении можно принимать равным на 20 % больше зоны остаточных деформаций:  $H_a = 1,2 H_{a,o}$ . Тогда общая величина осадки будет равна:

$$s = 1,2 \cdot \varepsilon_y \cdot H_{a,o} + \sigma \cdot H_{a,o} / E_n(1 - 2\nu). \quad (5.14)$$

## Литература

1. Абелев М. Ю. Сопоставление результатов полевых и лабораторных исследований сжимаемости слабых водонасыщенных глин // Основания, фундаменты и механика грунтов; Материалы III Всесоюзн. совещ. – К.: Будівельник, 1971. – С. 70–73.
2. Агишев А. И. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми исследованиями глинистых грунтов // Научно-технический бюллетень № 20 «Основания и фундаменты». – НИИОСП. – М.: Стройиздат, 1957. – С. 3–6.
3. Ананьев В. П., Дуве Е. А. О модуле деформации лёссовых грунтов // Основания фундаменты и механика грунтов: Материалы III Всесоюзн. совещ. – К.: Будівельник, 1971. – С. 125–127.
4. Васильев Б. Д. Основания и фундаменты. – ОНТИ. – Ленинград, Москва. – Главная редакция строительной литературы. – 1937. – 595 с.
5. Герсеванов Н. М. О применимости теории упругости к расчету оснований // Труды МИИТа. – М.: Издание московского института инженеров транспорта, выпуск 6. – 1927. – С. 19–28.
6. Герсеванов Н. М. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на основе экспериментальных работ // Труды МИИТа. – Выпуск 15. – 1930.
7. Герсеванов Н. М., Польшин Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения: Монография. – М.: Стройиздат, 1948. – 248 с.
8. Голубков В. Н. Исследования деформаций лёссовых грунтов // Известия ВУЗ'ов. - Строительство и архитектура. – 1958. – № 11–12. – С.34–43.
9. Голубков В. Н. Исследования зоны уплотнения грунта в основаниях опытных штампов // Основания фундаменты и механика грунтов.–1952.–№ 21.
10. Голубков В. Н., Тугаенко Ю. Ф., Шеховцов В. С. О некоторых закономерностях развития деформаций в лёссовых основаниях, и методы борьбы с осадками // Вопросы строительства на лёссовых грунтах. Сб. науч. тр. – Воронеж, 1961. – С. 14–17.
11. Голубков В. Н., Тугаенко Ю. Ф., Шеховцов В. С. Полевые исследования зоны деформации в лёссовых основаниях // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1963. – № 4 – С. 38–50.
12. Григорян А.А., Кулаченко В.Г. Полевые исследования деформаций просадочного грунта под опытными штампами // Основания фундаменты и механика грунтов. - 1965. - № 3.- С. 7-8.
13. Грицюк А.Ф. Исследования деформаций лёссовых оснований по глубине, под опытными фундаментами // Основания, фундаменты и подземные сооружения. Сб. науч. тр. – М.: Высшая школа. –1967. – С. 49–54.
14. Голубков В. Н., Тугаенко Ю. Ф., Сивак И. Л. Исследования деформаций оснований фундаментов квадратной и ленточной формы // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1968. – № 1. – С. 17–19.

15. Голубков В. Н., Догадайло А. И., Тугаенко Ю. Ф. Принципы совместной работы фундаментов и лёссовых оснований // Сб. науч. тр. конф. Foundation problems special soil conditions. – Bucuresti, 1971. – С. 225–238.

16. Голубков В. Н., Тугаенко Ю. Ф., Матус Ю. В., Плахотный Г. Н., Юдин В. А. Исследование процесса формирования объема зоны деформации в основаниях опытных фундаментов // Известия ВУЗов. - Строительство и архитектура. – 1976. - № 1. – С.37-41.

17. Голубков В. Н., Тугаенко Ю. Ф., Кинашенко Р. С. Определение показателей внутреннего сопротивления уплотнению лёссовых грунтов в полевых условиях // Основания и фундаменты. - К.: Будівельник, 1979. – Выпуск 12. – С. 17–22.

18. Голубков В. Н., Тугаенко Ю. Ф., Марченко В. С., Синявский С. Д., Суходоев Ю. Ф., Бич Г. М. Результаты исследований параметров процесса деформаций основания опытных фундаментов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1981. – № 10. – С. 25–29.

19. Голубков В. Н., Догадайло А. И., Дуденко Ю. И. Исследования деформаций грунта в основании штампа большой площади // Основания фундаментов и механика грунтов. – 1984. – № 5. – С. 18–21.

20. Гайдас О. Л. Исследование развития деформаций от действия ударной и статической нагрузок // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса. – 2001. – Випуск 4. – С. 270–274.

21. ГОСТ 20276 – 85: Грунты. Методы полевого определения характеристик деформируемости, Госстрой СССР. – М., 1985.

22. Далматов Б. И. Определение допускаемого давления на грунт по условию критически-напряженного состояния // Научные труды ЛИСИ. – Госстройиздат, 1951. – Выпуск 11.

23. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – Л.: Стройиздат, 1988. – 416 с.

24. Денисов Н. Я. Некоторые особенности деформаций глинистых пород // Доклады АН СССР. – 1948. – № 6. – Нов. сер., т. 59. – С. 1093–1096.

25. Денисов Н. Я. Структурно-механические свойства глинистых пород и их изменения // Доклады АН СССР. – 1948. – № 7. – Нов. сер., т. 60. – С. 1239–1242.

26. Денисов Н. Я., Вило А. Свойства слабых, глинистых грунтов, их природа и методы оценок // Материалы всесоюзного совещания по строительству на слабых, водонасыщенных грунтах. – Таллин, 1965. – С. 21–30.

27. Денисов Н. Я. Некоторые вопросы формирования строительных свойств слабых, глинистых грунтов // Материалы всесоюзного совещания по строительству на слабых, водонасыщенных грунтах. – Таллин. – 1965. – С. 31–38.

28. Ефремов М. Г., Коновалов П. А., Михеев В. В. К вопросу о распределении послойных деформаций грунта в сжимаемой толще глинистых

и песчаных оснований // Основания фундамента и механика грунтов. – 1963. – № 6. – С. 5–7.

29. Игнатова О. И., Михеев В. В. Исследование зависимости между модулем деформации и физическими характеристиками глинистых аллювиальных грунтов // Основания фундамента и механика грунтов. – 1965. – № 4. – С. 16 – 18.

30. Игнатова О. И. Корректировка значений модулей деформации глинистых грунтов пластичной консистенции, определенных на компрессионных приборах // Основания фундамента и механика грунтов. – 1968. – № 2. – С. 7 – 9.

31. Избаш Ю. В. Методика определения модуля общей деформации по результатам компрессионных испытаний // Основания и фундамента. Республиканский межведомственный научно-технический сборник. – К.: Будівельник, 1989. – Выпуск 22. – С. 28-30.

32. Исследования закономерностей совместной работы оснований и фундаментов: отчет о НИР (заключительный) / Одесский инженерно-строительный институт; рук. Тугаенко Ю.Ф.; исполн.: Тугаенко Ю.Ф.[и др.]. – Одесса, 1979. – 608 с.– № ГР 79078473. – Инв. № Б 824211.

33. Капица П. Л. Эксперимент, теория, практика; Статьи, выступления. – М.: Наука, 1981. – 495 с.

34. Коновалов П. А. Экспериментальное исследование глубины сжимаемой толщи грунта // Труды первой научн. конф. молодых ученых "Основания фундамента и подземные сооружения". – Москва, 1967. – С. 137–142.

35. Кодрянова Р. М. Зависимость размеров зоны деформации от структурной прочности слабых водонасыщенных, глинистых грунтов // Фундаменты многоэтажных зданий в условиях сильносжимаемых грунтов.– Ленинград, 1968. – Часть 1– С. 21–26.

36. Коновалов П. А. Величина сжимаемой толщи и расчетные приемы ее определения // Основания фундамента и подземные сооружения. Труды "НИИОСП". М.: Госстройиздат, 1969. – Выпуск 58. – С. 80–90.

37. Корниенко Н. В., Галкин Е. В. Некоторые результаты исследований просадочности лессовых грунтов в лабораторных и полевых условиях // Основания и фундамента. Республиканский межведомственный научно-технический сборник. – К.: Будівельник, 1979. – Выпуск 12. – С.50–53.

38. Корниенко Н. В., Галкин Е. В. К оценке точности определения относительной просадочности в лаборатории по данным штамповых испытаний // Основания и фундамента. Республиканский межведомственный научно-технический сборник.– К.: Будівельник.– 1979. – Выпуск 12.– С.53–55.

39. Корниенко Н. В., Галкин Е. В., Липовой А. У. Исследование влияния сил трения грунта в компрессионном приборе на результаты лабораторных исследований // Основания и фундамента: Республиканский межведомственный научно-технический сборник.– К.: Будівельник, 1980. – Выпуск 13. – С. 59 – 61.

40. Корниенко Н.В., Пятков А.В. Влияние сил трения на результаты копрессионных испытаний лессовых грунтов // Основания и фундаменты. Республиканский межведомственный научно-технический сборник. – Выпуск 22. – К.: «Будівельник». – 1989. – С.38-40.
41. Корниенко Н. В., Пятков А. В. Факторы, влияющие на определение значений поправочного коэффициента к компрессионному модулю деформации лессовых грунтов // Основания и фундаменты: Республиканский межведомственный научно-технический сборник.– К.: Будівельник, 1991. – Выпуск 24. – С. 22–26.
42. Краев В. Ф. Об инженерно-геологическом значении ритмичного строения грунтов лёссового покрова Украины // Основания и фундаменты: Республиканский межведомственный научно-технический сборник.–К.: Будівельник, 1980. – Выпуск 13. – С. 66–68.
43. Кодрянова Р. М. Экспериментальные исследования структурной прочности лёссовых грунтов // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. – Том 1,– Новейшие методы исследования строительных свойств грунтов, прогрессивные способы возведения фундаментов и устройства оснований. – М.: Стройиздат, 1987. – С. 101 –103.
44. Коновалов П. А. Основания реконструируемых зданий. – М.: Стройиздат, 2000. – 317 с.
45. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М.: Высшая школа, 1968. – 630 с.
46. Мандельброт Бенуа Б. Фрактальная геометрия природы. Перевод с английского А. Р. Логунова; Институт компьютерных исследований.– М., 2002.
47. Матус Ю. В., Синявский С. Д., Тугаенко Ю. Ф. Деформации основания фундаментной плиты 9-этажного дома // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1990. – Выпуск 23. – С. 29–31.
48. Марченко М. В., Тугаенко Ю. Ф. Оценка строительных свойств лессовых грунтов // Основания и фундаменты. - К.: Будівельник. – 1991. – Выпуск 24. – С. 29–31.
49. Пасичниченко В. Г., Тугаенко Ю. Ф. Определение деформативных характеристик грунтов в полевых условиях // Инженерная геология / АН СССР. – Москва, 1983. – № 2. – С. 84–87.
50. Паталеев А. В. Боженков С.Я. Механика грунтов основания и фундаменты.– М.: Трансжелдориздат.– 1943. –Часть 1.– 468 с.
51. Польшин Д. Е. Влияние площади и формы фундамента на его осадку // Стройиндустрия. - 1937. - № 3 - С. 14-16.
52. Польшин Д. Е. О расчетах оснований сооружений по предельным состояниям //Основания фундаменты и механика грунтов.–1959.–№ 1.–С. 9–11.
53. Раевский И. Е. Влияние размеров штампов на характер просадки лёссовых грунтов // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1962 – № 5. – С. 14–18.
54. СН и П 2.02.01 - 83. Основания зданий и сооружений: Строительные нормы и правила / Госстрой СССР. – Москва, 1985. – 40 с.

55. Тугаенко Ю. Ф. Экспериментальные исследования совместной работы основания и фундаментов в лёссовых грунтах первого типа // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1966. – № 2. – С. 22–31.

56. Тугаенко Ю. Ф. Исследования деформаций в основаниях опытных фундаментов в лёссовых грунтах первого типа // Основания фундаменты и подземные сооружения / Сб. научн. раб. М.: Высшая школа. – 1967. – Выпуск 2. – С. 39–49.

57. Тугаенко Ю. Ф. Экспериментальные исследования деформативных свойств просадочных грунтов, уплотненных тяжелой трамбовкой // Материалы к VI всесоюзному совещанию по закреплению и уплотнению грунтов. - М.: Из-во Моск. Универс, 1968. – С. 269–276.

58. Тугаенко Ю. Ф., Хуторянский Б. А. Некоторые результаты полевых исследований деформаций в многослойных основаниях фундаментов // Основания фундаменты и механика грунтов: Материалы III Всесоюзного совещания. – К.: Будівельник. – 1971. – С. 64–69.

59. Тугаенко Ю. Ф. Определение характеристик сжимаемости просадочных грунтов по данным полевых исследований // Труды межвузовской конференции по строительству на лёссовых грунтах. - М.: Из-во Московск. Университета, 1973. – С. 99–100.

60. Тугаенко Ю. Ф. Расчет деформаций основания по данным полевых исследований // Основания и фундаменты. - К.: Будівельник, 1976. – Выпуск 9. – С. 83–85.

61. Тугаенко Ю. Ф. Результаты испытаний опытных домов на шпальных фундаментах замачиванием лёссового основания // Тезисы докл. Всесоюзн. совещ. "Фундаментостроение в сложных грунтовых условиях". – Алма-Ата, 1977. – С. 116–118.

62. Тугаенко Ю. Ф., Матус Ю. В., Синявский С. Д., Вареник П. Ф. Исследования процесса развития деформаций в основании фундаментной плиты 9-этажного дома // Известия ВУЗов. – Строительство и архитектура (ISSN 0536–1052). – 1980. – № 5. – С. 12–15.

63. Тугаенко Ю. Ф., Пасичниченко В. Г. Исследование процесса развития деформаций в лёссовом основании опытного фундамента // Основания и фундаменты. - К.: Будівельник, 1980. – Выпуск 13. – С. 85–87.

64. Тугаенко Ю. Ф., Пасичниченко В. Г. Эффективный метод исследования деформаций в основаниях опытных фундаментов // Труды Всесоюзн. конф. "Теоретические и методические проблемы повышения качества и эффективности инженерно-геологических исследований". - Тема 5. - Ростов-на-Дону, 1980. – С. 112–116.

65. Тугаенко Ю. Ф., Стоянова Т. И., Кушак С. И. Методы и результаты исследований деформаций в основании фундамента, сложенном водонасыщенными песками // Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях: Межвузовский сб. научн. трудов. – Казань, 1981. – С. 48.

66. Тугаенко Ю. Ф., Матус Ю. В., Синявский С. Д. Некоторые результаты исследований деформаций в основании фундаментных плит большой площади

// Годишник на висшия институт по архитектура и строителство. – Том 29.– Свитък 4: Земна механика, фундиране, инженерна геология, София. – 1981–82. – С. 11–19.

67. Тугаенко Ю. Ф., Марченко М. В. Опыт совершенствования методики определения параметров деформативных свойств грунтов // Сб. научн. трудов межвузовск. конф. "Геотехника Поволжья -2". – Куйбышев, 1983. – С. 118–120.

68. Тугаенко Ю. Ф., Стоянова Т. И., Кушак С. И. Экспериментальные исследования деформаций в многослойном основании фундаментной плиты // Основания и фундаменты. - К.: Будівельник, 1983. – Выпуск 16. – С. 81–83.

69. Тугаенко Ю. Ф., Фрыдрых К. Некоторые особенности развития процесса деформаций в глинистых грунтах нарушенной структуры // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура, 1983. – № 9. – С. 26–29.

70. Тугаенко Ю. Ф., Марченко М. В. Экспериментальные исследования деформаций и давлений в основании жесткого штампа // Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях: Межвузовск. сб. научн. трудов. – Казань, 1983. – С. 23–25.

71. Тугаенко Ю. Ф., Марченко М. В. Методика определения параметров деформаций глинистых грунтов // Инженерная геология.– АН СССР. – Москва, 1984. - № 1. - С. 86-94.

72. Тугаенко Ю. Ф., Марченко М. В. Некоторые особенности развития деформаций в основаниях опытных фундаментов // Инженерная геология. - АН СССР - Москва. - 1988. - № 3. - С. 46-54.

73. Тугаенко Ю. Ф., Марченко М. В. Механика процесса деформирования лёссовых оснований // Труды Всесоюзн. совещ. в Ростове-на-Дону "Инженерная геология лёссовых пород". – Москва, 1989. – Книга 2. – С. 3–4.

74. Тугаенко Ю. Ф., Матус Ю. В., Марченко М. В., Синявский С. Д. Деформации слабых оснований фундаментов большой площади // Проектирование и устройство фундаментов в условиях слабых грунтов. – Ленинград, 1990. – С. 62-66.

75. Тугаенко Ю. Ф., Марченко М. В., Ткалич А. П., Гайдас О. Л. Развитие деформаций в основании фундаментной плиты 16 этажного жилого дома // Будівельні конструкції. – Механіка ґрунтів та фундаментобудування. – Київ. – НДІБК. – 2000. – Випуск 53. – Книга 1. – С. 558–562.

76. Тугаенко Ю. Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки. – Одесса: Астропринт, 2003. – 224с.

77. Тугаенко Ю. Ф. Визначення показників стисливості за результатами досліджень деформацій у основі фундаментної плити // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К., 2004. – Випуск 28. – С.117–120.

78. Тугаенко Ю. Ф. Коэффициент Пуассона в геомеханике // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса.: Зовнішнрекламсервіс, 2008. – Випуск 32. – С. 308–312.

79. Тугаенко Ю. Ф. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов.– Одесса: Астропринт, 2008.–216 с.

80. Тугаенко Ю. Ф. Модуль деформации в механике грунтов, методы его определения и их достоверность // Вісник Одеської державної академії

будівництва та архітектури. - Одеса.: Зовнішрекламсервіс, 2009. – Випуск 34. – С. 538–544.

81. Тугаенко Ю. Ф., Ткалич А. П. Новые принципы оценки параметров деформирования грунтов в основаниях фундаментов // Реставрація, реконструкція, урбоекотологія. RUR – 2011.– Одеса: Optimum, 2011. – Збірник наукових праць № 9 – 10. – С. 216–221.

82. Финаева Т. И. Экспериментальные исследования послышной деформации намывных песков в основании круглого, жесткого штампа // Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях: Межвузовск. сб. научн. трудов. – Казань, 1983. – С. 25–27.

83. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Л.: Госстройиздат, 1959. Том 1. – 357с.

84. Цытович Н. А. Механика грунтов. – Издание 4. - М.: Госстройиздат, 1963. – 636 с.

85. Цытович Н. А. Вопросы теории и практики строительства на слабых глинистых грунтах // Материалы всесоюзного совещания по строительству на слабых, водонасыщенных грунтах. – Таллин, 1965. – С. 5–17.

86. Часовских В. А., Гагарин П. А., Любич Л. Г., Абызов А. Г., Петров О. Б. Структурные особенности лессовых грунтов и упрочнение их в результате уплотнения // Вопросы гидрогеологии и инженерной геологии Украины. – К., Будівельник, 1974. – С. 18–25.

87. Швец В. Б. О достоверности определения модуля деформации элювиальных глинистых грунтов по данным компрессионных испытаний // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1964. – № 5. – С. 12–13.

88. Швец В. Б., Казаков П. П. Измерения деформируемой зоны в связных грунтах // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1965. – № 4. – С. 10–12.

89. Швец В. Б., Кульчицкий Г. Б. экспериментальное исследование глубины сжимаемой толщи под подошвой штампа // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 1. – С. 10–12.

90. Экспериментальное обоснование экономических видов фундаментов на строительных объектах завода сопротивлений в г. Одессе. - Исследования закономерностей совместной работы оснований и фундаментов: отчет о НИР (заключительный) / Одесский инженерно-строительный институт; рук. Тугаенко Ю. Ф.; исполн.: Пивонос В. М. – Одесса, 1989. – 24 с.– № ГР 01890010652.

91. Casagrande V. A.. The structure of clay and its importance in foundation engineering // J. Boston Soc. Civil Eng., 19, № 4. – 1932. – p. 168–209.

92. Бретх Х., Стрех Д., Ваннингер Р. Исследования о возможной глубине котлована в твердых глинах. Аннотации докладов и сообщений на VI европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1978. – С. 70.

93. Скопек И. Упругий подъем dna глубоких котлованов. Аннотации докладов и сообщений на VI европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1978. – С. 73.



94. K. Frydlich. Odształcenia podłoża gliniastego obciążonego płytą sztywną // Inżynieria i budownictwo. – Warszawa. – Wydawnictwo "Sigma". – 1984. – № 4. – str. 151–153. (Деформация глинистого основания под нагруженной жесткой плитой)

95. K. Frydlich. Wpływ wytrzymałości strukturalnej gruntu na odształcalność podłoża // Inżynieria i budownictwo. – Warszawa. – Wydawnictwo "Sigma". – 1986. – № 3. – str. 122–124. (Влияние структурной прочности грунта на деформируемость глинистого основания)

96. Ji. Seyček. Field test of soil deformation beneath foundation // Труды V Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Том III. – ЧССР. – Братислава, 1977. – С. 275–287.

97. Ji. Seyček. Průběh sedání základové půdy do hloubky // Inženýrské stavby. – ČSSR. – Bratislava, 1982. – n 8. – p. 368–379. (Процесс осадки грунта основания).

98. Устройство для измерения деформаций грунта: А.с. 771246 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / В. Г. Пасичниченко, Ю.Ф. Тугаенко (СССР). – № 2612251/29–33; Заявлено 3.05.78; Опубл. 15.10.80, Бюл. № 38. – 5 с. ил.

99. Устройство для измерения послойных деформаций грунта: А.с. 842126 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / В. Г. Пасичниченко, Ю.Ф. Тугаенко (СССР). – № 2806148/29–33; Заявлено 6.08.79; Опубл. 30.06.81, Бюл. № 24. – 4 с. ил.

100. Способ исследования деформаций грунта: А.с. 1040036 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / В. Г. Пасичниченко, Ю.Ф. Тугаенко (СССР). – № 2817131/29–33; Заявлено 17.09.79; Опубл. 7.09.79, Бюл. № 33. – 3 с. ил.

101. Устройство для измерения послойных деформаций грунтов: А.с. 910922 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / Тугаенко Ю.Ф., Ли Н., Ткалич А.П. (СССР). – № 2955120/29–33; Заявлено 11.07.80; Опубл. 7.03.82, Бюл. № 9. – 3 с. ил.

102. Глубинная марка: А.с. 1065531 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / Тугаенко Ю.Ф., Стоянова Т.И., Марченко М.В., Ткалич А.П. (СССР). – № 3420907/29–33; Заявлено 6.04.82; Опубл. 07.01.84, Бюл. № 1. – 2 с. ил.

## СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ	7
Раздел 1. ОСОБЕННОСТИ МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ	7
1.1. Инженерно-геологические условия опытных полигонов.	7
1.1.1. Особенности строения лессовой толщи	7
1.1.2. Инженерно-геологические условия промышленной зоны	9
1.2. Методика исследований процессов деформирования грунтов основаниях фундаментов	10
1.2.1. Исследования процессов деформирования грунтов с ненарушенной структурой штампами площадью 0,03 м <sup>2</sup> .	11
1.2.2. Подготовка массивов грунта с нарушенной структурой для исследований штампами площадью 0,03 и 0,1 м <sup>2</sup> .	17
1.2.3. Исследования деформаций в грунтах основания опытных фундаментов площадью 0,5 - 10 м <sup>2</sup> .	18
Раздел 2. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТАХ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ	23
2.1. Равновесное-упруго деформированное состояние природной грунтовой среды.	23
2.2. Напряжения в грунтах.	24
2.3. Напряжения в грунтах от дополнительной нагрузки.	27
2.3.1. Определение напряжений по результатам измерений деформаций	27
2.3.2. Определение напряжений в основаниях штампов площадью 0,03 м <sup>2</sup> , сложенных лессовыми грунтами с ненарушенной структурой	33
2.3.3. Напряжения в основаниях опытных штампов, сложенных грунтами с нарушенной структурой.	37

2.3.4. <i>Определение напряжений в основаниях опытных фундаментов, сложенных лессовыми грунтами.</i>	42
2.3.5. <i>Определение напряжений в основании опытного фундамента площадью 10 м<sup>2</sup>, сложенного лессовыми водонасыщенными грунтами.</i>	46
2.3.6. <i>Определение напряжений в основаниях опытных фундаментов сложенных песчаными водонасыщенными грунтами.</i>	47
Раздел 3. СТРУКТУРНАЯ ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА ПРОЦЕССЫ ИХ ДЕФОРМИРОВАНИЯ	49
3.1. Методика определения структурной прочности по результатам полевых испытаний.	51
3.2. Структурная прочность в водонасыщенных грунтах лессовой толщи с ненарушенной структурой Одесского региона.	53
3.3. Влияние уплотнения на величину структурной прочности.	54
3.3.1. <i>Снижение структурной прочности при деформировании грунтов в основании фундаментов.</i>	
3.3.2. <i>Снижение структурной прочности в пределах объема грунта, уплотненного тяжелой трамбовкой.</i>	55
3.3.3. <i>Изменение свойств грунта, уплотненного трамбовкой после его испытания статической нагрузкой.</i>	56
3.3.4. <i>Влияние уплотнения грунта на его деформативные свойства.</i>	56
3.4. Влияние влажности на структурную прочность лессовых грунтов.	57
3.5. Восстановление во времени структурной прочности в грунтах с разрушенной структурой.	59
3.6. Влияние уплотнения грунтов с нарушенной структурой статической нагрузкой на повышение их структурной прочности.	65
Раздел 4. ДЕФОРМАЦИИ В ГРУНТАХ. МЕТОДЫ ИХ ОЦЕНКИ	70

4.1. Упругие деформации.	73
4.2.. Остаточные деформации.	77
4.3. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов.	80
4.3.1. Деформации уплотнения.	81
4.3.2. Деформации поперечного расширения.	83
4.4. Результаты натурных исследований.	87
4.4.1. Методика оценки результатов деформирования грунтов. Определение деформаций.	87
4.4.2. Определение показателей деформативных свойств грунтов в пределах зоны деформации.	89
<b>Раздел 5. ПРИНЦИПЫ ОЦЕНКИ ПАРАМЕТРОВ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ</b>	<b>90</b>
5.1. Фазы напряженно-деформируемого состояния грунтов в основаниях фундаментов.	91
5.1.1. Влияние плотности скелета грунта на фазовые состояния.	91
5.2. Модуль деформации.	94
5.3. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов в основаниях фундаментов при росте давлений.	96
5.4. Расчетные и наблюдаемые параметры деформируемого основания.	98
5.5. Принципы оценки деформаций в основаниях фундаментов.	100
5.5.1. Расчет деформаций грунтов основания Фундаментов.	104
Литература	106

*Наукове видання*

**ТУГАЄНКО Юрій Федорович**

**ТРАНСФОРМАЦІЯ  
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМУЮЧОГО  
СТАНУ ҐРУНТІВ ОСНОВИ  
ТА ЇХ ВРАХУВАННЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ  
ФУНДАМЕНТІВ**

Монографія

*Російською мовою*

Завідувачка редакції *Т. М. Забанова*

Редактор *Н. Я. Рихтік*

Технічний редактор *М. М. Бушин*

Дизайнер обкладинки *О. А. Кунтарас*

Коректор *О. Віст*

Підписано до друку 22.08.2011. Формат 60х84/16. Папір офсетний.  
Гарнітура «TimesNewRoman». Друк офсетний. Ум. друк. арк. 6,98.  
Тираж 300 прим. Вид. № 120. Зам. № 586.

Надруковано з готового оригінал-макета

Видавництво і друкарня «Астропринт»  
65091, м. Одеса, вул. Разумовська, 21  
Тел.: (0482) 37-07-95, 37-14-25, 33-07-17, (048) 7-855-855  
**[www.astroprint.odessa.ua](http://www.astroprint.odessa.ua)**

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1373 від 28.05.2003 р.

**Тугаенко Ю. Ф.**  
Т81 Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов : монография / Ю. Ф. Тугаенко. — Одесса : Астропринт, 2011. — 120 с.

ISBN 978–966–190–448–3

В монографии приведены параметры напряженно-деформируемого состояния грунтов и его трансформирования при росте нагрузки, определенные по результатам натурных исследований. Их значения отличаются от условных критериев, принятых в действующих нормах, где напряжения определяются для основания, представленным упругим полупространством, сжимаемая толщина по соотношению напряжений без учета показателей деформирования грунтов, а модуль общей деформации в пределах первой фазы НДС грунтов основания.

**ББК 38.581.1**

**УДК 624.13: 624.15**

У монографії наведено параметри напружено-деформуючого стану ґрунтів і його трансформування при зростанні навантаження, визначеного за результатами натурних досліджень. Їх значення відрізняються від умовних критеріїв, прийнятих в діючих нормах, де напруження визначаються для основи, умовно складеної пружним напівпростором, зона стиску знаходиться по співвідношенню діючого напруження без урахування характеристик стисливості, а модуль загальної деформації — в межах першої фази НДС ґрунтів основи.