

Н. А. ЦЫТОВИЧ

Boxoft Image To PDF Demo. Purchase from
www.Boxoft.com to remove the watermark

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

1940

СТРОЙИЗДАТ НАРКОМСТРОЯ

Н. А. ЦЫТОВИЧ

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

*Издание второе
переработанное и дополненное*

Цена 8 р. 25 к., пер. 1 р. 75 к.

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО СТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
ЛЕНИНГРАД 1940 МОСКВА

Первое издание книги (1934 г.) явилось в технической литературе первым курсом по общей механике грунтов. В настоящем втором издании книга значительно дополнена и переработана в соответствии с запросами практики и новейшими данными теории. Ряд вопросов рассматривается по-новому и излагается впервые. Книга снабжена большим числом примеров, решениями ряда задач и вспомогательными таблицами, значительно облегчающими расчеты.

Книга предназначена для студентов строительных и геологических вузов и может служить пособием для инженеров-проектировщиков и инженеров-исследователей.

Ответственный редактор *П. С. Яковук.*

Техн. редактор *Ф. С. Селезнева-Лысая.*

Корректоры *А. И. Исакова и Э. Д. Миркина.*

Сдано в набор 2/IX 1939 г.	Подписано к печати 9/XII 1939 г.	Формат бумаги 60×92 ¹ / ₂
Тираж 8000.	Уч.-авт. л. 29,85.	Автом. л. 29,35.
Колич. печатных знаков в бум. листе 109824.	Печ. л. 24 ¹ / ₂ .	Бум. л. 12 ¹ / ₂ .
Леноблгортлит № 5834.	Бумага Окуловской ф-ки.	Индекс С-27-5-2 (3).
		Заказ № 2205.

4-я типография ОГИЗ'а РСФСР треста «Полиграфкнига» имени Евгении Соколовой,
Ленинград, проспект Красных Командиров, 29.

ПРЕДИСЛОВИЕ.

Со времени выхода в свет первого издания курса „Основы механики грунтов“ прошло уже более пяти лет. За это время механика грунтов трудами как советских ученых (работы проф. Н. М. Герсеева и его учеников, работы проф. Г. И. Покровского, инж. В. А. Флорина и др.), так и зарубежных (проф. К. Терцаги, инж. О. Фрелих) значительно шагнула вперед. Кроме того, достижения последних лет подытожены в материалах Первой международной конференции по механике грунтов и технике оснований (Кембридж, США, 1936 г.) и Всесоюзного совещания по основаниям и фундаментам, созванного Научным инженерно-техническим обществом строителей (Ленинград, 1938 г.).

В настоящем издании книга переработана в свете новейших данных механики грунтов и приближения ее к практическим запросам строительства. Кроме того, использованы и новые работы автора, а также его консультационный опыт. Однако книга не ставит своей целью исчерпать обширнейшие литературные и ведомственные материалы в этой области, а стремится осветить лишь основное в науке о грунтах.

При современном состоянии механики грунтов, когда методы испытаний грунтов все время совершенствуются, определение коэффициентов, характеризующих свойства грунтов, может быть произведено лишь с известным приближением, и применение точных методов расчета не всегда будет оправдано. Часто достаточно ограничиться приближенными решениями, если возможна оценка порядка погрешностей, вводимых этими решениями. Поэтому в книге уделено большое внимание практическим методам расчета, часто приближенным, но достаточно отвечающим действительности. Для облегчения расчетов приведен ряд вспомогательных таблиц и значительно увеличено число примеров. Кроме того, в ряде выводов введены отдельные упрощения, значительно облегчающие изучение предмета и не влияющие на точность окончательных результатов.

В настоящем издании добавлены новые главы: об условиях прочности грунтов, о расчете осадок фундаментов (с учетом слоистости напластований грунтов), об условиях устойчивости массивов грунта и о давлении грунтов на подпорные стенки (с учетом трения и сцепления грунтов).

Н. Цытович.

ОГЛАВЛЕНИЕ.

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ	9
<i>Глава первая. ФИЗИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ И ХАРАКТЕРИ- ЗУЮЩИЕ ЕГО КОЭФИЦИЕНТЫ</i>	11
1. Основные понятия	11
Виды естественных оснований (11). Напластования грунтов (12). Структура грунтов (14).	
2. Составные элементы грунтов и их классификация	15
Твердые частицы (15). Грунтовая вода (20). Грунтовый воздух (24).	
3. Основные характеристики естественного состояния грунтов	25
Некоторые общие определения (26). Пористость (27). Влаж- ность (28). Системы давлений (31). Относительная плотность (коэф- фициент плотности) сыпучих грунтов (36). Консистенция связных грунтов (38).	
4. Особенности лёссовидных грунтов	40
Происхождение лёссовидных грунтов (41). Строительные свойства лёссовидных грунтов (43). О прогнозе просадочности лёссовидных грунтов (45).	
5. Качественная оценка грунтов на основе изучения их физического состояния	46
Гранулометрический состав (47). Пористость (48). Относительная плотность и коэффициент текучести (49).	
<i>Глава вторая. СВЯЗЬ МЕЖДУ ВНЕШНИМИ СИЛАМИ И СОСТОЯ- НИЕМ ГРУНТА</i>	53
1. Общие замечания	53
2. Зависимость между давлением и коэффициентом пористости.	55
Экспериментальные данные (57). Закон Терцаги (59).	
3. Определение параметров компрессионной кривой	61
4. Общий случай компрессионной зависимости и определение капил- лярного давления	66
Принцип гидроемкости (66). Определение капиллярного давле- ния (67). Коэффициент бокового давления (70).	
5. Влияние водопроницаемости на скорость сжатия	73
Модель сжатия грунтовой массы (73). Закон Дарси (74). Кривая водопроницаемости (76). Время сжатия однородных слоев грунта разной толщины (77).	
6. Сопротивление грунтов сдвигу.	80
Основные понятия (80). Экспериментальные данные (81). Закон Кулона (83). Коэффициенты внутреннего трения и сцепления (84).	
<i>Глава третья. ТЕОРИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУН- ТАХ</i>	88
1. Основные положения	88
2. Распределение напряжений в случае пространственной задачи	90

Действие сосредоточенной силы — задача Буссиеска (90). Действие равномерно распределенной нагрузки. Способы приближенного определения σ_z (99). Точные решения (105). Определение сжимающих напряжений с помощью таблиц (107).

3. Распределение напряжений в случае плоской задачи 112
Действие сосредоточенных сил (112). Действие равномерно распределенной нагрузки (113). Действие неравномерной нагрузки, меняющейся по закону треугольника (117). Произвольный вид нагрузки (121).
4. Распределение напряжений под жесткими фундаментами 124
Площадь подошвы круглая (125). Площадь подошвы прямоугольная (128). Распределение напряжений в основании ленточного фундамента (130).
5. Влияние неоднородности грунта на распределение в нем напряжений. 134
Напряжения в слое грунта, опирающемся на жесткое основание (134). Влияние абсолютно гибкого прослойка на распределение напряжений в однородном массиве (137). Распределение давлений в двухслойном основании (138). Распределение напряжений от собственного веса грунта (142).
6. Экспериментальные данные о распределении напряжений в грунтах 143
Приложения оптического метода (143). Результаты непосредственных измерений (146). Распределение давлений по подошве жесткого штампа (151).

Глава четвертая. УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ 155

1. Введение 155
Фазы напряженного состояния грунта (156).
2. Основные зависимости 158
Напряжения в данной точке (158). Эллипс напряжений (160). Угол наибольшего отклонения (161).
3. Критическая нагрузка при пластическом течении 164
Условия пластичности (164). Краевая критическая нагрузка (166). Осевая критическая нагрузка (170). Некоторые выводы (173).
4. О выборе допускаемого давления на грунт. 174
Теоретические решения (175). Результаты пробных нагрузок (175). Нормативные данные (180).

Глава пятая. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ 181

1. Природа деформации грунтов 181
Физические причины деформаций (183). Влияние условий загрузки (184). Влияние размеров загруженной площади (187).
2. Упругие деформации 190
Упругость грунтов (190). Методы определения упругих деформаций (191). Упругие постоянные (197).
3. Деформации уплотнения 204
Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (204). Теория гидродинамических напряжений и затухания осадок во времени (207). Различные случаи уплотняющих давлений (215).
4. Дальнейшее развитие теории гидродинамических напряжений* . . . 220
Деформации грунтов при набухании (221). Уплотнение и набухание грунтов при переменной нагрузке (226). Дифференциальные уравнения плоской задачи (229).
5. Действие динамических нагрузок 231
Мгновенная нагрузка (231). Периодически действующая нагрузка (233).

	Стр.
Глава шестая. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ	237
1. Современное положение вопроса	237
2. Упрощенные методы расчета осадок фундаментов сооружений Непосредственное применение линейной задачи (238). Метод аме- риканских инженеров (239). Метод ВИОС (244).	238
3. Расчет осадок фундаментов по методу эквивалентного слоя грунта. Вывод основной зависимости (246). Затухание осадок во вре- мени (251).	245
4. Расчет осадок фундаментов на слоистых напластованиях грунтов. Теорема о коэффициенте сжимаемости (256). Теорема о коэффи- циенте пористости (257). Теорема о коэффициенте фильтрации (258). Расчетные схемы уплотняющих давлений (260). Пример расчета осадок фундаментов (261).	255
5. Сравнение расчетных осадок с наблюдаемыми в натуре Постановка наблюдений за осадками сооружений (266). Некото- рые примеры из мировой практики (267). Опыты автора (270).	266
Глава седьмая. УСЛОВИЯ УСТОЙЧИВОСТИ МАССИВОВ ГРУНТА	276
1. Общая характеристика условий устойчивости Виды нарушений устойчивости (276). Причины нарушения устой- чивости (278). Очертание поверхностей скольжения (280).	276
2. Устойчивость массивов грунта при учете только трения или только сцепления Грунт обладает только трением (282). Влияние фильтрационных сил (283). Грунт обладает только сцеплением (285).	282
3. Расчет устойчивости откосов и определение оползневой зоны с уче- том трения и сцепления грунта Условия устойчивости (286). Определение центра наиболее опас- ной поверхности скольжения (288). Полуграфический метод Тер- цаги и его интерпретации (290). Вспомогательные таблицы (292).	286
4. Определение крутизны откосов по графикам Метод Феллениуса (295). Дополнения Института ВОДГЕО (297). Новейшие данные (298).	295
5. О мерах борьбы с оползнями	300
Глава восьмая. ТЕОРИЯ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ	302
1. Основные положения Предельное равновесие (302). Дифференциальные уравнения равно- весия (305). Очертание линий скольжения (305).	302
2. Давление сыпучих масс Подпорная стенка вертикальна, поверхность грунта горизон- тальна (308). Учет наклона задней грани стенки (310). Действие сосредоточенных сил и местных нагрузок (312).	308
3. Давление связных грунтов Учет совместного действия трения и сцепления грунта (313). Рас- пределение давлений по задней грани стенки (316).	313
4. Графические методы определения давления грунтов на подпорные стенки Метод Кулона (318). Теорема Рибхана (320). Построение Пон- селе (322). Частные случаи построения Понселе (325). Элюры давлений (326).	318
5. Экспериментальные данные о давлении грунтов на подпорные стены	329

	Стр.
<i>Глава девятая. ЭЛЕМЕНТЫ МЕХАНИКИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ</i>	336
1. Понятие о мерзлых и вечно мерзлых грунтах	336
Вечная мерзлота и ее физические свойства (338). Исследования вечной мерзлоты (340).	
2. Пучение грунтов при замерзании	343
3. Механические свойства мерзлых грунтов.	346
Сопротивление сжатию (346). Упругие и пластические свойства (349). Силы смерзания (351). Сопротивление сдвигу (354).	
4. Изменение свойств мерзлых грунтов при оттаивании	355
Характер протаивания мерзлоты под сооружениями (355). Осадки мерзлых грунтов при оттаивании (358).	
5. Некоторые практические выводы	360
<i>Глава десятая. ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВ</i>	362
1. Общие вопросы исследований грунтов	362
Замечания о программе исследований (362). Указания по взятию образцов грунта для исследований (365).	
2. Полевые исследования грунтов	366
Пробные нагрузки и обработка результатов испытаний (366). Определение констант грунтов по результатам пробных нагрузок (368). Основные физические свойства грунтов (371).	
3. Лабораторные исследования грунтов	374
Определение коэффициентов, характеризующих физическое состояние грунтов (374). Определение удельного и объемного веса (374). Исследование сжимаемости, фильтрации и внутреннего трения грунтов (380).	

ВВЕДЕНИЕ.

Причиной деформаций сооружений в подавляющем большинстве случаев являются осадки и нарушения прочности и устойчивости грунтов основания. Особенно вредно сказывается неравномерная осадка отдельных частей сооружения, вызывающая дополнительные усилия в элементах сооружения, которые иногда могут в несколько раз превосходить усилия от действия внешних сил (нагрузок, веса и пр.).

До последнего времени во многих случаях при расчетах влияния грунтов основания на прочность сооружений пользуются теорией идеально сыпучего тела, или идеально упругого основания и т. д., причем часто применяют одну какую-либо математическую зависимость. Например, применяют теорию упругости или теорию сыпучих тел ко всем без различия грунтам. При этом часто бывает, что наблюдаемые в естественных условиях явления не соответствуют расчетным данным. Это побуждает относиться критически к теоретическим методам расчета оснований, а между тем оказывается, что дело не в теории, а в методе применения ее.

Действительно, грунт представляет сложное тело, состоящее в общем случае из твердых, жидких и газообразных составных частей, причем взаимодействие между этими частями может быть весьма разнообразным. Применение к грунтам тех или иных математических зависимостей может дать реальные результаты только в том случае, если свойства данного грунта будут отвечать свойствам тела, принятого в схеме математического расчета. Свойства же одного и того же грунта могут быть весьма различны в зависимости от его состояния. Грунт при определенных условиях может принимать упругое состояние, и тогда к нему может быть применена математическая теория упругости; при других условиях грунт будет сыпучим телом, и для решения вопросов механики грунтов может быть применена теория сыпучих тел; наконец, грунт может принимать пластичное состояние, и тогда окажется действительной математическая теория пластичности.

Выводы и построения механики грунтов и дают критерий для применимости тех или иных теорий при расчетах естественных оснований и фундаментов. Взаимоотношение между механикой грунтов и расчетами фундаментов примерно такое же, как между теорией сопротивления материалов и статикой сооружений. Без знания основ механики грунтов изучение расчетов фундаментов не будет продуктивным.

Механика грунтов ставит перед собой следующие задачи:

1. Исследование физического состояния грунтов и определение коэффициентов, его характеризующих.
2. Изучение напряженного состояния грунтов при действии внешних сил.

3. Определение деформации грунтов при действии внешних сил.

Поставленные задачи могут быть разрешаемы: теоретическим путем — на основе изучения физико-механических процессов в грунтах и лабораторного определения констант грунтов; экспериментальным путем — на основе наблюдений за опытными сооружениями в естественных условиях и теорией моделей. Первые два метода решения задач являются общими методами строительной механики. Что же касается теории моделей, то во многих случаях без знания ее нельзя сделать правильных выводов из результатов произведенных опытов. Для лабораторного изучения ряда вопросов механики грунтов разработана теория моделей,¹ применение которой уже дало ряд ценных решений для практики.

Изучению перечисленных задач механики грунтов и посвящены отдельные разделы курса.

В главах I, II и X кратко изложено исследование физического состояния грунтов и определение коэффициентов, характеризующих их физико-механические свойства.

Второй задаче механики грунтов, определению напряжений и изучению напряженного состояния, посвящены III и IV главы настоящего курса, причем первая из них рассматривает ряд теоретических и экспериментальных данных, относящихся к вопросу определения напряжений в грунтах, а вторая — условия прочности грунтов.

Изучению третьей задачи механики грунтов, задачи определения деформаций, посвящены V, VI и VII главы курса, причем в VI главе впервые рассмотрен вопрос о расчете осадок фундаментов на слоистых напластованиях грунтов, а в VII главе изложены условия устойчивости массивов грунта, что особенно важно для районов, подверженных оползневым деформациям. Внимание, уделяемое этому вопросу, объясняется тем, что он является основным, интересующим практику строительства, так как без учета деформаций грунтов не могут быть правильно сконструированы фундаменты сооружений и сами сооружения.

Вопросам давления грунтов на подпорные стенки посвящена VIII глава, где рассмотрены основные решения, относящиеся к сыпучим и связным грунтам и разработан способ построения эпюр давлений при учете одновременного действия трения и сцепления грунта.

В IX главе кратко изложены основы механики мерзлых грунтов, имеющих существенное значение для строительства в районах вечной мерзлоты, занимающих около 45% территории СССР.

Глава X посвящена вопросам полевых и лабораторных исследований грунтов.

¹ Н. Н. Давиденков, Новый метод применения моделей к изучению равновесия в грунтах, Журнал технической физики, т. III, вып. 1, 1933.

Г. И. Покровский, Журнал технической физики, т. III, вып. 4, 1933, а также монография „Центробежное моделирование“, ОНТИ, 1935.

Г. И. Покровский и И. В. Федоров, Моделирование осадок оснований, Госстройиздат, 1939.

Глава первая.

ФИЗИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ И ХАРАКТЕРИЗУЮЩИЕ ЕГО КОЭФИЦИЕНТЫ.

1. Основные понятия.

Горные породы, образующие верхние слои земли и составляющие „кору выветривания“, называются грунтами. При возведении различного рода сооружений грунты являются естественными основаниями для сооружений.

Виды естественных оснований. Естественные основания в самом общем рассмотрении можно разделить на следующие основные виды: 1) скальные породы, 2) связные грунты, 3) сыпучие грунты и 4) органические массы.

1. Скальные породы (например, граниты, гнейсы, песчаники, известняки и пр.) обладают значительной прочностью и связностью. Отличительным свойством скальных пород является наличие между частицами породы молекулярных сил сцепления, достигающих часто чрезвычайно большой величины и невосстанавливающихся после раскалывания породы ни применением давления, ни путем увлажнения, ни одновременным действием того и другого.

2. Связные грунты характерны наличием сцепления между частицами грунта, изменяющегося в зависимости от влажности грунта и восстанавливающегося, в случае нарушения сплошности массива грунта, частично или полностью при применении соответствующего давления и увлажнения. С уменьшением влажности связных грунтов силы сцепления возрастают. Наличие восстанавливающегося сцепления во влажных связных грунтах обуславливает их пластичность, т. е. способность под действием внешних сил определенной величины изменять форму без изменения объема и нарушения сплошности.

3. Сыпучие грунты в сухом состоянии совершенно не обладают сцеплением, а во влажном состоянии имеют ничтожно малую его величину, практически не учитываемую в инженерных расчетах. Таким образом сыпучие грунты можно рассматривать как массу отдельных ничем не связанных частиц, взаимодействующих друг с другом только трением.

4. Органические массы состоят из остатков растительных и животных тканей, в большей или меньшей степени разложившихся (минерализовавшихся), и обладают переменной величиной сцепления, зависящей от склеивающего действия органических веществ и сопротивления отдельных растительных волокон разрыву. Органические

массы характерны большим содержанием углерода, причем структура их в большинстве случаев обуславливается коллоидальными веществами. К наиболее распространенным видам органических масс относятся илы и торфы с различной степенью разложения.

Из рассмотренных видов естественных оснований — первая группа, скальные породы, является наиболее прочным и устойчивым основанием для сооружений; необходимо лишь принимать меры для защиты основания от выветривания. Скальные породы в дальнейшем не рассматриваются нами подробно, так как в подавляющем большинстве случаев их несущая способность значительно больше, чем необходимо для оснований обычных сооружений, деформации же их при действии нагрузки от фундаментов так незначительны, что ими пренебрегают.

Органические массы, вследствие чрезмерной их сжимаемости и подверженности процессам окисления (гнивания), являются в большинстве случаев совершенно непригодными для возведения капитальных сооружений. Они могут служить, при принятии соответствующих мер, основанием лишь для полотна грунтовых и, в отдельных случаях, железных дорог и легких сооружений.

Сыпучие и связные грунты имеют наибольшее распространение, и их свойства как оснований для сооружений могут быть весьма различны в зависимости от их физического состояния. Поэтому основной задачей механики грунтов является изучение сыпучих и связных грунтов, а также грунтов промежуточных типов; что же касается скальных пород и органических масс, то они в дальнейшем будут рассматриваться лишь с точки зрения их влияния на свойства перечисленных выше основных видов грунтов (сыпучих, связных, промежуточных).

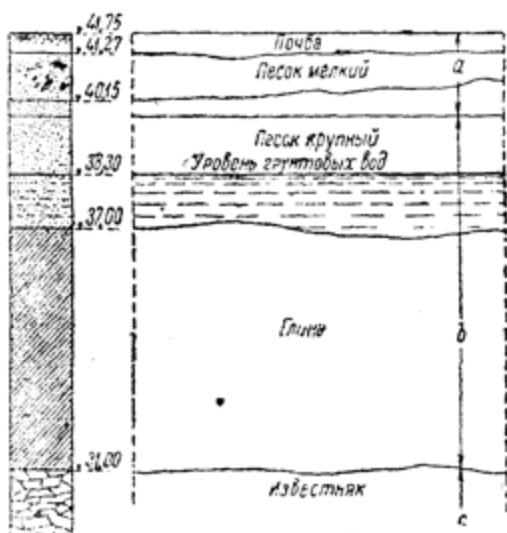
Напластования грунтов. Если произвести вертикальный разрез грунта, то в нем можно обнаружить несколько отдельных слоев. В почвоведении различают *А*-, *В*- и *С*-горизонты: *А*-горизонтом называется верхний слой грунта (почва), сильно выщелоченный дождевыми водами; *В*-горизонтом называется средний почвенный слой с отложениями, вымытыми из *А*-горизонта, и, наконец, *С*-горизонтом называется грунт, из которого произошли *А*- и *В*-горизонты. Такое подразделение почвенных слоев имеет значение только для дорожного строительства и сельскохозяйственных целей, для которых основными материалами являются грунты из *А*- и *В*-горизонтов. Что же касается вопросов гражданского и промышленного строительства, то для них существенное значение имеет *С*-горизонт, могущий служить основанием для сооружений, и подстилающие основные породы.

С инженерно-строительной точки зрения приведенное разделение почвы и грунта на горизонты является недостаточным и в большинстве случаев ненужным. Более существенным и важным для строительства будет изучение напластований грунтов.

Состав и форма залегания напластований грунтов весьма различны. Пластом называется однородный слой грунта, имеющий незначительную толщину по сравнению с площадью своего распространения и ограниченный, примерно, параллельными плоскостями. Условия чередования отдельных пластов грунта и свойства пород, составляющих пласты, имеют весьма существенное значение для оснований сооружений.

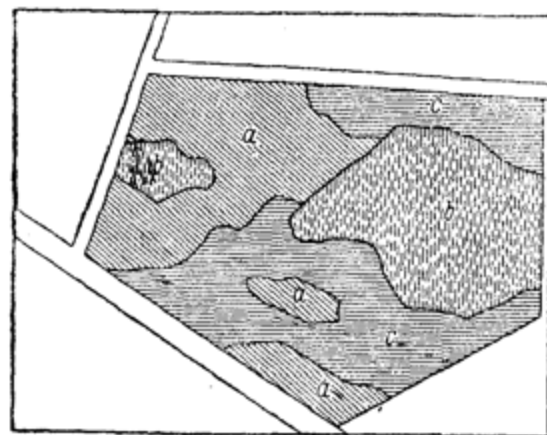
Весьма важной характеристикой свойств напластований являются данные о режиме грунтовых вод и глубине их залегания от поверхности. Различают: почвенные воды, залегающие у самой поверхности; грунтовые воды, т. е. воды, расположенные ниже верхнего почвенного слоя и находящиеся на первом от поверхности водонепроницаемом пласте; межпластовые воды, перекрытые и подстилаемые водонепроницаемыми пластами и, наконец, ювенильные воды, т. е. воды, образовавшиеся из выделяющихся из недр земли водорода и кислорода.

Глубина залегания отдельных пластов грунта, их распространение, а также уровень грунтовых вод определяются бурением или шурфованием. Результаты бурения изображаются в виде геологических разрезов (фиг. 1) и карт залегания грунтов на определенной глубине от поверхности (фиг. 2). При составлении



Фиг. 1. Схема напластований грунтов.

а—деятельный слой; б—основные слои; с—подстилающий слой (коренная скальная порода).

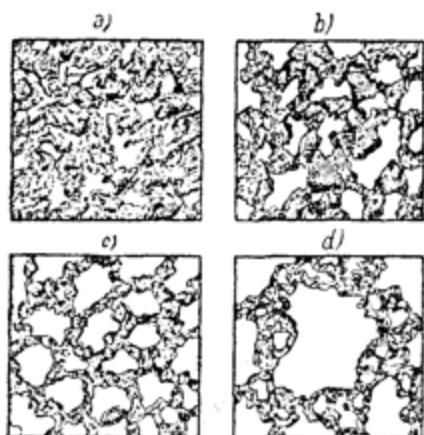


Фиг. 2. Литологическая карта грунтов на уровне 2 м от поверхности.

а—глинистый грунт; б—супесь; с—пылеватый суглинок.

но назвать основным слоем, и третья зона—зона коренных скальных пород, подстилающий слой.

Свойства деятельного слоя весьма существенно влияют на величину усилий в фундаментах и глубину их заложения. Второй слой, основной, в средних широтах имеет температуру выше нуля, а на севере СССР и восточнее реки Енисея и Байкала на полную глубину или частично имеет отрицательную температуру, составляя массивы так называемой вечной мерзлоты. Мощность и свойства основного и деятельного слоя обуславливают выбор типа фундаментов и являются главными факторами, определяющими осадку сооружений.



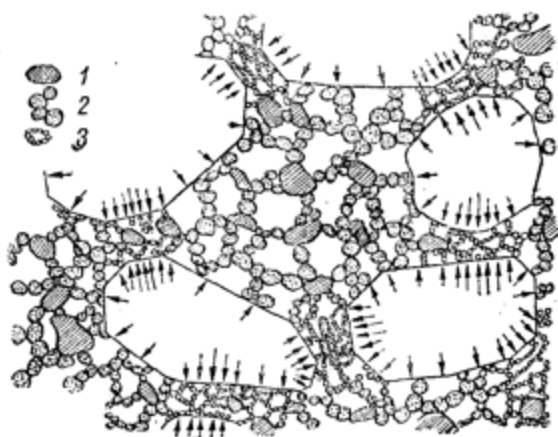
Фиг. 3. Структурные типы грунтов: *a* — плотный зернистый; *b* — рыхлый зернистый; *c* — губчатый; *d* — губчатый второго порядка.

В этом случае начальное трение ничтожно по сравнению с весом частицы, и она оседает на дно соседнего углубления между другими частицами. Если грунт после осадения подвергнуть встряхиванию, то происходит перемещение частиц, образец грунта уплотняется и принимает структуру, изображенную на фигуре 3, *a*.

Если сцепление в месте соприкосновения падающей частицы с ранее осевшими значительно и превосходит вес частицы (что имеет место при очень малых частицах), то частицы остаются там, где они вначале коснулись осадка, и структура становится губчатой (фиг. 3, *c*). Если частицы имеют размеры менее микрона (0,001 мм), то, как показали исследования проф. Аттерберга, они обладают свойствами

Структура грунтов. Структура грунтов может быть весьма различной в зависимости от процесса образования грунтов и геологической их формации. На фиг. 3 приведены главные структурные типы грунтов по Терцаги.¹

В случае частиц, имеющих размеры песчаного зерна, при свободном осаждении их в воде образуется рыхлая структура (фиг. 3, *b*).



Фиг. 4. Структура глины морских отложений.

1 — частицы глины; 2 — коллоиды слабо уплотненные; 3 — коллоиды сильно уплотненные.

¹ К. Терцаги, Основания механики грунтов, стр. 52, Геолразведиздат, 1932.

коллоидов. Такие частицы, при помещении их в воду, остаются в ней долгое время во взвешенном состоянии. Если в суспензию прибавить несколько капель электролита (CaCl_2 или др.), то последний нейтрализует электрические заряды отдельных частиц, что вызывает при столкновении частиц начальное трение. Частицы слипаются и выпадают хлопьеобразной массой. Подобным путем образуются сложные губчатые структуры с заменой отдельных частиц губчатым скоплением (фиг. 3, d). В этом случае структура грунта может быть названа губчатой структурой второго порядка.

На фиг. 4 приведена структура глины из естественных морских отложений, подробно исследованная проф. Казагранде (A. Casagrande). Между относительно крупными частицами ила (на фиг. 4 все размеры увеличены в 10 000 раз) расположены частицы глины и хлопьеобразные скопления коллоидных частиц, образующих губчатую структуру. В местах сближения частиц ила хлопьеобразные скопления коллоидных частиц значительно уплотнены. Приведенный пример указывает, насколько сложна структура грунтов в их естественном залегании.

2. Составные элементы грунтов и их классификация.

Грунт в условиях естественного залегания представляет сложную систему тел, находящихся в трех состояниях: твердом, жидком и газообразном. В общем случае схему грунта можно представить в следующем виде: твердые минеральные частицы не сплошь занимают объем, а между ними находятся промежутки — поры, частично заполненные водой, частично — воздухом и паром. Таким образом, грунт будет состоять из частиц:

твердых, жидких и газообразных. Свойства этих частиц, их размеры, форма и количественные соотношения в грунте, а также взаимодействия между ними и определяют физическое состояние грунтов.

Твердые частицы.

Твердые частицы представляют собой собрание минеральных зерен величиной от нескольких сантиметров до мельчайших частиц, измеряемых сотыми и тысячными долями миллиметра. Свойства

твердых частиц зависят от их крупности и формы, а также от свойств составляющих их минералов. Для отдельных грунтов, в зависимости от характера и крупности частиц, можно принять классификацию, приведенную в таблице 1.

ТАБЛИЦА 1.

Классификация минеральных частиц грунтов.

Наименование частиц (групп)	Размер частиц
Галька (камни)	более 20 мм
Гравелистые частицы (гравий — при округлой форме частиц и хрящ — при угловатой) . .	20—2 мм
Песчаные частицы:	
а) крупные	2—1 мм
б) средние	1—0,25 мм
с) мелкие	0,25—0,05 мм
Пылевато-илистые частицы:	
а) пыль	0,05—0,01 мм
б) ил	0,01—0,005 мм
Глинистые частицы (физическая глина)	менее 0,005 мм

Каждая из перечисленных групп частиц обладает определенными свойствами. Если в данном грунте преобладает одна какая-либо группа частиц, то и грунт будет обладать свойствами этой группы. Изучение свойств отдельных фракций грунтов дает возможность произвести качественную оценку свойств однородных грунтов.

Рассмотрим характерные особенности отдельных фракций грунтов. Однородная галька является, при мощном ее залегании, хорошим основанием для сооружений. Галька является сильно водопроницаемым грунтом: скорость течения грунтовых вод может достигать до 1 м/час. В чистом виде галька обычно находится в речных пойменных отложениях. Гравелистые частицы (от 20 до 2 мм) не имеют связности; высота капиллярного поднятия воды не превышает одного диаметра зерна. Так же как и галечные отложения, гравелистые грунты являются сильно дренирующим материалом. Песчаные частицы в чистом виде не имеют связности, они непластичны и жестки; песчаные грунты водопроницаемы и имеют незначительную высоту капиллярного поднятия воды, увеличивающуюся с уменьшением диаметра зерен. Форма зерен может быть округлая (морской, речной песок) и угловатая (горный песок); частицы могут быть гладкими и шероховатыми. В большинстве случаев песчаные частицы состоят из обломков кварца, но в песке могут находиться также частицы слюды, полевого шпата и других минералов. Цвет песчаных частиц — от белого до темножелтого, а иногда, при наличии примесей, красноватый и бурый до черного. В строительном отношении важной примесью песков являются частицы слюды, которые, как установлено опытами, придают песчаным грунтам значительную сжимаемость. Содержание в кварцевом песке 10% слюды обуславливает сжимаемость песка, аналогичную сжимаемости ледниковой глины. С увеличением содержания слюды, сжимаемость песка увеличивается, а водопроницаемость уменьшается.

Пылевато-илистые частицы (от 0,05 до 0,005 мм) состоят из очень мелких обломков отдельных минералов, в большинстве случаев из сильно измельченного кварца и аморфной кремневой кислоты. Форма этих частиц мало отступает от сферической. Пылевато-илистые частицы разделяются на две группы: пыль и неорганический ил (от 0,01 до 0,005 мм). Пылеватые грунты непластичны и обладают незначительным внутренним трением, вследствие чего удобоподвижны. Пыль при увлажнении приобретает некоторую связность. Илистые частицы, вследствие малой их величины, легко вымываются и переносятся водой. Преобладание в грунте пылеватых и илистых частиц делает грунт удобоподвижным; такой грунт, будучи насыщен водой, при нарушении гидростатического равновесия воды легко принимает плавунное состояние, часто с ничтожно малой несущей способностью. Наличие в грунте более 50% пылевато-илистых частиц значительно ухудшает строительные свойства грунта и при насыщении грунта водой делает его одним из худших видов слабых естественных оснований.

К глинистым частицам в настоящее время относят все частицы, гидравлический диаметр которых менее 0,005 мм. Под гидравлическим диаметром понимают диаметр воображаемого шарового зерна, падающего в воде с той же скоростью, что и данная частица; величина столь мелких частиц, какими являются глинистые, может быть определена

лишь отмучиванием. Как показывают новейшие исследования, совокупность частиц с диаметром менее 0,005 мм будет обладать свойствами глины. Глинистые частицы характеризуются сложностью своего минералогического состава, так как в них входит большинство продуктов выветривания горных пород.

Глинистые частицы, как установлено рядом исследователей (Аттерберг, Терцаги и др.), часто имеют пластинчатую, чешуеобразную форму. Количество чешуйчатых частиц в глине зависит от ее минералогического состава, от содержания таких минералов, как слюда (мусковит, биотит), хлорит и пр.¹ Толщина глинистых чешуек в 10—20 раз меньше их диаметра. Сильно выраженная пластинчатая форма большого числа глинистых частиц, их упругость, незначительный абсолютный размер и обуславливают физические свойства чистых глин, главнейшими из которых являются: большая пористость, уменьшение объема при высыхании и увеличение при увлажнении, связность, пластичность, сжимаемость и ничтожная водопроницаемость.

ТАБЛИЦА 2.

Гранулометрическая классификация грунтов.²

Наименование грунта	Содержание частиц по весу		
	глинистых меньше 0,005 мм в %	пылевато-илистых 0,005—0,05 мм в %	песчаных 0,05—2 мм в %
Глина тяжелая	60	—	< 3
Глинистый грунт	60—30	—	—
Суглинок	30—10	—	Песчаных частиц больше, чем пылевато-илистых
Супесь	10—3	—	> 50
Песок	< 3	< 20	—
Пылевато-илистая глина	> 30	Пылевато-илистых частиц больше, чем ка. дой из двух остальных фракций в отдельности	—
Пылевато-илистый суглинок . . .	30—10	Пылевато-илистых частиц больше, чем песчаных	—
Пылевато-илистый супесок . . .	10—3		—
Пылевато-илистый песок	< 3		—
Пылевато-илистый грунт	< 3		—

¹ Более подробные данные о минералогическом и химическом составе глин см. П. А. Земайтченский, Глины СССР, изд. Академии наук, 1935.

² Размеры частиц соответствуют гидравлической шкале падения частиц проф. Сабанина.

Перечисленные выше физические свойства отдельных групп частиц (фракций) не могут быть применены для оценки естественных грунтов смешанного состава. В естественном грунте почти всегда имеются различные частицы и в различном количественном соотношении.

Как показали многочисленные исследования грунтоведов, основной фракцией, определяющей физические свойства неоднородных грунтов, является глинистая фракция и процентное содержание глинистых частиц в грунте. Весьма важной характеристикой грунта является также содержание пылевато-илистой фракции.

В настоящее время в строительной практике пользуются следующей гранулометрической классификацией (см. табл. 2), в основу которой положено разделение грунтов на группы по содержанию трех фракций: глинистой, пылевато-илистой и песчаной, причем за основную фракцию принимается глинистая. Гранулометрическая классификация сложных по составу грунтов дает возможность принять ту или иную номенклатуру грунта и несколько предусмотреть его строительные свойства. Однако значение приведенной классификации и ей подобных ограничено, так как знание процентного содержания в грунте зерен того или иного размера еще не определяет его строительных свойств. Гранулометрические классификации, например, совершенно не учитывают физического состояния грунтов и их структуры, которые обуславливают весьма существенные особенности того или иного грунта.

При характеристике грунтов как оснований для сооружений часто нет необходимости столь подробно, как это указано в таблице 2, классифицировать грунты по их гранулометрическому составу и во многих случаях бывает достаточным ограничиться разделением грунтов лишь на основные классы, согласно таблице 3.

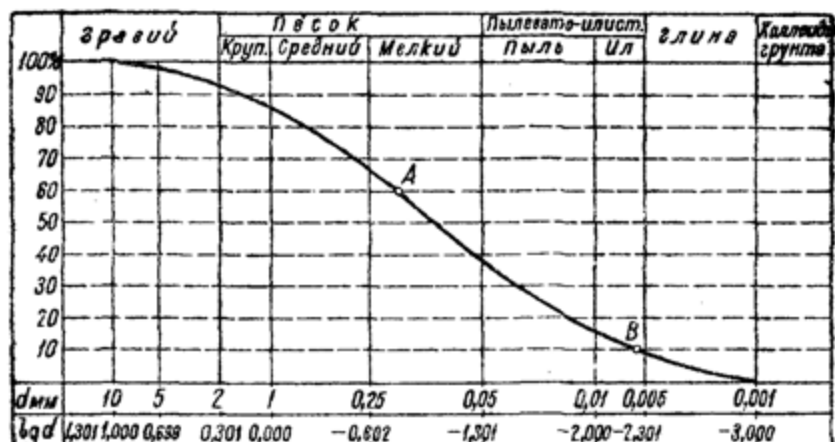
ТАБЛИЦА 3.
Упрощенная гранулометрическая классификация грунтов.

Наименование грунта	Содержание глинистых частиц диаметром меньше 0,005 мм в процентах по весу
Глинистый грунт	больше 30
Суглинок	30—10
Супесок	10—3
Песок	меньше 3

В настоящее время при описании того или иного грунта не ограничиваются его наименованием, но также приводят и его гранулометрический состав в виде таблицы или графика. Гранулометрический состав данного грунта наиболее удобно изображать посредством так называемой кривой однородности, или интегральной кривой гранулометрического состава.

Кривая однородности (фиг. 5) строится следующим образом: по горизонтальной оси откладываются логарифмы диаметров частиц,

а по вертикальной — суммарное содержание фракций, имеющих частицы меньше данного диаметра. Такое построение вызвано преимуществом логарифмического масштаба, так как в этом масштабе содержание более мелких фракций, имеющих наибольшее значение для физических свойств грунта, становится более наглядным. Кроме того, кривые однородности для грунтов одинаковой степени однородности будут подобны друг другу независимо от крупности частиц. Кривая однородности дает возможность охарактеризовать степень однородности данного грунта: чем круче уклон кривой, тем грунт однороднее. Если на кривой фиг. 5 провести горизонтальные линии, имеющие ординаты 60% и 10%, то получим характерные для данного грунта точки А и В.



Фиг. 5. Кривая однородности.

Отношение диаметров частиц, соответствующих точкам А и В, называется коэффициентом неоднородности грунта. Коэффициент неоднородности равен:

$$j = \frac{d_{60}}{d_{10}},$$

где d_{60} — диаметр частиц, меньше которого содержится в грунте 60% частиц по весу; он соответствует точке А,

d_{10} — так называемый „действующий“ диаметр частиц (Хазен), соответствующий содержанию 10% частиц по весу, т. е. точке В.

Если коэффициент неоднородности грунта меньше 5, то по Хазену водопроницаемость грунта может быть принята равной водопроницаемости однородного грунта с частицами, равными „действующему“ диаметру. Кривые однородности, помимо наглядного изображения гранулометрического состава и характеристики однородности грунта, позволяют определить процентное содержание любых фракций и диаметр частиц, соответствующих определенному процентному содержанию.

В 1938 г. на Свирьстрое был предложен несколько иной способ построения кривой однородности грунтов, заключающийся в том, что по вертикальной оси откладывается не суммарное содержание фракций с частицами меньше данного диаметра, а весовое количество (в процентах) данной фракции, по горизонтальной же оси, как обычно, откладываются логарифмы диаметра частиц. Такое построение часто дает более наглядный график, чем обычная кривая однородности.

Грунтовая вода. В зависимости от количества содержащейся в грунте воды и степени заполнения ею пор грунта можно различать следующие главные виды воды в грунте: 1) водяной пар, 2) гигроскопическая вода, 3) пленочная вода, 4) капиллярная вода, 5) гравитационная вода, 6) лед.

1) Водяной пар заполняет все свободные пустоты грунта и передвигается в грунте из областей с повышенным давлением в области с более низким давлением. Одной из причин образования грунтовых вод, особенно в глубоких горизонтах, проф. Лебедев считает конденсацию перемещающихся в грунте паров воды.¹

2) Гигроскопическая вода—это вода, конденсирующая на поверхности грунтовых частиц. Если сухой грунт поместить во влажный воздух, то вес его будет увеличиваться, пока не достигнет некоторой постоянной величины, соответствующей максимальной гигроскопичности. Максимальная гигроскопичность для различных грунтов будет иметь следующие значения: для песков—1%, для пыли—7%, для глины—до 17% от веса сухого вещества грунта.

3) Пленочная вода—это вода, удерживаемая в грунте молекулярным притяжением. Пленочная вода обволакивает частицы грунта в виде пленки и не может быть от них отделена ни давлением (по ядрам десятков килограммов на квадратный сантиметр, ни центрифугированием, развивающим силу, в несколько тысяч раз превосходящую силу тяжести. Одной из основных причин перемещения воды в грунтах при неполном их насыщении следует считать молекулярную силу водных оболочек (пленок) грунтовых частиц; при этом процесс перемещения воды происходит путем выравнивания толщины пленок. Пленочная влажность соответствует тому количеству воды, которое не может быть удалено из грунта никаким дренажем. Пленочная вода удаляется лишь путем испарения при высушивании грунта.

4) Капиллярная вода—это вода, заполняющая поры грунта, связанная с грунтовой (гравитационной) водой и имеющая поверхность, ограниченную водными менисками. Уровень капиллярной воды в мелкодисперсных грунтах значительно выше уровня текучих грунтовых вод. На уровне, где начинаются в порах грунта сплошные воздушные ходы, находится зеркало капиллярной воды. Раньше предполагалось, что высота капиллярного поднятия воды обуславливается подъемной силой менисков воды. Как показали новейшие исследования,² поднятие капиллярной воды происходит благодаря энергии гидра-

¹ А. Ф. Лебедев, Почвенные и грунтовые воды, Сельхозгиз, 1930.

² Более подробно о процессе перемещения воды в грунтах см. Б. А. Киян, Физические свойства почвы, ОНТИ, 1933 и П. Фагелер, Режим катионов и воды в минеральных почвах, Сельхозгиз, 1938.

гации ионов и молекул на пограничной поверхности твердой и жидкой фаз, при этом — образование поверхностных менисков воды представляет собой вторичное явление. Не вдаваясь в рассмотрение электрохимической природы процесса насыщения грунта водой, отметим лишь, что результирующее действие электрохимических сил можно рассматривать как силы поверхностного натяжения менисков воды, удерживающие поднятый столб воды. При неполном насыщении грунта водой мениски воды образуются внутри грунта, при полном же насыщении — на поверхности уровня капиллярной воды.

Силы поверхностного натяжения воды, или так называемые капиллярные силы, величина которых зависит от кривизны ограничивающих воду поверхностей, в мелкодисперсных грунтах (глинах, суглинках) могут достигать значительной величины, являясь основным фактором прочности и связности грунтов.

Если в широкий сосуд, наполненный водой, опустить тонкую трубку, то, как известно из физики, уровень воды в трубке будет стоять выше, чем в сосуде, вследствие явления волосности или капиллярности. Силы капиллярного натяжения воды могут быть определены по формуле Лапласа:

$$q = \frac{2\alpha}{r}, \quad (1)$$

где α — поверхностное натяжение воды, равное $0,000075 \text{ кг/см}$, и r — радиус капилляра.

Если, например, диаметр капилляра $d = 0,1 \text{ мм} = 0,01 \text{ см}$, а, следовательно, радиус $r = 0,005 \text{ см}$, то сила капиллярного натяжения будет:

$$[q = \frac{2 \cdot 0,000075}{0,005} = 0,03 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. при диаметре капилляра, равном диаметру зерен мелкого песка, сила капиллярного натяжения воды имеет незначительную величину.

Совершенно иную величину силы капиллярного натяжения будут иметь при диаметре, соответствующем размерам глинистой частицы, т. е. при $d = 0,005 \text{ мм} = 0,0005 \text{ см}$ и соответственно $r = 0,00025 \text{ см}$ будем иметь $q = 0,6 \text{ кг/см}^2$. Полученная величина капиллярного натяжения уже является такой, что пренебречь ею по малости не представляется возможным. При меньшем радиусе капиллярной трубки капиллярное натяжение будет больше: если, например, $r = 0,00001 \text{ см}$, то $q = 15 \text{ кг/см}^2$.

Приведенные примеры указывают, что для мелких частиц грунтов, измеряемых микронами, например для глинистых грунтов, капиллярное натяжение может иметь существенное значение. В естественном грунте никаких капиллярных трубок нет, поры грунта представляют собой сеть неправильной формы канальцев, расположенных во всевозможных направлениях, и величина капиллярного натяжения между отдельными частицами грунта будет иметь значительно более сложную зависимость от свойств воды, частиц грунта и геометрии пор по сравнению с приведенными данными.

При неполном насыщении грунта водой границы раздела воздух — вода, обуславливающие возникновение сил поверхностного натяжения

воды, будут находиться как внутри грунта, так и у его свободной поверхности, т. е. будут распределены по всему объему грунта. При переходе грунта из сухого состояния к состоянию полного увлажнения величина поверхностей соприкосновения воздуха с водой будет изменяться, вследствие чего будут изменяться и капиллярные силы. Принимая частицы грунта за геометрически правильные тела и учитывая поверхностное натяжение воды, можно теоретически определить порядок величины капиллярных сил в грунте при различной степени его увлажнения.

По теории проф. Г. И. Покровского¹ вода, содержащаяся в грунте, при наступлении равновесия будет находиться в наиболее узких щелях, что объясняется существованием капиллярного натяжения, стремящегося сократить свободную поверхность воды. Объем воды между контактами отдельных частиц будет ограничен кривыми поверхностями, и в воде будет наблюдаться некоторое отрицательное давление, стремящееся сблизить частицы. Силы сцепления в грунтах можно рассматривать как силы капиллярного натяжения воды, возникающие при контакте твердых частиц с водой. Принимая средний эффективный контакт между частицами песка как контакт конуса с плоскостью, а для глинистых частиц как контакт двух шаров с некоторым количеством воды в месте соприкосновения, Покровский дает следующие формулы для оценки порядка величины сил сцепления в грунтах:

для песка

$$c_{\max} = \frac{\pi \cdot \sigma}{4R} \left(\frac{1}{w_1} - 1 \right)$$

при

$$w_1 \approx 0,5 \beta;$$

для глин в сухом состоянии

$$c_{\max} = \frac{\pi \cdot \sigma}{2R}.$$

В приведенных формулах приняты следующие обозначения: c — сила сцепления; R — средний радиус грунтовых частиц; w_1 — весовая влажность грунта, выраженная в долях единицы и соответствующая максимальному сцеплению; β — угол, характеризующий контакт между частицами (для случая касания конуса с плоскостью).

В таблице 4 приведены максимальные значения сил сцепления для мелкозернистого песка (которые обычно наблюдаются при $w_1 = 20\% = 0,2$) и для сухой глины в зависимости от радиуса частиц, вычисленные по приведенным теоретическим формулам.

Так как для песков средний диаметр частиц обычно значительно более 0,05 мм, а для глин менее 0,005 мм, то приведенные данные характеризуют незначительную величину сил сцепления в песках, не имеющую практического значения, и значительную величину сцепления глин, могущую при сухом состоянии достигать десятков килограммов на квадратный сантиметр.

¹ Г. И. Покровский, Капиллярные силы в грунтах, изд. Гидротехгеоинститута, вып. 15, Москва, 1933.

ТАБЛИЦА 4.

Максимальные значения сил сцепления для мелкозернистого песка и сухой глины.

Максимальные силы сцепления по Покровскому	Средний диаметр частиц в миллиметрах ($d = 2R$)					
	1	0,25	0,05	0,005	0,001	0,0001
Для песка (при $w_s = 0,2$) .	0,0047	0,0188	0,0942	—	—	—
Для сухой глины	—	—	—	0,471	2,355	23,55

Приведенные теоретические подсчеты, являясь иллюстрацией сил сцепления в грунтах, показывают, что силы сцепления могут быть объяснены натяжением капиллярной воды при неполном насыщении грунта водой. В естественных условиях зависимость сил сцепления от влажности и от размера и формы частиц грунта, конечно, значительно сложнее. Силы сцепления при изменении влажности изменяются, причем для супесчаных грунтов имеется некоторая оптимальная влажность, при которой будет иметь место максимальные силы сцепления.

Если все поры грунта будут заполнены водой, то граница раздела воздух—вода будет находиться у свободной поверхности грунта, где капиллярные силы могут возникать вследствие наличия менисков воды.

По вопросу учета капиллярных сил в грунтах при решении задач механики грунтов существует несколько теорий, главнейшими из которых являются: теория Терцаги, развитая Герсевановым, и теория Покровского.

Терцаги и Герсеванов рассматривают грунт, состоящий только из твердых частиц и воды, заполняющей все пустоты грунта, поэтому граница раздела воздух—вода будет находиться у свободной поверхности грунта. По гипотезе Терцаги капиллярные силы и вызываемые ими давления приложены к грунту с поверхности, а следовательно входят в расчетные формулы в роли внешних сил. При этом величина капиллярных сил, по Терцаги—Герсеванову, обуславливается наличием поверхностных менисков воды. Давление, вызываемое в грунте капиллярными силами, называется капиллярным давлением. Теорию внешнего капиллярного давления Терцаги—Герсеванова следует рассматривать как гипотезу, удобную в формальном отношении, но требующую экспериментальной проверки.

Покровский рассматривает грунт, состоящий из твердых частиц, воды и воздуха (соединяющегося с атмосферой и замкнутого в порах грунта), поэтому по теории Покровского капиллярные силы распределены по всему объему грунта. Силы, возникающие в грунте при наличии в нем воды и воздуха, стремящиеся сблизить отдельные частицы грунта, и являются, по Покровскому, силами капиллярного сцепления. Теория капиллярного сцепления Покровского применима лишь к грунту, в порах которого, кроме воды, находится и воздух.

Применение теории внешнего капиллярного давления Терцаги—Герсеванова или теории капиллярного сцепления Покровского приводит лишь к формальному различию в трактовке вопросов механики грунтов,

но не отражается на практических выводах. Так как природа капиллярного сцепления и внешнего капиллярного давления одна и та же, то при изучении напряжений в грунте, содержащем воздух, можно исходить из теории капиллярного сцепления Покровского, а при изучении грунта, все поры которого заполнены водой, — из теории Терцаги — Герсеванова. Отметим, что последняя теория наиболее разработана и дает более простые решения. Этой теории мы главным образом и будем придерживаться в дальнейшем изложении.

5) Гравитационная вода образуется, если влажность грунта больше пленочной влажности. Гравитационная вода передвигается вниз под действием силы тяжести и образует сплошной горизонт грунтовых вод.

6) Вода в форме льда наблюдается в грунте в зимний период или присутствует в нем постоянно при соответствующих климатических условиях. Так, в районах вечной мерзлоты часто наблюдаются ледяные прослойки, иногда значительной, достигающей до нескольких метров, толщины.

Наличие в грунте в том или ином количестве воды, свойства этой воды теснейшим образом связаны со строительными качествами грунтов. Влажность грунтов, особенно при мелкозернистом составе (глины, суглинки, ил), является основным фактором, определяющим строительные свойства грунта.

Если все поры грунта заполнены водой, то можно рассматривать грунт как систему, состоящую из твердых частиц и воды. Такое состояние грунта, по Герсеванову, называется грунтовой массой. Грунтовая масса имеет широкое распространение на практике, так как все грунты, находящиеся ниже уровня грунтовых вод, могут рассматриваться как грунтовая масса. В случае же переменного уровня грунтовых вод, а также для крупнозернистых грунтов, расположенных выше уровня последних, нельзя при инженерных расчетах исходить из условия сплошного заполнения пустот грунта водой. В этом случае в грунте содержатся пузырьки замкнутого („защемленного“) воздуха, которые могут оказывать существенное влияние как на сопротивление сжатию и упругие свойства, так и на водопроницаемость грунта.

Грунтовой воздух. Следует рассматривать два вида воздуха в грунте: а) воздух, сообщающийся с атмосферой, и б) воздух, не сообщающийся с атмосферой, так называемый замкнутый или защемленный.

Воздух, сообщающийся с атмосферой, принимает температуру и давление ближайших к данной точке частей атмосферы. При повышении температуры или при понижении давления атмосферы, а также при действии нагрузки в известной части, воздух легко удаляется из грунта. Этот вид грунтового воздуха встречается в большинстве случаев в песчаных грунтах и особого значения в механике грунтов не имеет.

Второй вид воздуха в грунте, замкнутый, образуется в мелкоземистых грунтах, главным образом в глинах. Происхождение замкнутого, или защемленного, воздуха в глинах можно себе представить следующим образом. Чешуйки глины отделены одна от другой узкими щелевыми порами. При наполнении щелей водой под действием ка-

пиллярных сил или движущейся под напором, находящийся в порах воздух будет выходить, соединяясь с атмосферой, и пузырьки воздуха в узких горловинах или замкнутых порах могут остаться в грунте, тем более, что поры в глинах неодинаковы. В более крупных порах воздух будет быстрее проталкиваться водой, имеющей большую скорость, чем в более узких.

Наличие в мелкозернистых грунтах, особенно в глинах, замкнутых пузырьков воздуха имеет существенное значение для механики грунтов. Основное значение находящегося в грунте воздуха заключается в том, что его присутствие обуславливает существование свободных поверхностей между частицами грунта и воды, вследствие чего появляются силы поверхностного натяжения, или капиллярные силы, которые в глинах и глинистых грунтах могут достигать значительной величины, являясь одним из факторов, определяющих прочность и связность грунтов. По Покровскому наличие в грунте пузырьков воздуха уменьшает водопроницаемость грунта. Кроме того, замкнутый воздух увеличивает упругость грунта, так как при повышении давления (атмосферного, гидростатического или при увеличении нагрузки) он претерпевает чисто упругие деформации.

3. Основные характеристики естественного состояния грунтов.

Рассмотренные выше составные элементы грунтов при их взаимодействии создают, в условиях естественного залегания, весьма сложную природу грунтов, что вызывает необходимость изучить свойства грунтов или в полевых условиях, или с помощью образцов ненарушенной (естественной) структуры, так как в лаборатории не удастся создать структуру грунта идентичную естественной.

В последние десятилетия различными авторами был предложен ряд методов исследования физических свойств грунтов и рекомендовано определение ряда коэффициентов, характеризующих грунт как основание для сооружений. Число предложенных коэффициентов значительно. Так, Терцаги в „Инженерной геологии“ говорит о 24 свойствах грунтов, выражаемых теми или иными числовыми показателями. Такое значительное число отдельных испытаний часто вносит неясность в вопрос о необходимых исследованиях грунта как основания для сооружений.

Самой собой разумеется, что при исследовании грунтов для строительных целей не представляется возможным определять большое число характеристик грунта, приходится ограничиться небольшим числом отдельных испытаний. Поэтому очень существенно выяснить практическую ценность отдельных испытаний и наметить основные выводы, которые можно сделать при изучении физического состояния грунтов.

Так как в условиях естественного залегания свойства отдельных пластов грунта могут быть весьма разнообразными, то для того чтобы охарактеризовать грунты, необходимо подвергнуть исследованию возможно большее число проб, что вызывает необходимость ограниченного числа простых испытаний.

При изучении физических свойств грунтов следует различать два

рода коэффициентов: одни, дающие возможность определить физическое состояние грунта, и другие, дающие оценку поведения грунта под действием внешних сил. К первым относятся: коэффициент пористости, коэффициент насыщенности водой, относительная плотность и пределы консистенции; ко вторым: коэффициент сжимаемости, коэффициент водопроницаемости, коэффициент внутреннего трения и упругие постоянные.

ТАБЛИЦА 5.
Основные свойства грунтов.

Основные физические свойства грунтов	Характеристики
Пористость	1. Объем пор 2. Объем скелета 3. Коэффициент пористости
Влажность	1. Объемная влажность 2. Полная влагоемкость 3. Коэффициент насыщенности

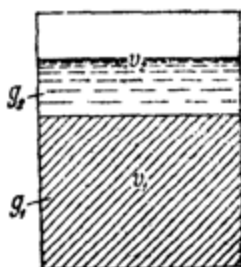
Некоторые общие определения. Основными свойствами, характеризующими физическое состояние грунтов, являются их пористость и влажность, причем существенное значение имеют также характеристики, вытекающие из изучения этих свойств и приведенные в таблице 5.

Основные характеристики физического состояния грунтов должны быть определены для грунта естественной ненарушенной структуры. Эти характеристики могут быть вычислены элементарным путем, если известны следующие данные: γ — объемный вес грунта естественной влажности, естественной структуры, w — весовая влажность грунта и Δ — удельный вес частиц грунта.

Для определения объемного веса γ грунта естественной структуры берутся пробы при помощи приборов для взятия образцов грунта ненарушенной структуры. Влажность грунта определяется путем взвешивания образца грунта естественной влажности и высушенного до постоянного веса при 105° . Что же касается удельного веса частиц грунта, то он определяется при помощи пикнометра¹ и для наиболее распространенных грунтов колеблется в незначительных пределах (от 2,5 до 2,8 — в среднем $\Delta = 2,65$).

Итак, для данного грунта необходимо знать объемный вес его при ненарушенной структуре и естественной влажности, его влажность и удельный вес его частиц.

Для более ясного представления о применяемых в дальнейшем терминах представим некоторый объем грунта v , равный сумме $v_1 + v_2$, где v_1 — объем твердых частиц грунта и v_2 — объем пор (фиг. 6). Пусть вес твердых частиц в объеме v будет равен g_1 и вес воды, частично или сплошь заполняющей поры грунта, g_2 . Условимся называть:



Фиг. 6. Распределение фаз в единице объема грунта.

v_1 — объем твердых частиц; v_2 — объем пор (вода + воздух).

¹ См. последнюю главу курса.

1) удельным весом грунта — отношение веса твердых частиц грунта к их объему, т. е.

$$\Delta = \frac{g_1}{v_1},$$

2) объемным весом скелета грунта — отношение веса твердых частиц ко всему объему грунта, т. е.

$$\delta = \frac{g_1}{v_1 + v_2},$$

3) объемным весом грунта — отношение веса всего грунта к его объему, т. е.

$$\gamma = \frac{g_1 + g_2}{v_1 + v_2}.$$

Введем обозначения:

m — объем скелета грунта (твердых частиц), отнесенный к единице объема грунта;

δ — объемный вес скелета грунта, численно равный весу твердых частиц в единице объема грунта;

n — пористость или объем пор, отнесенный к единице объема грунта;

ϵ — коэффициент пористости, т. е. отношение объема пор к объему скелета грунта;

w_0 — объемная влажность грунта;

w_n — полная влагоемкость грунта, т. е. весовая влажность грунта, теоретически соответствующая для данного состояния грунта полному заполнению его пустот водой;

G — коэффициент насыщенности грунта водой, отнесенный к его естественному состоянию.

Весовую влажность грунта, т. е. отношение веса воды, содержащейся в грунте, к весу сухого грунта выразим через объемный вес грунта естественной влажности и объемный вес его скелета, приняв объем исследуемого грунта за единицу.

Имеем:

$$w = \frac{\gamma - \delta}{\delta},$$

откуда объемный вес скелета грунта равен:

$$\delta = \frac{\gamma}{1 + w}, \quad (2)$$

т. е. объемный вес скелета грунта ненарушенной структуры определяется формулой (2) через известные γ и w .

Пористость. Зная объемный вес скелета грунта δ , можно определить пористость грунта и коэффициент пористости для ненарушенного состояния.

Действительно:

$$n + m = 1, \quad (3)$$

а так как объем твердых частиц (скелета грунта) равен весу твердых частиц в единице объема грунта, деленному на их удельный вес, т. е.

$$m = \frac{\delta}{\Delta},$$

то

$$n = 1 - \frac{\delta}{\Delta}. \quad (4)$$

Формула (4) неудобна для вычисления изменений объема грунта, возникающих при уменьшении или увеличении пористости, так как последняя отнесена ко всему объему грунта, который сам изменяется в зависимости от нагрузки, высыхания и пр.

Значительно более удобной величиной будет относительная пористость или коэффициент пористости, равный отношению объема пор к объему твердых частиц грунта, остающемуся при нагрузке и высыхании постоянным.

Коэффициент пористости равен:

$$e = \frac{n}{1-n}. \quad (5)$$

Или, принимая во внимание выражение (4), получим:

$$e = \frac{\Delta - \delta}{\delta}. \quad (6)$$

Если δ определяется по известным величинам объемного веса γ грунта ненарушенной структуры и естественной влажности w , то коэффициент пористости e , вычисляемый по формуле (6), будет соответствовать ненарушенному состоянию грунта. Коэффициент пористости играет исключительно важную роль в механике грунтов (при расчете осадок и пр.), поэтому его определение должно быть произведено с возможной тщательностью.

Отметим одно весьма важное соотношение, вытекающее из рассмотренных выше зависимостей (3) и (5). Решая систему уравнений (3) и (5) относительно n и m , получим для единицы объема грунта:

объем пор:

$$n = \frac{e}{1+e}, \quad (7)$$

объем твердых частиц (скелета):

$$m = \frac{1}{1+e}. \quad (8)$$

Влажность. В условиях естественного залегания грунты обладают той или иной влажностью, т. е. тем или иным количеством содержания воды. В природных условиях можно встретить как воздушно сухие грунты (пески выше уровня грунтовых вод), так и грунты, все поры которых заполнены водой. Содержание в грунте воды влияет на пористость грунта, а следовательно и на плотность залегания грунтов. Особое значение приобретает содержание воды в глинах. В зависимости от влажности глину можно рассматривать как вязкую жидкость, как пластичное или как твердое тело. Поэтому для решения вопросов механики грунтов к глинам могут быть применяемы уравнения вязкой жидкости, уравнения математической теории пластичности и теории

гидродинамических давлений и, наконец, уравнения теории упругости.

Влажность грунтов обычно определяется в процентах от веса твердого вещества грунта. Различают весовую влажность грунта и объемную, т. е. отношение объема воды, содержащейся в грунте, к объему всего грунта. Объемную влажность грунта w_0 можно определить, зная весовую влажность грунта w и объемный вес скелета грунта δ , по формуле:

$$w_0 = w\delta. \quad (9)$$

Здесь δ — объемный вес скелета грунта, который следует выражать в т/м^3 или г/см^3 .

Весовая и объемная влажности грунта еще не дают понятия о степени насыщения грунта водой. Пусть, например, будет известно, что весовая влажность грунта равна 20%. Если приведенное значение влажности будет относиться к песку, то он может находиться в состоянии полного насыщения водой, если же указанную влажность будет иметь суглинок, то он будет еще далек от полного насыщения. Чтобы охарактеризовать степень насыщения грунта водой, необходимо определить отношение естественной влажности грунта к влажности, соответствующей для данного состояния полному заполнению пустот грунта водой, т. е. определить отношение влажности грунта к его полной влагоемкости. При полной влагоемкости объемная влажность грунта равна его пористости, т. е.:

$$w_0 = n.$$

Обозначив весовую влажность, равную полной влагоемкости, через w_n и подставляя значение w_n из формулы (9) и значение n из формулы (4), получим:

$$w_n \delta = 1 - \frac{\delta}{\Delta},$$

откуда

$$w_n = \frac{1}{\delta} - \frac{1}{\Delta}. \quad (10)$$

Формула (10) дает весьма удобную зависимость для определения полной влагоемкости грунта ненарушенной структуры.

Отношение естественной весовой влажности грунта к его полной влагоемкости характеризует степень насыщения грунта водой и называется коэффициентом насыщенности. Коэффициент насыщенности равен:

$$G = \frac{w}{w_n}. \quad (11)$$

Полученное выражение для коэффициента насыщенности тождественно выражению коэффициента насыщенности, данному Терцаги, а именно: ¹

$$G = \frac{\Delta w (1 - n)}{n}, \quad (11')$$

где w и n выражены в долях единицы.

¹ К. Терцаги, Строительная механика грунтов, Госстройиздат, М., 1933, а также Н. А. Цытович, Об использовании некоторых лабораторных характеристик грунтов для целей практики, Бюллетень ЛИС, № 37, 1932.

Коэффициент насыщенности для грунтов с жестким скелетом (пески, легкие суглинки, пылевато-илистые грунты), имеющих мало изменяющуюся пористость, дает весьма наглядную характеристику степени насыщенности грунта водой. Для глин и глинистых грунтов в большинстве случаев $G = 1$; исключения составляют глины в твердом состоянии, для которых $G < 1$.

Отметим, что когда мы имеем дело с грунтом, все поры которого заполнены водой, то выражение для вычисления коэффициента пористости упрощается. Действительно, в этом случае объемная влажность соответствует полной влагоемкости грунта и равна его пористости, т. е.:

$$w_0 = n = \frac{z}{1+z},$$

а объем скелета по вышенайденному равен:

$$m = \frac{1}{1+z}.$$

Принимая удельный вес воды за единицу и разделив вес воды $\frac{z}{1+z} \cdot 1$ на вес скелета грунта $\frac{\Delta}{1+z}$, получим выражение для влажности грунта:

$$w = \frac{z(1+z)}{(1+z)\Delta} = \frac{z}{\Delta},$$

откуда:

$$z = w\Delta, \quad (12)$$

т. е. коэффициент пористости грунта, все поры которого заполнены водой, равен произведению весовой влажности грунта на удельный вес твердых частиц грунта.

Если $G < 1$, то не все поры грунта заполнены водой, а часть их заполнена воздухом. Объем воздуха, содержащегося в грунте, может быть определен, исходя из следующих соображений.

При полном заполнении пустот грунта водой, объем пор равен объему, занятому водой, т. е.:

$$n_1 = w_n \delta.$$

Объем, занятый водой при частичном заполнении пустот грунта, равен его объемной влажности, т. е.:

$$n_2 = w \delta.$$

Вычитая значение n_2 из выражения для n_1 , получим объем воздуха v_0 , содержащийся в грунте:

$$v_0 = (w_n - w) \delta. \quad (13)$$

Если $w = w_n$, то объем воздуха равен нулю, и грунт будет находиться в состоянии полного насыщения водой. Если $w_n > w$, то в грунте будет находиться воздух, при жестком скелете сообщающийся с атмосферой, при упругом скелете и пластинчатой форме частиц замкнутый.

Обобщая сказанное о характеристиках физического состояния грунтов, будем иметь данные, приведенные в таблице 6.

ТАБЛИЦА 6.
Физические характеристики грунтов.

Величины, определяемые опытом	Величины, вычисляемые для грунта ненарушенной структуры
γ — объемный вес грунта ненарушенной структуры	1. Объемный вес скелета грунта: $\delta = \frac{\gamma}{1+w}$
w — весовая влажность грунта (в долях единицы)	2. Пористость грунта: $n = 1 - \frac{\delta}{\Delta}$
Δ — удельный вес грунта	3. Коэффициент пористости грунта: $e = \frac{n}{1-n} \text{ или } e = \frac{\Delta - \delta}{\delta}$
	4. Объем пор в 1 см ³ грунта: $n = \frac{e}{1+e}$
	5. Объем твердых частиц в 1 см ³ грунта: $m = \frac{1}{1+e}$
	6. Объемная влажность грунта: $w_0 = w\delta$
	7. Полная влагоемкость: $w_n = \frac{1}{\delta} - \frac{1}{\Delta}$
	8. Коэффициент насыщенности: $G = \frac{w}{w_n}$
	9. Коэффициент пористости при полном заполнении пор грунта водой: $e = w\Delta$
	10. Объем воздуха в 1 см ³ грунта: $v_0 = (w_n - w)\delta$

Системы давлений. В зависимости от величины коэффициента насыщенности грунтов водой, можно рассматривать следующие основные случаи:

- 1) $G = 0$ — однофазная система,
- 2) $G = 1$ — двухфазная система и
- 3) $1 > G > 0$ — трехфазная система.

Первый случай имеет место лишь в песчаных и вообще крупнозернистых грунтах, залегающих выше уровня грунтовых вод. В этом случае грунт будет сыпучим телом, и для решения задач механики грунтов будет применима теория сыпучих тел.

Во втором случае, т. е. когда все поры грунта заполнены водой, при решении задач механики грунтов необходимо учитывать взаимодействие двух тел, скелета и воды (двухфазная система), и грунт будет представлять так называемую „грунтовую массу“. В этом случае будет применима теория гидродинамических напряжений Терзаги—Герсванова.

Наконец, третий случай будет соответствовать грунту, как системе: скелет + вода + воздух (трехфазная система). Здесь особое значение приобретают силы сцепления, являющиеся для мелкозернистых грунтов основным фактором, обуславливающим их прочность и устойчивость.

Таким образом, в зависимости от значения коэффициента насыщения грунта водой G , расчетная схема грунта будет различной. Отсюда вытекает весьма важное значение определения коэффициента насыщения для грунтов в условиях их естественного залегания.

Рассмотрим статическое состояние грунтового массива, т. е. состояние, соответствующее постоянной пористости и влажности грунта и отсутствию движения.

Однофазная система (твердые частицы). Грунты с жестким скелетом (песчаные и гравелистые) при незначительном заполнении пустот грунта водой, а тем более воздушно-схизе, можно рассматривать как состоящие только из твердых частиц (скелета грунта). Действительно, для этих грунтов силы сцепления имеют незначительную величину, порядка тысячных долей килограмма на квадратный сантиметр, и ими можно в инженерных расчетах пренебречь. Что же касается воздушно-сухих песчаных и гравелистых грунтов, то у них силы сцепления отсутствуют. Внешняя нагрузка, приложенная к поверхности грунта, будет целиком восприниматься твердыми частицами грунта, и воздух, находящийся в порах грунта и сообщаящийся с атмосферой, практически, никакой доли нагрузки не будет нести. Свойства всего массива грунта, в рассматриваемом случае, будут зависеть от свойств твердых частиц грунта, при этом основными усилиями ненагруженного массива грунта в условиях его естественного залегания будут лишь усилия от собственного веса грунта.

Двухфазная система (скелет + вода). Грунты двухфазной системы, т. е. имеющие все поры заполненными водой, как указывалось выше, называются по Герсванову грунтовой массой.¹ В условиях естественного залегания грунтовую массу будут представлять все грунты, залегающие ниже уровня грунтовых вод, а также глины и суглинки, находящиеся в пластичном состоянии и имеющие поры, заполненные капиллярной водой.

Начнем рассмотрение с грунта, покрытого слоем воды и пришедшего в статическое состояние. На фиг. 7 приведен схематический разрез слоя грунтовой массы. Полости между твердыми частицами представляют собой непрерывную систему соединяющихся между собой

¹ Н. М. Герсванов, Основы динамики грунтовой массы, ОНТИ, 1937.

пустот, заполненных водой. На каждую частицу грунта действуют две системы давлений: система P — давление в скелете грунта и система W — гидростатическое давление воды. Система P обуславливает деформации грунтовой массы и передает давление от вышележащего грунта и внешней нагрузки на нижележащие частицы. Система W представляет гидростатическое давление воды и действует на каждую частицу грунта со всех сторон с одинаковой силой. Если рассматривать частицу грунта, расположенную на глубине h см от уровня грунта, покрытого водой, то согласно законам гидростатики давление воды на единицу площади p_w будет равно:

$$p_w = \Delta_0 h. \quad (a)$$

Здесь Δ_0 — объемный вес воды, который может быть принят равным единице (1 г/см^3 или 1 т/м^3).

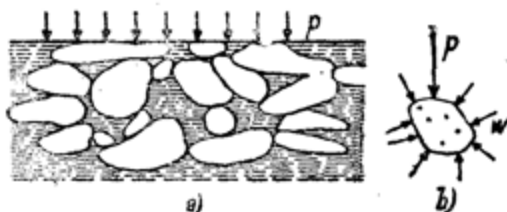
Давление воды вполне определяется глубиной расположения рассматриваемого элемента от поверхности уровня. Для удобства сравнения гидростатического давления воды для различных точек по глубине вводят в рассмотрение величину напора H , отметку поверхности уровня воды. Если отметка рассматриваемой точки есть Z , то зависимость давления p_w от напора выражается уравнением:

$$p_w = \Delta_0 (H - Z). \quad (b)$$

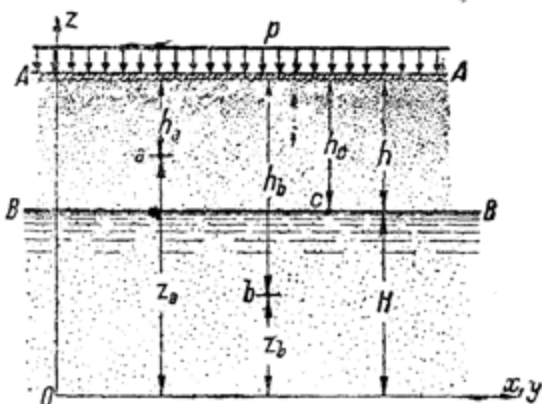
Так как твердые частицы грунта со всех сторон окружены водой, то, при рассмотрении давления на твердые частицы, следует считаться с потерей их веса за счет веса вытесненной воды, т. е. принимать удельный вес частиц грунта равным $\Delta - 1$. Потерю в весе будут испытывать не только грунтовые частицы, но и любое твердое тело, например фундамент, заложенный ниже уровня грунтовых вод. Потерю в весе следует считать полностью соответствующей вытесненному объему воды.

Рассмотрим теперь случай грунтовой массы, залегающей выше уровня грунтовых вод. Пусть имеем слой грунта, бесконечно распространенный в стороны и нагруженный сплошной равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $p \text{ кг/см}^2$ (фиг. 8).

Допустим, что поверхность грунта совпадает с поверхностью менисков, ограничивающих зону капиллярного насыщения водой, и что



Фиг. 7. Схематический разрез грунтовой массы: а — система частиц; б — отдельная частица.



Фиг. 8. Схема действия сил в грунтовой массе при статическом состоянии.

p — равномерно распределенное давление; А—А — поверхность менисков; В—В — уровень грунтовых вод.

высота капиллярной зоны соответствует статическому состоянию грунта, т. е. отсутствию набуханий и сжатий. Последнее будет справедливо, например, в том случае, если слой грунта от уровня грунтовых вод до поверхности менисков в геологическом прошлом не был уплотнен никакими нагрузками. Вес столба воды от уровня грунтовых вод до поверхности менисков, высотой h см, согласно теории капиллярного давления, создает добавочную нагрузку. Эта нагрузка по гипотезе Терцаги, развитой Герсевановым, приложена на уровне поверхности менисков и при расчетах должна рассматриваться как сплошная внешняя равномерно распределенная нагрузка. Свойства капиллярной воды в очень тонких капиллярах хотя и отличаются от свойств свободной воды, однако капиллярная вода подчиняется тем же законам гидростатики, как и другие грунтовые воды. Давление воды в точке a , согласно формуле (а), будет равно:

$$p_w = \Delta_0 (H - Z_a). \quad (c)$$

Так как Z_a (фиг. 8) больше H , то давление будет отрицательным, т. е. капиллярная вода будет испытывать растягивающие напряжения. Принимая во внимание обозначения фиг. 8, получим:

$$p_w = -\Delta_0 (h - h_a). \quad (d)$$

Для рассматриваемого случая максимальное давление капиллярной воды $p_{w \max} = p_k$ будет у поверхности менисков при $h_a = 0$, т. е.:

$$p_k = -\Delta_0 h. \quad (e)$$

Таким образом, капиллярное давление в случае неуплотненного грунта будет равно произведению объемного веса воды на расстояние от поверхности менисков до уровня грунтовых вод.

Определим напряжение в скелете грунта для горизонтальной площадки, равной 1 см^2 , например у точки a . Проведем горизонтальное сечение через площадку a . Из условия равновесия вытекает, что сумма давлений в скелете грунта p_a и гидростатического давления воды p_w , также передающегося на скелет грунта, должна быть равна сумме давлений от внешней нагрузки, веса грунтового скелета и веса воды. Принимая во внимание, что объем грунтового скелета в 1 см^3 грунта равен $\frac{1}{1+\epsilon}$, а объем воды, равный для грунтовой массы объему пор, $\frac{\epsilon}{1+\epsilon}$ и обозначая давление от внешней нагрузки через σ_a , получим:

$$p_a + p_w = \sigma_a + \Delta_0 \frac{1}{1+\epsilon} h_a + \Delta_0 \frac{\epsilon}{1+\epsilon} h_a \quad (f)$$

или, принимая во внимание выражение (d) и решая уравнение (f) относительно p_a , после несложных преобразований, будем иметь:

$$p_a = \sigma_a + \frac{(\Delta - \Delta_0)}{1+\epsilon} h_a + \Delta_0 h. \quad (g)$$

Если, подобно предыдущему, определить давление в любой другой точке грунтовой массы, например в b или e , то получим, как легко можно доказать, прежнее выражение, в котором лишь необходимо

заменить во втором члене величину h_a на величину h_b или h_c . Во втором члене выражения (g) величина $\frac{\Delta - \Delta_0}{1 + \varepsilon}$ представляет собой объемный вес грунта, облегченный весом вытесненного им объема воды. Обозначая этот объемный вес через γ_0 и полагая для воды $\Delta_0 = 1$, будем иметь:

$$\gamma_0 = \frac{\Delta - 1}{1 + \varepsilon}. \quad (14)$$

Итак, так как $\frac{1}{1 + \varepsilon} = m = 1 - n$, то можно написать:

$$\gamma_0 = (\Delta - 1)(1 - n). \quad (14')$$

Третий член выражения (g) представляет собой капиллярное давление p_k , равное в рассматриваемом случае $\Delta_0 h$.

Отметим, что если подошва фундамента опущена в грунт ниже поверхности менисков, то грунт основания, кроме нагрузки от фундамента, будет испытывать полное отрицательное гидростатическое давление капиллярной воды, равное весу всего столба воды от подошвы фундамента до уровня грунтовых вод. Это давление будет создавать добавочную нагрузку на скелет грунта, причем величина ее будет увеличиваться с понижением уровня грунтовых вод и уменьшаться с его повышением. Последнее обстоятельство часто обуславливает дополнительную осадку фундаментов при понижении уровня грунтовых вод под ними.

Итак, резюмируя изложенное, приходим к следующим положениям:

1. Для статического состояния грунтовой массы давление в скелете грунта на любой глубине складывается из трех давлений: давления от внешней нагрузки, от собственного веса грунтового скелета, облегченного весом вытесненной им воды, и капиллярного давления.

2. При расчете давления от собственного веса грунта всегда, когда имеем дело с грунтовой массой, надо вес частиц грунта принимать облегченным весом воды, т. е. при вычислении давлений в скелете считать удельный вес грунта равным $\Delta - 1$.

3. При расчете конструкций фундаментов, часть фундамента, опущенную ниже уровня грунтовых вод, следует всегда считать облегченной весом вытесненного объема воды.

4. Для грунтов основания при заглублении подошвы фундаментов ниже поверхности менисков, но выше уровня грунтовых вод, при расчете давлений в скелете грунта, необходимо учитывать добавочную нагрузку — вес столба капиллярной воды от подошвы фундамента до уровня грунтовых вод.

5. Капиллярное давление в двухфазной системе следует рассматривать как внешнюю сплошную равномерно распределенную нагрузку.

Трехфазная система (скелет + вода + воздух). В самом общем случае грунт будет состоять из твердых минеральных частиц, воды и воздуха, т. е. будет представлять собою трехфазную систему. Это будет иметь место для всех грунтов, залегающих выше уровня капиллярной воды, и грунтов, содержащих замкнутый воздух и залегающих как выше, так и ниже уровня капиллярного насыщения. В общем случае грунт можно представить в виде следующей схемы.

Между твердыми минеральными частицами в порах, представляющих сеть неправильной формы капилляров, будут находиться вода и воздух. При коэффициенте насыщенности грунта меньшем единицы, вода будет находиться в более узких частях пор и по теории Покровского будет обуславливать возникновения внутренних сил капиллярного сцепления. Внутренние усилия между частицами грунта, возникающие под действием капиллярного натяжения пленок воды, следует рассматривать как усилия равномерного всестороннего сжатия. В этом случае учет капиллярных сил должен производиться путем добавления к усилиям от внешней нагрузки и собственного веса грунта всестороннего сжатия p_k определенной интенсивности. Таким образом, если при горизонтальной поверхности грунта выделить на некоторой глубине от его поверхности, равной h см, площадку равную единице, то на нее будут действовать: давление от внешней нагрузки σ , давление от веса вышележащего слоя грунта γh и равномерное капиллярное давление p_k , т. е. можно написать: ¹

$$p = \sigma + \gamma h + p_k \quad (15)$$

Полное напряжение от собственного веса грунта, строго говоря, будет вертикальным лишь в том случае, если грунтовой массив с горизонтальной поверхностью образовался без трения. Если же образование грунта происходило при наличии трения, например при осаднении верхних слоев на затвердевшие нижние, то возможно возникновение и сдвигающих усилий. В этом случае вертикальные напряжения также были бы равны весу γh , а горизонтальные составляли бы некоторую долю вертикальных. ²

Относительная плотность (коэффициент плотности) сыпучих грунтов. Для сыпучих грунтов естественная плотность залегания имеет первостепенное значение для оценки их свойств как оснований для сооружений. Однако в естественных условиях определить визуально (на-глаз) плотность песчаных грунтов весьма затруднительно. В естественных условиях плотность залегания будет характеризоваться пористостью грунта или его коэффициентом пористости. Однако абсолютное значение величины пористости или коэффициента пористости грунтов, в зависимости от их состава, может быть весьма различным. Поэтому, как было предложено Терцаги, условились считать относительную плотность грунта равной нулю в случае самого рыхлого состояния грунта и равной единице для самого плотного его состояния. Поставленному условию будет удовлетворять следующее выражение для относительной плотности D :

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (16)$$

Здесь $e_{\max}$ — коэффициент пористости в самом рыхлом состоянии (определяется лабораторным путем при рыхлом насыпании сухого грунта в мерный сосуд),

¹ Методика определения капиллярного давления изложена в главе II, п. 4.

² Г. Крей, Теория давления земли и сопротивление грунтов нагрузке, стр. 29, Госстройиздат, 1932.

ε — коэффициент пористости в естественном состоянии (определяется по формуле: $\varepsilon = \frac{\Delta - \delta}{\delta}$, где $\delta = \frac{\gamma}{1 + w}$),

$\varepsilon_{\min}$ — коэффициент пористости при самом плотном состоянии (определяется для грунта, уплотненного до постоянного объема в металлической колбе путем вибрирования или многократного постукивания).

Формуле (16) можно придать несколько иной вид, если выразить коэффициенты пористости через величину пористости, т. е. подставить

$\varepsilon = \frac{n}{1 - n}$, где n — пористость.

Таким образом получим:

$$D = \frac{(n_{\max} - n)(1 - n_{\min})}{(n_{\max} - n_{\min})(1 - n)} \quad (16')$$

Если $\varepsilon = \varepsilon_{\max}$, т. е. грунт в условиях естественного залегания находится в рыхлом состоянии, то по формуле (16) будем иметь $D = 0$; если же $\varepsilon = \varepsilon_{\min}$, т. е. грунт находится в плотном состоянии, то по той же формуле получим $D = 1$. Приведенные сопоставления показывают, что формула (16) полностью удовлетворяет поставленным выше условиям границам относительной плотности. Отметим, что определения $\varepsilon_{\max}$ и $\varepsilon_{\min}$ достаточно условны, поэтому относительную плотность сыпучих грунтов, определяемую по выражению (16), следует рассматривать лишь как качественную характеристику.

Обычно считают, что будет иметь место:

при $D \leq \frac{1}{3}$ — рыхлое залегание,

при $D = \frac{1}{3} - \frac{2}{3}$ — залегание средней плотности,

при $D = \frac{2}{3} - 1$ — плотное залегание.

Пример. Определить относительную плотность песка, который в условиях естественного залегания имеет объемный вес $\gamma = 1,84 \text{ г/см}^3$ при влажности $w = 19,5\%$, причем из лабораторных опытов получены: удельный вес песка $\Delta = 2,65 \text{ г/см}^3$, объемный вес сухого песка (скелета) в самом рыхлом состоянии $\delta_1 = 1,44 \text{ г/см}^3$ и в самом плотном — $\delta_2 = 1,58 \text{ г/см}^3$.

Имеем:

для естественного состояния:

$$\delta = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{1,84}{1 + 0,195} = 1,54 \text{ г/см}^3,$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta - \delta}{\delta} = \frac{2,65 - 1,54}{1,54} = 0,721;$$

для самого рыхлого состояния:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\Delta - \delta_1}{\delta_1} = \frac{2,65 - 1,44}{1,44} = 0,840$$

и, наконец, для самого плотного состояния:

$$e_{\min} = \frac{\Delta - \delta_2}{\delta_2} = \frac{2,65 - 1,58}{1,58} = 0,677.$$

Подставляя полученные значения коэффициентов пористости в формулу (16) для относительной плотности, получим:

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0,840 - 0,721}{0,840 - 0,677} = 0,73.$$

Полученный результат показывает, что рассматриваемый грунт в условиях естественного залегания находится в плотном состоянии.

Консистенция связных грунтов. К связным грунтам относятся, главным образом, различные глины и суглинки; для этих грунтов понятие рыхлого состояния не имеет смысла. Естественная плотность связных грунтов зависит от их консистенции (густоты), т. е. от большего или меньшего количества воды, содержащейся в грунте. В зависимости от содержания воды консистенция глинистых грунтов может меняться в значительных пределах и быть текучей, пластичной или твердой. Отметим, что до настоящего времени достаточно обоснованных и простых показателей пределов консистенции грунтов не получено. Был предложен ряд отдельных характеристик, главным образом пластичности глин, но во многих случаях эти характеристики весьма условны и являются лишь качественными показателями.¹

Наиболее удачной характеристикой консистенции грунтов являются пределы Аттерберга. Но методы определения пределов Аттерберга также страдают субъективностью и условностью, что позволяет рассматривать эти пределы лишь как приближенные характеристики и вызывает необходимость дальнейшей работы по отысканию более точных и объективных показателей.

Консистенция по Аттербергу характеризуется следующими двумя пределами: пределом текучести и пределом пластичности.

Предел текучести (нижняя граница текучести) соответствует такой влажности, при незначительном превышении которой грунт переходит в текучее состояние.²

Предел пластичности (граница раскатывания) соответствует влажности грунта, при незначительном уменьшении которой тесто, приготовленное из грунта и воды и раскатываемое в проволоку, крошится, т. е. перестает быть пластичным.

Предел пластичности и предел текучести выражаются численно как содержание воды в процентах от веса сухого грунта. Эти два предела являются существенными характеристиками грунтов, особенно глинистых. Многочисленные опыты показали, что пластичность грунта зависит главным образом от формы и упругости частиц; если частицы представляют мелкие чешуйки, то грунт обладает пластичностью, т. е. свой-

¹ Подробнейшие сведения о методах определения пластичности глин даны в первой главе книги: П. А. Земайтченский, Глины СССР, изд. Академии наук, 1975.

² Способы лабораторного определения предела текучести и предела пластичности грунтов изложены в главе X.

ством сохранения объема при изменении формы путем деформирования без нарушения сплошности.

Состояние грунта при пределе пластичности и пределе текучести можно охарактеризовать следующими данными:

а) Предел пластичности характеризует собой влажность, ниже которой физические свойства воды, содержащейся в грунте, перестают соответствовать свойствам свободной воды (по Терцаги).

б) Предел пластичности соответствует влажности, ниже которой скорость испарения воды с поверхности образца уменьшается, а выше которой увеличивается.

с) Предел пластичности соответствует влажности, при которой коэффициент фильтрации практически становится близким к нулю.

д) Предел пластичности соответствует влажности, при которой резко меняется сопротивление грунта внешним воздействиям.

е) Предел текучести соответствует влажности, при которой грунт принимает текучее состояние и становится вязкой жидкостью.

ф) Влажность при пределе текучести соответствует верхнему пределу пластичной консистенции.

Если обозначить через w_L — влажность, соответствующую пределу текучести, и w_p — влажность, соответствующую пределу пластичности, то разность между указанными пределами, выраженными в процентах, будет называться числом пластичности Φ , т. е.:

$$\Phi = w_L - w_p. \quad (17)$$

Если, например, $w_L = 35\%$, $w_p = 20\%$, то $\Phi = 15$.

Число пластичности характеризует главным образом форму частиц и упругость скелета грунта. При очень жестком скелете (пески-пльвуны) число пластичности равно нулю; такой грунт при усыхании сразу переходит из текучего состояния в твердое, а при погружении в воду — из твердого в текучее состояние, минуя пластичную консистенцию. С увеличением содержания глинистых частиц в грунте число упругих чешуйчатых частиц возрастает и соответственно возрастает число пластичности. Это дает возможность по числу пластичности определить род грунта; по указаниям ОСТ 90004-38 глины обычно имеют число пластичности более 17, суглинки — от 17 до 7 и супеси — от 7 до 0.

Если сравнивать естественную влажность грунта с пределом текучести и пластичности, то будем иметь следующие основные случаи:

1. Первый случай:

$$w > w_L,$$

т. е. естественная влажность грунта больше предела текучести. В этом случае грунт будет представлять вязкую жидкость.

2. Второй случай:

$$w_L > w > w_p,$$

т. е. естественная влажность грунта по численному значению находится между пределами текучести и пластичности. В этом случае грунт будет находиться в пластичном состоянии.

3. Третий случай:

$$w_p > w.$$

Если влажность грунта меньше предела пластичности, то грунт будет находиться в твердом состоянии.

Грунты в текучем состоянии являются наименее надежным основанием для сооружений. Поэтому часто бывает важным сравнить естественную влажность грунта с пределом его текучести. Для сопоставлений может служить коэффициент текучести L , равный отношению естественной влажности грунта w к пределу его текучести w_L , т. е.:

$$L = \frac{w}{w_L}. \quad (18)$$

Итак, количество содержащейся в связных (глинистых и илистых) грунтах воды и степень насыщения любых грунтов водой определяют физическое состояние грунтов. Отметим, что применение тех или иных теорий к решению вопросов механики грунтов без учета состояния грунта будет необоснованным и не может дать сколько-нибудь соответствующих действительности результатов.

4. Особенности лёссовидных грунтов.

Практика строительства на лёссовидных грунтах показывает, что эти грунты при замачивании под нагрузкой дают значительные осадки, часто неравномерные. Так, по данным Ю. М. Абелева,¹ стена рудного крана Кузнецкого завода, примерно за 1 год, дала 37 см осадки. Огромные осадки сооружений наблюдались на Никопольстрое,² Азовстали, Запорожстали.³ Одна из доменных печей, возведенная в мае 1932 г., еще до пуска в эксплуатацию получила осадку около 30 см, а после дополнительного увлажнения грунта производственной водой дала осадку к декабрю 1934 г. в 1 м, причем загасание осадки еще не наблюдалось. Весьма поучительные примеры осадок и деформаций сооружений на лёссовидных грунтах Северного Кавказа приводятся проф. В. К. Дмоховским.⁴

Свойство лёссовидных грунтов терять устойчивость своей структуры при увлажнении обуславливает настолько своеобразные строительные качества этих грунтов, что требует особого рассмотрения. Для практики строительства весьма важно уметь отличать просадочные лёссовидные грунты от обычных, знать свойства просадочных грунтов и предусмотреть влияния этих свойств на возводимые сооружения. Этот вид грунта занимает значительную площадь Европейской части

¹ Ю. М. Абелев, Практика строительства на лёссовидных грунтах по опыту Кузнецкостроя, Госстройиздат, М., 1934.

² Ю. М. Абелев, Строительные свойства лёссовидных грунтов, Сборник ВИОС № 5, 1935.

³ В. И. Рыбаков, Осадки фундаментов сооружений, под ред. проф. В. К. Дмоховского, ОНТИ, М., 1937.

⁴ В. К. Дмоховский, Аварии в области оснований и фундаментов в современном капитальном строительстве СССР и соответствующие выводы, Вестник ВИА РККА, № 6, 1937.

Союза, охватывает почти всю УССР, Северный Кавказ, большую часть Крыма, встречается в центральной части РСФСР, в Московской области и Закавказье. Широкое распространение лёсс и лёссовидные грунты имеют в Туркестане, Сибири и отчасти в Забайкалье. Такое значительное распространение лёсса и лёссовидных грунтов и особенность их строительных свойств заставляют внимательно изучить происхождение и физико-механические свойства лёссовых отложений.

Происхождение лёссовидных грунтов. В настоящее время существуют две основные гипотезы происхождения лёссов и лёссовидных грунтов: эоловая и почвенная.¹

Эоловая гипотеза объясняет происхождение лёсса и лёссовидных грунтов деятельностью воздушных течений, которые из пустынных областей несут мелкую пыль на смежные с пустынями области, где и отлагают ее тонкими слоями. Степная растительность совместно с выпадающими дождями содействует закреплению пыли; корни и стебли растений, сгнивая, оставляют пустоты, создающие большую пористость лёссовых отложений. Пористость еще более увеличивается вследствие работы дождевых червей и землероев.

Почвенная гипотеза объясняет образование лёссов и лёссовидных грунтов почвообразовательными процессами, происходящими в сухом климате. При выветривании почвы в сухом климате процесс протекает в щелочной среде, причем остающиеся карбонаты кальция обволакивают частицы и делают их более крупными (частицы диаметром менее 0,01 мм превращаются в частицы диаметром 0,01—0,05 мм), отчего весь грунт приобретает пористый вид. Из произведенных послойных химических анализов лёссовых отложений на значительную глубину, вытекает, что степень выветренности слоев уменьшается по мере углубления. Роль карбонатов и гипса (по Толстихину) сводится частью к образованию кристаллов, а частью к сцементированию тонких продуктов минеральной смеси.

Почвенная гипотеза оказала значительное влияние на эоловую гипотезу. Так, акад. В. А. Обручев² считает, что типичный однородный и мощный слой лёсса создается только из материнской породы, представляющей накопление эоловой пыли, путем почвообразовательных процессов, идущих одновременно с ее накоплением. Грунты же, образующиеся из различных материнских пород процессами почвообразования и выветривания в условиях сухого климата, не представляют типичных лёссов, но, обладая многими свойствами последних, могут быть названы лёссовидными.

Внешние признаки лёссовидных грунтов, установленные на основании произведенных испытаний и литературных данных следующие:

1. Видимая невооруженным глазом пористость (макроструктура) обуславливается наличием тонких, более или менее вертикальных каналов, иногда с остатками растений. Канальцы, пронизывающие всю толщу лёссовидных пород, покрыты изнутри налетами углекислых солей.

¹ Р. А. Токарь, Что называется лёссовидным грунтом, Сборник ВИОС, № 5, 1935.

² В. А. Обручев, Проблема лёсса, Природа, № 6, 1927.

2. Столбчатая отдельность. Это свойство лёссовидных грунтов может быть обнаружено лишь на открытых местах, подвергающихся действию атмосферных осадков, где столбчатая отдельность проявляется особенно ярко. В искусственных выемках и свежих разрезах отдельностей не наблюдается.

3. Быстрое размокание в воде и большая водопроницаемость. Так, по нашим опытам, коэффициент водопроницаемости (фильтрации) лёсса из Запорожья для образца ненарушенной структуры был равен $k = 2 \cdot 10^{-4}$ см/сек, тогда как для перемятого образца, т. е. образца того же грунта, но без макропор, коэффициент фильтрации имел величину $k = 2 \cdot 10^{-6}$ см/сек. Отметим также, что водопроницаемость лёссов и лёссовидных грунтов значительно больше в вертикальном направлении, чем в горизонтальном, вследствие чего на поверхности лёссовых отложений почти никогда не образуется стоячих вод.

4. Наличие твердых мергелистых включений. Трубочатые пустоты лёссовидных грунтов в большинстве случаев покрыты тонким слоем извести; кроме того, отдельные известковые и мергелистые включения самой разнообразной формы находятся в лёссовидных грунтах в довольно значительном количестве. При опробовании лёссовидных грунтов 3% раствором соляной кислоты наблюдается бурное их вскипание и быстрое прекращение выделения пузырьков газа.

5. Наличие ходов мелких животных (кротовин), заполненных черноземом и идущих иногда на значительную глубину (до 3 и более метров).

6. Характерное распределение влажности по глубине с наличием на некотором уровне „мертвого горизонта“ с меньшей, по сравнению с вышележащими и нижележащими слоями, влажностью. В мертвом горизонте наблюдаются максимальные отложения аллювиальных солей. Ниже мертвого горизонта влажность возрастает постепенно, достигая максимальной величины влагоемкости. Также отметим, что, как правило, в толще лёссовидных пород наблюдаются только два горизонта грунтовых вод: верховодка и нижний горизонт грунтовых вод.

7. Характерный состав. По гранулометрическому составу лёссовидные грунты характеризуются преобладанием пылеватых фракций (от 0,05 до 0,005 мм обычно более 50%) при незначительном содержании глинистых частиц (4—20%). Как правило, лёссовидные грунты обладают значительной однородностью гранулометрического состава, причем коэффициент неоднородности часто бывает не более 5.

По химическому составу главными составными частями лёссовидных грунтов являются: силикаты от 27 до 90%, глинозем от 4 до 20% и углекислый кальций от 6 до 67%. А. Шейдиг¹ приводит следующие данные о содержании извести в лёссах:

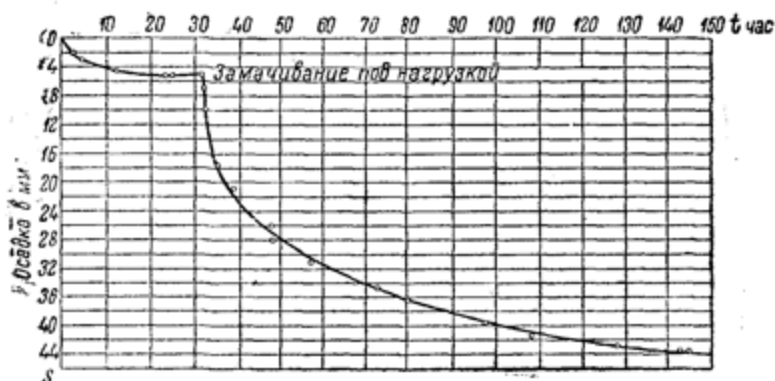
венгерские и австрийские	20—35%
русский (европейский) в среднем	8—10%
аргентинские	2—7%
гренландские	0%

¹ A. Scheidig, Der Löss und seine geotechnischen Eigenschaften, Dresden u. Leipzig, 1934.

По физическим свойствам лёссовидные грунты довольно близки друг к другу, и среднее значение их физических характеристик по Абелеву будет:¹

удельный вес частиц грунта	$\Delta = 2,64-2,75$
объемный вес скелета грунта	$\delta = 1,40-1,60 \text{ г/см}^3$
пористость	$n = 40-50\%$
нижняя граница текучести	$w_L = 15-30\%$

Строительные свойства лёссовидных грунтов. Как показали исследования, произведенные во Всесоюзном институте оснований (ВИОС) и в Фундаментстрое, лёссовидные грунты при замачивании дают под нагрузкой значительные дополнительные осадки, в несколько раз превосходящие осадки того же грунта, при той же величине нагрузки, но в условиях естественной влажности. Согласно произведенным нами ла-



Фиг. 9. Осадка лёссовидного грунта при пробной нагрузке с замачиванием (при постоянном давлении $p = 1,5 \text{ кг/см}^2$).

бораторным опытам с образцами лёссовидных грунтов естественной структуры из Запорожья, осадка слоя грунта при давлении в $2,5 \text{ кг/см}^2$ и при естественной влажности составляла $2-3\%$ от первоначальной высоты слоя грунта; осадка же слоя грунта при той же нагрузке, но произведенной с замачиванием грунта составляла $14-18\%$ от первоначальной высоты слоя грунта.

На фиг. 9 приведен график осадки лёссовидного грунта при пробной нагрузке площадки $60 \times 60 = 3600 \text{ см}^2$, произведенной с дополнительным замачиванием грунта.² Опыт заключался в следующем.³ В отрытом шурфе размером $1,5 \times 1,5 \text{ м}$ через дренирующий слой производилось замачивание лёссовидного грунта, свободного от нагрузки.

¹ Ю. М. Абелев, Строительные свойства лёссовидных грунтов, Строительная промышленность, № 10, 1933.

Более подробные данные о физико-механических свойствах просадочных грунтов приведены в работе: В. И. Батыгин, К вопросу о прогнозе просадочных явлений в лёссовидных грунтах, Сборник Гидроэнергопроекта, № 4, 1938.

² О пробных нагрузках см. главу X.

³ Ю. М. Абелев, Строительные свойства лёссовидных грунтов, Статья в сборнике ВИОС, № 5, 1935.

Грунтом в течение недели было поглощено $12,5 \text{ м}^3$ воды. Спустя 5 дней производилось испытание грунта пробной нагрузкой, при этом оказалось, что свойства грунта мало изменились; когда же было дано дополнительное увлажнение без снятия действующей нагрузки интенсивностью в $1,5 \text{ кг/см}^2$ (грунт поглотил дополнительно $5,04 \text{ м}^3$ воды). осадка грунта увеличилась с 9,8 до 54 мм. Осадки нагруженного лёссовидного грунта при его замачивании можно объяснить теорией капиллярного натяжения. Если грунт обильно смачивать водой, то капиллярное натяжение воды станет равным нулю, что вызовет резкое понижение и даже полную потерю связности и прочности грунта.

Для объяснения поведения лёссовидных грунтов при их замачивании была выдвинута гипотеза (Ю. М. Абелев), согласно которой осадки лёссовидных грунтов под нагрузкой с замачиванием грунта находят свое объяснение в его макроструктуре, выраженной в прожилках и трубчатых пустотах, пронизывающих его толщу. Сохранность этих пор (трубчатых пустот) даже на большой глубине обуславливается тем, что внутренняя их поверхность покрыта карбонатами и глинистыми частицами, находящимися в состоянии капиллярного натяжения. Если не изменяется влажность грунта, то капиллярное натяжение остается постоянным и лёссовидный грунт имеет устойчивую структуру и обладает значительной сопротивляемостью внешним силам. Если сквозь толщу лёссовидного грунта пропускать воду, то, согласно приведенной выше гипотезе, в грунте наступает мгновенное гидростатическое равновесие и, при наличии нагрузки на грунт, происходит резкое уплотнение грунта, поры уничтожаются, меняется вся структура и грунт дает резкие осадки.

К первому типу относятся лёссовидные грунты, у которых под влиянием замачивания немедленно начинается процесс резких осадок.

Как уже упоминалось выше, при отсутствии нагрузки уплотнение и осадки лёссовидных грунтов почти не наблюдаются, так как проход воды через трубчатые пустоты, хотя и делает их внутреннюю поверхность неустойчивой, но, повидимому, не вызывает в них изменений.

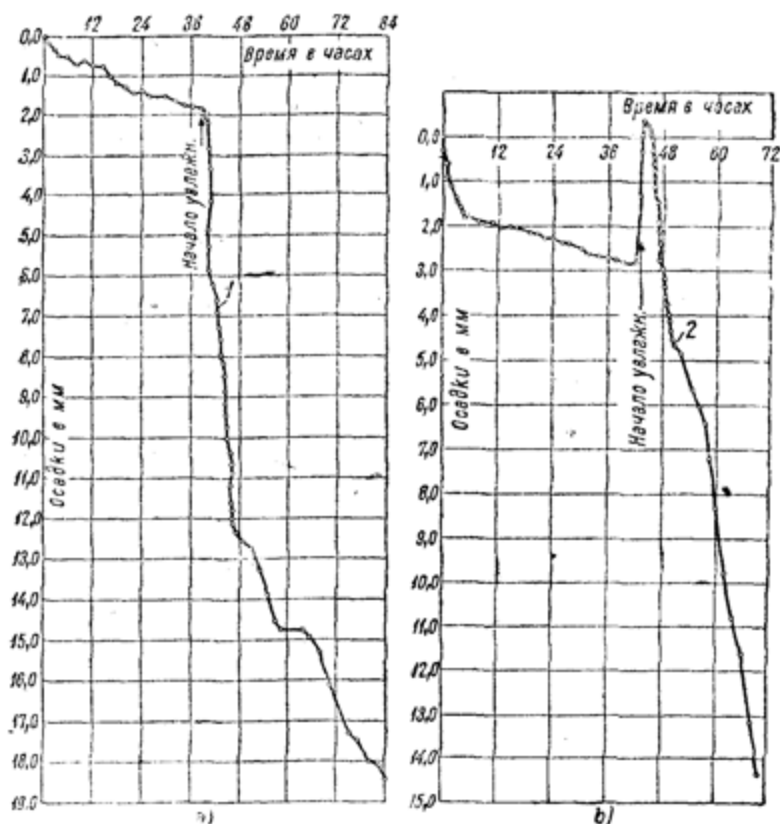
Произведенные испытания пробной нагрузкой с замачиванием грунта дают возможность установить три типа лёссовидных грунтов.

Ко второму типу относится грунт, у которого первоначальной осадке, под влиянием замачивания, предшествует предварительный процесс пучения.

На фиг. 10 приведены результаты наблюдения осадок, типичных лёссовидных грунтов при пробной нагрузке, произведенной ВИСом с замачиванием грунта. Нагрузка на грунт в обоих случаях составляла $2,5 \text{ кг/см}^2$ и передавалась при помощи жесткого штампа площадью 5000 см^2 . Кривая *a* соответствует первому типу лёссовидных грунтов, у которого при замачивании немедленно начинается процесс резких осадок, и кривая *b* характеризует второй тип лёссовидных грунтов, дающий пучение в начале замачивания, затем резкую осадку.

К третьему типу лёссовидных грунтов относятся лёссовидные грунты с вполне устойчивой структурой и осадками под нагрузкой. Этот тип лёссовидных грунтов встречается довольно редко и по внешнему виду отличается темнотой или коричневой окраской внутренней поверхности пор. Вопрос о свойствах третьего типа лёссовидных грунтов и

устойчивости их структуры в настоящее время еще мало исследован, однако существует мнение, что на устойчивость макроструктуры грунта большое влияние оказывает содержание Fe_2O_3 . В лёссовидных грунтах с устойчивой структурой содержание Fe_2O_3 равнялось около 10–14%, тогда как у лёссовидных грунтов с неустойчивой структурой содержание Fe_2O_3 в среднем колеблется около 3–6%, редко достигая 8%.



Фиг. 10. Осадка лёссовидных грунтов при пробной нагрузке с замачиванием.

Этот фактор, повидимому, и является одним из первостепенных для объяснения устойчивости макроструктуры лёссовидных грунтов. Можно также предположить, что в отдельных случаях лёссовидные грунты могут приобрести устойчивую структуру в результате ранее бывшего замачивания грунта.

Отметим, что осадки лёссовидных грунтов при их замачивании могут происходить и под действием веса вышележающих слоев грунта. Эти случаи наиболее часто встречаются в ирригационной практике и носят название просадок грунта.

О прогнозе просадочности лёссовидных грунтов. Просадками называют деформации (осадки, провалы) лёссовидного грунта при увлажнении без дополнительной внешней нагрузки на грунт. Проса-

дочность лёссовидных грунтов зависит главным образом от устойчивости их структуры.

На основании произведенных исследований, В. И. Батыгиным предложены критерии просадочности лёссовидных грунтов в виде:¹

$$П = \frac{w_n}{w_L}, \quad (19)$$

где w_n — влажность, теоретически соответствующая полному заполнению пустот грунта водой. Величина w_n определяется по приведенной ранее формуле $w_n = \frac{1}{\delta} - \frac{1}{\Delta}$, где δ объемный вес скелета грунта и Δ его удельный вес,

w_L — влажность при нижней границе текучести по Аттербергу.

Критерий просадочности также можно представить в виде:

$$П = \frac{\epsilon}{\epsilon_L}, \quad (19')$$

где ϵ — естественный коэффициент пористости и

ϵ_L — коэффициент пористости, соответствующий нижней границе текучести ($\epsilon_L = w_L \Delta$).

Как можно установить на основании ряда наблюдений, при $П > 1$ грунты будут просадочными, а при $П < 1$ непросадочными или уже просевшими.

Отметим, что если производится испытание грунта пробной нагрузкой, то критерием просадочности будет являться отношение осадки грунта при замачивании $s_{прос}$ к осадке s , которую грунт имеет при той же величине нагрузки, но без замачивания грунта. По данным совещания, созванного Украинским научным инженерно-техническим обществом строителей (март 1938 г.), просадочными следует считать грунты, для которых

$$\frac{s_{прос}}{s} > 5. \quad (20)$$

Рассмотренные выше особые строительные свойства лёссовидных грунтов заставляют при возведении на них сооружений предъявлять к ним ряд особых технических требований, сводящихся, главным образом, к всемерному недопущению замачивания грунта как при возведении сооружений, так и при их эксплуатации.

5. Качественная оценка грунтов на основе изучения их физического состояния.

Коэффициенты, характеризующие физические свойства грунтов, входят как основные зависимости в уравнения механики грунтов, и их значение подробно будет выяснено в дальнейшем изложении. Однако знание основных характеристик физического состояния грунтов во

¹ В. И. Батыгин, К вопросу о прогнозе просадочных явлений в лёссовидных грунтах, Сборник Гидроэнергопроекта, № 4, 1938.

многих случаях может быть весьма полезным и для качественной оценки грунта как основания для сооружений.

Гранулометрический состав. При территориальном обследовании грунта места постройки обычно производят гранулометрический анализ образцов грунта, взятых в различных точках как на определенной глубине от поверхности (например, на уровне подошвы фундаментов), так и в нескольких местах послойно на достаточную глубину (образцы из буровых скважин). Результаты гранулометрического анализа имеют лишь ограниченное значение; если же анализ производится достаточно подробно, то результаты его дают возможность составить общее описание грунтов в обследуемом районе, грунтовую карту места постройки, соответствующую определенному уровню от поверхности, и геологические разрезы напластований грунтов. Изучение грунтовой карты, разрезов напластований и таблиц гранулометрического анализа грунтов дает возможность сделать некоторые общие заключения о характере грунтов места постройки.

В отношении общей оценки грунтов по результатам гранулометрического анализа, можно отметить следующее:

а) более благоприятным случаем для строительства будет наличие мощной толщи однородных песчаных грунтов,

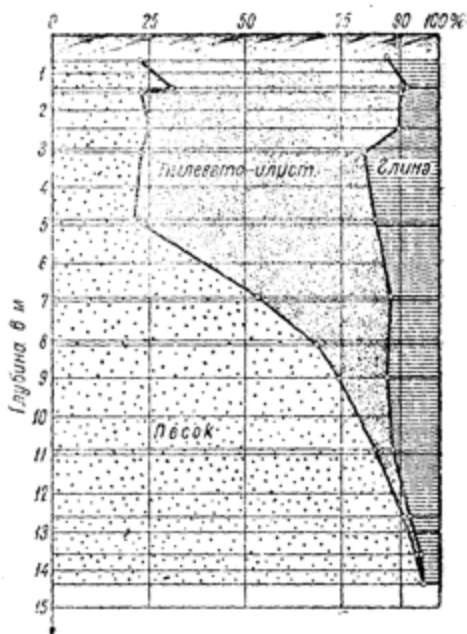
б) грунты, содержащие большой процент пылеватых и илистых частиц, при насыщении водой, в случае нарушения гидростатического равновесия воды, легко переходят в плавучее состояние,

с) грунты, содержащие большой процент илистых частиц со включением органических примесей, будут самыми ненадежными как основания для сооружений,

д) наконец, свойства глинистых грунтов целиком будут зависеть от содержания в них воды и режима грунтовых вод.

Отметим, что разные по гранулометрическому составу грунты могут иметь одно и то же сопротивление внешним силам, а одинаковые по составу — разное сопротивление, в зависимости от их физического состояния.

Однако изучение грунтов только на небольшой глубине от поверхности является недостаточным для характеристики грунтов как оснований для сооружения. Необходимо изучить условия их залегания на достаточную глубину от уровня подошвы фундаментов. Здесь, для



Фиг. 11. График изменения гранулометрического состава грунтов по глубине.

общей характеристики условий залегания грунтов, также могут быть использованы результаты гранулометрического анализа.

Очень наглядной характеристикой грунтов, в зависимости от глубины их залегания, может служить график гранулометрического состава грунтов (фиг. 11). Для построения графика гранулометрического состава результаты анализа суммируются по трем основным фракциям: глинистой (частицы меньше 0,005 мм), пылевато-илистой (0,005 — 0,05 мм) и песчаной (больше 0,05 мм). Принимая на графике некоторый горизонтальный отрезок за 100%, справа и слева от вертикалей, изображающих глубину залегания, откладывают содержание песка и глины; разность между этими отрезками дает содержание пылевато-илистой фракции.

Пористость. Как можно установить из рассмотрения решений ряда задач механики грунтов, пористость грунтов, характеризуемая величиной коэффициента пористости, является основным показателем естественного состояния грунтов, что подробно будет рассмотрено ниже. Здесь мы ограничимся общей качественной характеристикой грунтов в зависимости от их естественной пористости.

При изучении влияния пористости грунтов на их свойства как оснований для сооружений следует разделить грунты по крайней мере на две категории: грунты с упругим скелетом и грунты с жестким скелетом.

Грунты с упругим скелетом. К этим грунтам относятся глины, суглинки и слюдистые грунты. Чем больший коэффициент пористости в условиях естественного залегания имеют грунты с упругим скелетом, тем, как правило, большей сжимаемостью они будут обладать и тем менее устойчивой будет их структура. Коэффициент пористости плотных мореных глин и суглинков имеет величину порядка 0,3—0,4, в то время как для большинства пластичных глин он более 0,6, для глин же в текучем состоянии — более 0,9 и в отдельных случаях — более 2, и, наконец, для рыхлых илистых и торфяных отложений он может достигать (по Терцаги) величины 16. Коэффициент пористости для грунтов с упругим скелетом, наряду с пределами консистенции, характеризует их плотность в условиях естественного залегания.

Грунты с жестким скелетом. Для этих грунтов имеет значение не только величина объема пор, но и устойчивость естественной структуры. Если грунт с жестким скелетом насыщен водой, то при некоторой, по Казагранде „критической“, пористости могут иметь место так называемые „самопроизвольные“ осадки. Явление самопроизвольных осадок заключается в том, что большие массы насыщенных водой грунтов с жестким скелетом внезапно приобретают свойства жидкого тела и растекаются на большие пространства, разрушая на своем пути все сооружения. Некоторые примеры самопроизвольных деформаций грунтов приводятся проф. Н. М. Герсевановым.¹

Самопроизвольные осадки грунтовой массы с жестким скелетом происходят вследствие того, что грунт, насыщенный водой и имеющий рыхлую структуру, вследствие местных нарушений структуры быстро

¹ Н. М. Герсеванов, Основы динамики грунтовой массы, § 111, стр. 227, ОНТИ, 1937.

приобретает плотное сложение, причем уплотнение, начавшееся в одном месте, захватывает все новые и новые области, и излишек воды разжижает грунт. Сказанное можно пояснить следующим: шары одинакового диаметра в наиболее рыхлом сложении имеют 48% пор, что соответствует коэффициенту пористости $e=0,91$, тогда как те же шары, но уложенные под углом в 60° к горизонту (каждый шар касается других шаров в 8 точках), имеют 26% пор, что соответствует коэффициенту пористости $e=0,35$, и, наконец, шары, уложенные наиболее плотно (подобно укладке пушечных ядер в штабеля), будут иметь коэффициент пористости $e=0,23$. Первая неустойчивая структура шаров при сотрясении, или вследствие другой причины, может перейти в более плотную, причем объем пор уменьшится и, если поры были заполнены водой, некоторое количество воды окажется излишним.

Как показали опыты Казагранде,¹ непрерывное равномерное движение при сдвиге всегда приводит скелет грунта к критической пористости. Возникновение местных сдвигов, повидимому, и является причиной появления очага самопроизвольных осадок. Те же опыты показывают, что для крупнозернистых песков критической пористости или совсем нет, или она очень велика и близка к наиболее рыхлому их состоянию. Для среднего и мелкого песка критическая пористость соответствует приблизительно средней величине между рыхлым и плотным сложением скелета и, наконец, для очень тонких песков (неорганический ил, каменная мука) она близка к плотному сложению.

Приведенные данные показывают, что возведение сооружений на рыхлых песках, имеющих пористость большую критической, или на глинистых грунтах, подстилаемых рыхлыми песками, может грозить возникновением неожиданных сдвигов и самопроизвольных осадок, тогда как сооружения на песках с пористостью меньшей критической будут иметь наиболее надежное и устойчивое основание.

Относительная плотность и коэффициент текучести. Опытами установлено, что сопротивление песчаных грунтов нагрузке пропорционально относительной плотности песка. По данным Шейдига, обработавшего большое число опытов пробных нагрузок на песок и гравий, известных из литературы и произведенных им самим, осадки песчаного грунта под нагрузкой увеличиваются с уменьшением относительной плотности D .² Если произвести испытание грунта пробной нагрузкой жесткой пли-

ТАБЛИЦА 7.

Относительная плотность и осадка грунта при испытании жесткой плитой.

Залегание грунта	Относительная плотность по Шейдигу	Осадка в мм при нагрузке 1 кг/см ²
Плотное	1—0,70	0,67—1,33
Среднее	0,70—0,40	1,33—8,00
Рыхлое	менее 0,40	8,00—25,0

¹ Engineering News-Record, vol. 115, № 10, 1935.

² Der Bauingenieur, H. 12 и H. 15, 1933.

той в 1000 см^2 (квадратной или круглой) на поверхности грунта или в достаточно большом котловане, то (по Шейдигу) для различных естественных песчаных грунтов будем иметь данные, приведенные в сокращенном виде в таблице 7.

Приведем еще пример сравнения результатов испытания грунт пробной нагрузкой (см. табл. 8) с результатами определения показателей физических свойств грунтов. Сопоставляя результаты пробной нагрузки для пылевато-илистой супеси (1) и для пылевато-илистого суглинка (2), видим, что осадки при пробной нагрузке первого грунта превосходят в среднем в $6\frac{1}{2}$ раз осадки второго грунта. Для данного случая можно установить прямую зависимость между осадками при пробной нагрузке и величинами D и L , а именно: с увеличением относительной плотности D и уменьшением коэффициента текучести L осадки уменьшаются. Отметим, что коэффициент текучести для грунтов неудовлетворительных в строительном отношении, оказался более единицы. Что же касается относительной плотности, то она, являясь показателем характеристикой для суглинков и супесей, приобретает особо важное значение для характеристики чистых песков.

ТАБЛИЦА 8.

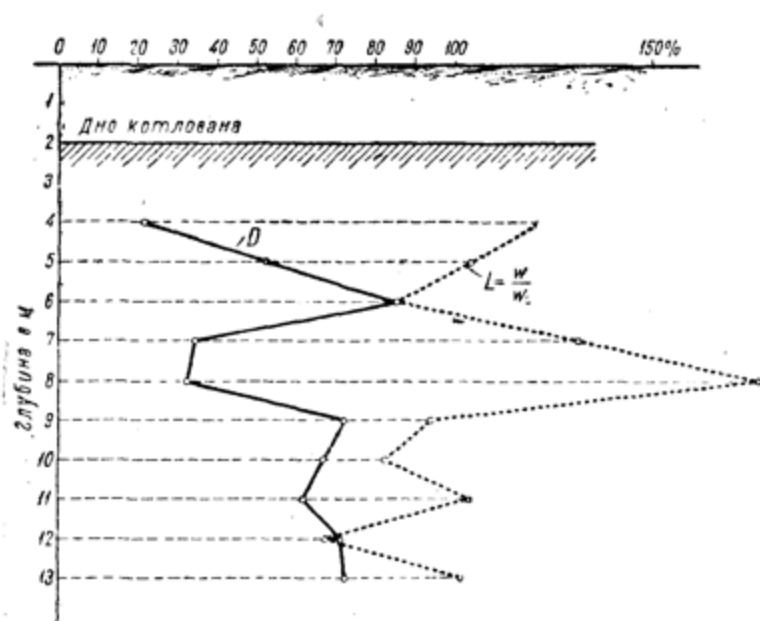
Сравнение результатов пробной нагрузки с результатами определения некоторых коэффициентов.

Характеристика гранулометрического состава грунта	Результаты пробной нагрузки площадкой 900 см ²			Естественная влажность w в весовых %	Относительная плотность D	Коэффициент текучести L	Число пластичности Φ
	Осадки в мм при напряжении						
	1 кг/см ²	2 кг/см ²	3 кг/см ²				
1. Пылевато-илистая супесь (скелет менее 1 мм, содержание глины 70%)	15,5	40,1	74,8	30	0,38	1,40	0
2. Пылевато-илистый суглинок (скелет менее 1 мм, содержание глины 130%)	2,0	6,5	13,3	25	0,85	0,96	8

Относительная плотность грунтов и коэффициент текучести как характеристики имеют значение для типичных грунтов (относительная плотность — для песков, коэффициент текучести — для глин). Однако и для грунтов промежуточных типов (суглинков, супесей) определение указанных выше характеристик дает возможность сделать некоторые практические выводы.

На фиг. 12 изображен график изменения относительной плотности и коэффициента текучести для грунтов места постройки Московско-

Нарвской фабрики-кухни в Ленинграде.¹ Грунт в месте взятия проб грунта по гранулометрическому составу представлял собой пылевато-илистый суглинок (содержание частиц $0,05-0,005$ мм — 76% , менее $0,005$ мм — 12%) с содержанием воды от $36,5$ до $21,2\%$ от веса сухого вещества. Здесь интересно отметить, что между относительной плотностью и коэффициентом текучести существует ясная зависимость: с увеличением относительной плотности коэффициент текучести уменьшается. Для данного вида грунта график коэффициента текучести более



Фиг. 12. Изменения относительной плотности грунтов D и коэффициента текучести L в зависимости от глубины.

рельефно отражает изменения в свойствах отдельных напластований, являясь более чувствительной характеристикой грунта, чем относительная плотность. Для грунтов рассматриваемого шурфа область наименьших значений относительной плотности лежит на глубине от 6 до 9 м; точно так же на этой глубине коэффициент текучести имеет наибольшие значения при максимуме на глубине 8 м. Бозле рассмотренного шурфа, в расстоянии около 10 м от него, была произведена пробная забивка свай. Весьма наглядным является сравнение осадок свай при пробной забивке с полученными значениями величин D и L .

Пробная забивка железобетонных свай сечением 30×30 см показала, что при прохождении острия свай в слое грунта, расположенном на глубине от 5,47 до 9,36 м от поверхности, имели место наибольшие погружения свай. Порядок величины погружений до этой глубины сравнительно невелик (25—49 см при 10 ударах), тогда как начиная

¹ Н. А. Цытович, Об использовании некоторых лабораторных характеристик грунтов для целей практики, Бюллетень ЛИС, № 37, 1932.

с глубины 5—6 м пробные сваи как бы проваливаются в грунте, и погружения их достигают чрезвычайно большой величины (130 см при 10 ударах бабы весом 5,32 т). Сравнивая приведенные результаты забивки свай со значениями относительной плотности и коэффициента текучести для слоев грунта, расположенных на той же глубине, заключаем, что между осадками свай и величинами D и L существует закономерная зависимость, а именно, с увеличением коэффициента текучести и уменьшением относительной плотности сопротивление грунта динамическим воздействиям (забивка свай) уменьшается. Отметим также, что по абсолютному значению коэффициент текучести для слоев грунта, оказавших наименьшее сопротивление забивке свай, имеет величину более единицы.

Из приведенного примера видим, что определения относительной плотности грунтов и их коэффициента текучести по глубине дают возможность предусмотреть поведение грунта под действием внешней нагрузки и сделать некоторые практические выводы. Так, для рассмотренного случая рациональная глубина забивки свай может быть принята менее 5 м или глубже 9 м; расположение же острия свай на глубине от 6 до 9 м не увеличит несущей способности свайного основания.

Для глинистых грунтов пределы консистенции имеют столь же существенное значение, как для песчаных — относительная плотность. Так, грунты текучей консистенции как основания для сооружений будут совершенно неудовлетворительны, а грунты твердой консистенции, как правило, будут обладать значительной несущей способностью. Отметим, что „Нормы проектирования естественных оснований промышленных и гражданских зданий“ (ОСТ 90004-38) назначают для однородных напластований грунтов допускаемые давления в зависимости от относительной плотности для песчаных грунтов и в зависимости от консистенции (твердая, пластичная, текучая) для глинистых.

Таким образом, коэффициенты, характеризующие физическое состояние грунтов, дают возможность произвести общую оценку грунта как основания для сооружений.

СВЯЗЬ МЕЖДУ ВНЕШНИМИ СИЛАМИ И СОСТОЯНИЕМ ГРУНТА.

1. Общие замечания.

Внешняя нагрузка, приложенная к массиву грунта, существенным образом сказывается на состоянии грунта. Так, при сжатии слоя грунта без возможности его бокового расширения силами любой величины, или при действии на часть поверхности грунта сжимающих сил, не превосходящих определенного для данного грунта предела, наблюдается уплотнение грунта. Процесс уплотнения в общих чертах заключается в том, что под действием внешних сил расстояния между твердыми частицами грунта уменьшаются, вследствие чего объем пор также уменьшается и увеличивается объемный вес грунта, т. е. грунт приобретает более плотное состояние. Если поры грунта заполнены водой, то процесс уплотнения под действием сжимающих сил может произойти только при условии выдавливания воды из пор грунта. Внешняя нагрузка, приложенная к грунту, создает в грунтовой воде добавочный напор, вследствие чего и происходит фильтрация воды из пор грунта, обуславливающая уменьшение влажности грунта и увеличение его плотности. Скорость уплотнения насыщенных водой грунтов будет зависеть от скорости выдавливания воды из пор грунта.

Уплотнение грунта может происходить не только под действием внешней нагрузки, но и под действием капиллярных сил. Если поверхность глинистого грунта соприкасается с воздухом, причем отсутствует приток воды, то происходит высыхание грунта, его объем уменьшается и наблюдается так называемое явление усадки грунта. В грунтовой массе, подвергающейся капиллярному давлению, при испарении воды возникают силы поверхностного натяжения, препятствующие понижению уровня воды в капиллярах, а так как объем воды от испарения уменьшается, то грунт подвергается сжатию силами поверхностного натяжения воды, причем происходит уменьшение объема грунта. Силы натяжения возрастают по мере испарения воды и достигают своего максимума при так называемом пределе усадки, за которым объем грунта остается без изменения. Дальнейшее испарение воды понижает уровень воды в капиллярах, что вызывает изменение цвета грунта, чем внешне и характеризуется предел усадки. При высыхании глина переходит из пластичного состояния в твердое.

Для крупнозернистых грунтов поверхностное натяжение воды и создаваемое им капиллярное давление практически равно нулю, вследствие относительно большого размера пор; поэтому при высы-

хании песчаных грунтов не происходит их уплотнение, а наоборот, может наблюдаться кажущееся разрыхление грунта вследствие потери им сцепления. Увеличение связности мелкозернистых грунтов при высыхании является увеличением их способности сопротивляться растягивающим и сдвигающим усилиям.

Как показали опыты, сопротивление грунтов сдвигающим усилиям состоит из двух частей. Одна часть зависит от нормального давления и в известных пределах ему прямо пропорциональна, другая часть (сцепление) не зависит от внешнего нормального давления. При усыхании мелкозернистых грунтов, по гипотезе Терцаги, нормальным давлением будет капиллярное давление, обусловленное силами поверхностного натяжения воды. Возникающее при этом сопротивление трению и является причиной связности грунтов. Если же связный грунт опустить в воду, то поверхностное натяжение станет равным нулю, а следовательно равным нулю будет и капиллярное давление и вызываемое последним сопротивление трению. Грунт в воде теряет связность и в нем остается только истинное сцепление, не зависящее от давления. Изучение связности грунтов сводится, таким образом, к определению сопротивления грунтов, подверженных капиллярному давлению, действию сдвигающих сил.

Итак, воздействие внешних сил (нагрузок и поверхностного натяжения капиллярной воды) на грунты вызывает существенные изменения в состоянии грунта.

В настоящей главе рассматриваются зависимости, характеризующие процесс уплотнения грунтов, влияние водопроницаемости грунтов на скорость их уплотнения, а также сопротивление грунтов сдвигающим усилиям, причем рассматриваемые ниже характерные зависимости и их показатели систематизированы в таблице 9.

ТАБЛИЦА 9.

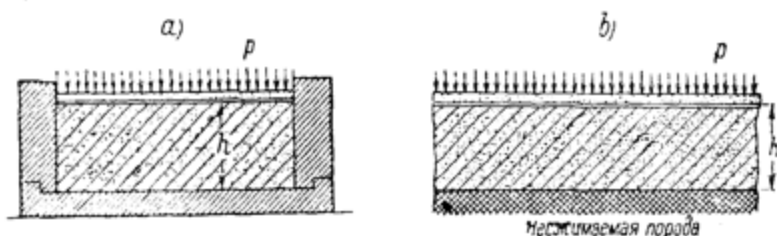
Характерные зависимости для грунтов и их показатели.

Характерная зависимость	Показатель	Важнейшие практические приложения
Зависимость между давлением и коэффициентом пористости (закон Терцаги)	Коэффициент сжимаемости a см ² /кг	Расчеты осадок фундаментов, определение капиллярного давления
Зависимость между скоростью фильтрации и гидравлическим уклоном (закон Дарси)	Коэффициент фильтрации k см/сек	Расчеты выравнивания гидродинамических напряжений, расчеты затухания осадок во времени
Зависимость между давлением и сопротивлением сдвигу (закон Кулона)	Коэффициент внутреннего трения f	Расчеты прочности и устойчивости массивов грунта, расчеты давления грунтов на ограждения

2. Зависимость между давлением и коэффициентом пористости.

Рассмотрим сжатие слоя грунта равномерно распределенной нагрузки без возможности его бокового расширения. При этом никакие другие силы, кроме внешней нагрузки, на поверхность грунта не должны действовать. Если изучать сжимаемость крупнозернистых грунтов с почти полным отсутствием капиллярного давления, то внешняя нагрузка, приложенная на поверхности, и составит единственную силу, действующую на грунт.

Совершенно иную картину будем иметь при изучении сжимаемости мелкозернистых грунтов и особенно глин. Для этих грунтов большое значение могут иметь капиллярные силы. Если поверхность грунта не покрыта водой, то силы поверхностного натяжения воды (капиллярные силы) могут достигать значительной величины, порядка десятков килограммов на квадратный сантиметр, и при изучении действия внешней



Фиг. 13. Схема сжатия грунта без возможности его бокового расширения: *a* — в жестком сосуде; *b* — при сплошной нагрузке.

нагрузки на сжимаемость грунта могут совершенно затемнить картину явления. Для глинистых и других мелкозернистых грунтов изучение зависимости между внешним давлением и сжимаемостью должно производиться при отсутствии поверхностного натяжения воды, т. е. поверхность испытываемого образца грунта должна быть во все время испытания покрыта слоем воды.

Сжатие слоя грунта без возможности его бокового расширения может быть осуществлено в сосуде с жесткими стенками (фиг. 13, *a*) и в натуре будет соответствовать действию сплошной равномерно распределенной нагрузки (фиг. 13, *b*).

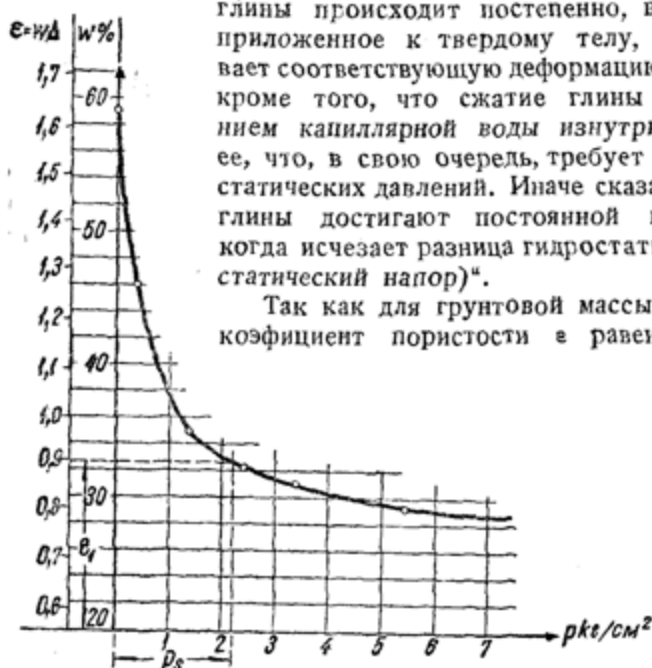
Как показывают опыты, при увеличении давления на поверхность грунта, насыщенного водой и находящегося в условиях невозможности бокового расширения, коэффициент пористости уменьшается, что вызывает уменьшение влажности грунта. Между давлением и влажностью грунта экспериментально может быть установлена определенная зависимость. Особенно просто эта зависимость может быть получена для маловодопроницаемых грунтов, например глинистых, для которых в момент снятия нагрузки влажность испытываемого слоя грунта, практически, не изменяется. Если подвергать слой глины, насыщенной водой, различным давлениям, причем каждую ступень нагрузки давать лишь после полного затухания осадок от предыдущей ступени, то

каждой ступени нагрузки в глине будет соответствовать определенная влажность.

Результаты ряда опытов могут быть изображены графически в виде кривой зависимости между давлением и влажностью, изображенной на фиг. 14.

По поводу зависимости между давлением и влажностью для глин Терцаги говорит:¹ „Давление и влажность глины связаны между собой такой же определенной зависимостью, как усилия и деформации в твердых телах. Единственная разница состоит в том, что сжатие глины происходит постепенно, в то время как усилие, приложенное к твердому телу, почти немедленно вызывает соответствующую деформацию. Опыты эти показывают, кроме того, что сжатие глины сопровождается движением капиллярной воды изнутри глины к поверхности ее, что, в свою очередь, требует наличия разности гидростатических давлений. Иначе сказать, деформации в массе глины достигают постоянной величины лишь тогда, когда исчезает разница гидростатических давлений (гидростатический напор)“.

Так как для грунтовой массы, согласно формуле (12), коэффициент пористости e равен весовой влажности w , умноженной на удельный вес частиц грунта Δ , то диаграмму зависимости между давлением и влажностью можно заменить диаграммой зависимости между давлением и коэффициентом пористости, для чего необходимо ординаты первой кривой умножить на удельный вес грунта (фиг. 14).



Фиг. 14. Диаграмма зависимости между влажностью и давлением для глины.

Зависимость между давлением и коэффициентом пористости является значительно более общей, чем зависимость между давлением и влажностью. Хотя влажность песчаных и вообще крупнозернистых грунтов в процессе уплотнения под нагрузкой и изменяется, но изменения эти непосредственными опытами не могут быть установлены, так как лишь только нагрузка будет снята с испытываемого образца грунта, объем пор его увеличится, и он быстро поглотит в себя новое количество воды; если же слить воду из сосуда, в котором находится образец крупнозернистого грунта, то вода вытечет и из пор грунта. Определение же для крупнозернистых грунтов изменения коэффициента пористости при увеличении давления может быть произведено вычислением по результатам измерения деформаций испытываемого слоя грунта.²

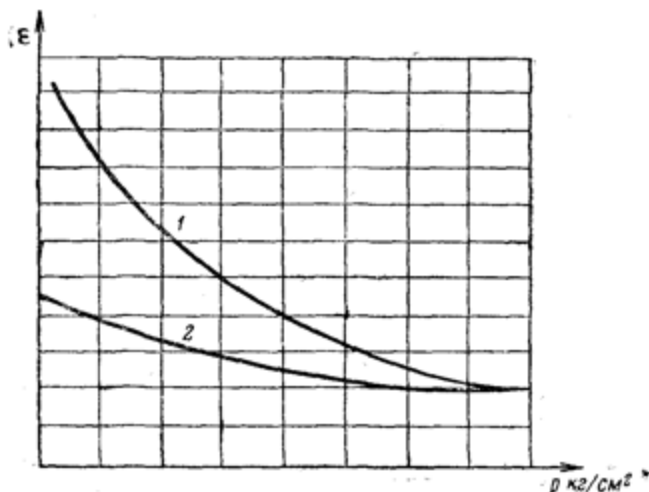
¹ К. Терцаги, Основания механики грунтов, стр. 9, Транспечать, 1932.

² Более подробно определение зависимости между давлением и коэффициентом пористости для грунтов изложено в последней главе курса.

Зависимость между давлением и коэффициентом пористости, называемая компрессионной зависимостью, может быть установлена для любых грунтов: сыпучих и связных, а также для всех пористых материалов.

Компрессионная кривая (фиг. 15) имеет две ветви: первую, — получаемую при возрастании нагрузки на грунт ступенями и называемую кривой уплотнения, и вторую, — получаемую при разгрузке образца и называемую кривой набухания.

Экспериментальные данные. Опыты показывают, что процесс уплотнения и процесс набухания грунтов необратимы, т. е. кривая уплотнения не совпадает с кривой набухания. Последнее объясняется главным образом тем, что хотя частицы грунтов, особенно глинистых,



Фиг. 15. Компрессионная кривая.

1 — кривая уплотнения; 2 — кривая набухания.

и обладают упругостью, но при сжатии грунта нарушается структура отдельных агрегатов частиц. Нарушение структуры грунта имеет место для всех грунтов и особенно для грунтов с жестким скелетом, для которых при увеличении нагрузки состояние неустойчивого равновесия не нарушается в тех участках, где направление передаваемой от зерна к зерну силы остается внутри конуса трения. Там где невозможно подобное самозадерживающее действие, при превышении нагрузкой сил трения и сцепления, неустойчивое равновесие нарушается, и объем пор грунта с жестким скелетом уменьшается. Отдельные зерна и их части падают в углубления пор, создавая более плотную структуру грунта. Таким образом внешнее давление, изменяя коэффициент пористости образца грунта, нарушает его структуру. И, наоборот, структура грунта влияет на характер компрессионной кривой и обуславливает величину изменений коэффициента пористости.

На фиг. 16 приведены две компрессионные кривые для одного и того же грунта. Кривая 1 соответствует образцу грунта естественной

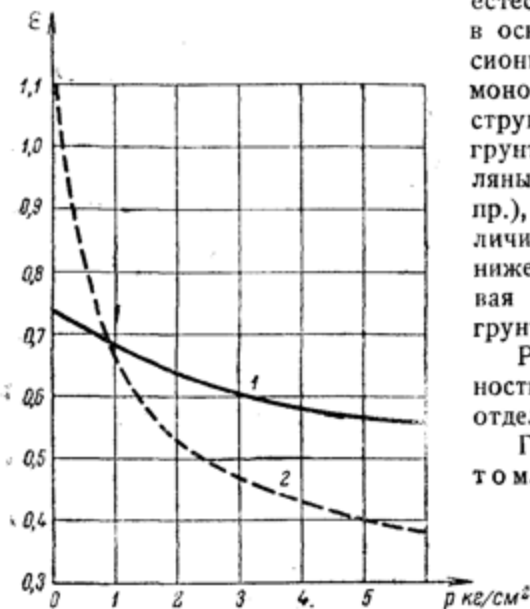
структуры, кривая 2 — образцу нарушенной структуры, сформованному в лаборатории.

Согласно приведенным данным, а также и другим подобным испытаниям, можно вывести заключение, что изменения коэффициента пористости образцов естественной структуры значительно меньше изменений коэффициента пористости образцов нарушенной структуры, а следовательно, грунты естественной структуры будут обладать меньшей сжимаемостью по сравнению с грунтами нарушенной структуры. Поэтому во всех случаях, когда необходимо охарактеризовать сжимаемость

естественных грунтов (например, в основаниях сооружений), компрессионные кривые определяются по монолитам грунта естественной структуры. В тех же случаях, когда грунт в сооружении нарушен (земляные плотины, дамбы, насыпи и пр.), а также когда вычисляют величину уплотняющего давления (см. ниже п. 5), компрессионная кривая определяется для образцов грунта нарушенной структуры.

Рассмотрим характерные особенности компрессионных кривых для отдельных типов грунта.

Грунты с жестким скелетом. Для грунтов с жестким скелетом сжимаемость в высокой степени зависит от начальной плотности образца грунта. На фиг. 17 приведены компрессионные кривые для рыхлого песка и песка, уплотненного встряхиванием, полученные Терцаги. По результатам испы-



Фиг. 16. Компрессионные кривые.

1 — образец естественной структуры; 2 — образец нарушенной структуры.

таний видно влияние плотности начального сложения пробы на сжимаемость грунта. Интересно отметить, что увеличение коэффициента пористости при уменьшении давления (кривая набухания) от первоначального состояния грунта почти не зависит. Для грунтов с жестким скелетом содержание воды в грунте, особенно при неполном насыщении пор водой, не влияет на характер компрессионной кривой, и один и тот же коэффициент пористости может иметь грунт с разным содержанием воды.

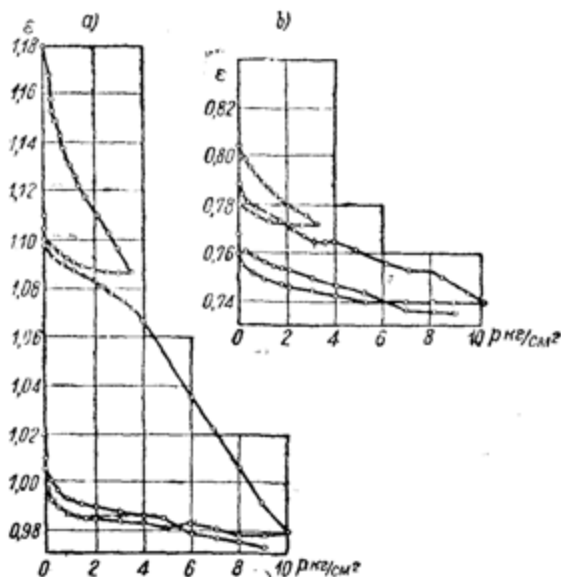
Грунты с упругим скелетом. Упругость грунтового скелета обуславливается формой и отчасти минералогическим составом частиц грунта. Грунты, содержащие чешуйчатые частицы (глины и тяжелые суглинки), обладают упругим скелетом. Большие изменения коэффициента пористости для грунтов с упругим скелетом при загрузке объясняются сложностью структуры этих грунтов и упругостью скелета, обусловленной содержанием частиц чешуйчатой формы. Если испытать искус-

ственную смесь песка с разным процентным содержанием слюды, то можно получить компрессионные кривые, аналогичные компрессионным кривым глин, что указывает на влияние упругости и формы частиц грунта. На фиг. 18 приведены компрессионные кривые для глин и для эквивалентных смесей песка и слюды по опытам проф. Джильбой (G. Gilboy).¹

На приведенных диаграммах величина изменений коэффициента пористости при давлении совпадает для глин и для эквивалентных смесей песка и слюды. По абс-

солютной же величине коэффициент пористости для глин меньше коэффициента пористости смеси песка и слюды при том же давлении. Это объясняется разницей в гранулометрическом составе искусственных смесей, размер зерен которых был около 0,5 мм, и глин со значительно меньшими размерами зерен. Также следует отметить влияние коллоидальной фракции (менее 0,001 мм) и губчатой структуры глин на величину и характер изменений коэффициента пористости. В грунтовой глинистой или илстой массе изменения коэффициента пористости при давлении происходят главным образом вследствие выдавливания воды из пор грунта. Однако и в этом случае имеют значение приспособление зерен к новому состоянию равновесия, как бы выравнивание внутреннего трения, частичный излом зерен и нарушение структуры грунта, вследствие чего кривая набухания не совпадает с кривой уплотнения.

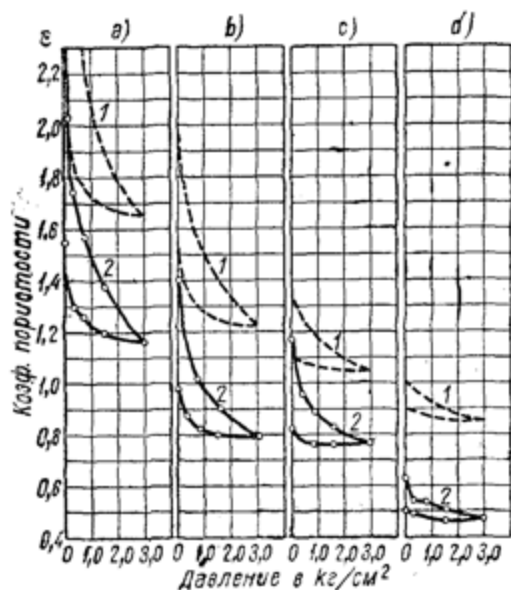
Закон Терцаги. Компрессионные кривые характеризуют сжимаемость грунта, способность его уплотняться при действии внешних сил. Разные грунты обладают различной сжимаемостью. Чем большие изменения коэффициента пористости наблюдаются при данном изменении давления, тем большей сжимаемостью будет обладать грунт. Для сильно сжимаемых грунтов при увеличении нагрузки будет иметь место резкое уменьшение коэффициента пористости и резко наклонная компрессионная кривая. Наоборот, для мало сжимаемых грунтов (например



Фиг. 17. Компрессионные кривые для песка (крупность зерен 0,83—1,17 мм, $\Delta = 2,64$): а — рыхлый песок; б — песок, уплотненный втряхиванием.

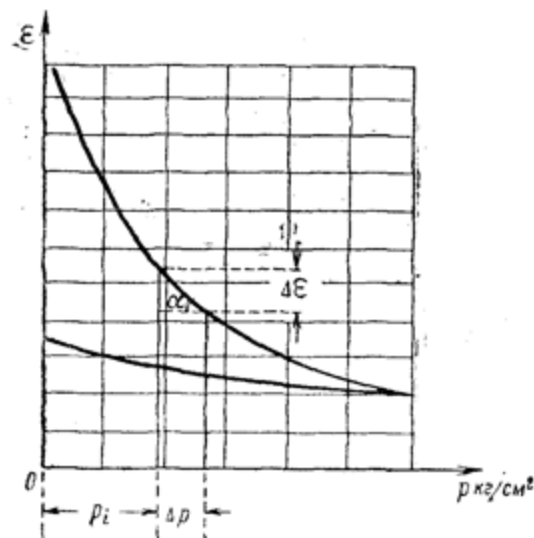
¹ Этот пример дан в статье К. Терцаги: Principles of final soil classification, Public Roads, № 3, 1927.

гравелистых, галечных, песчаных) изменения коэффициента пористости при том же удельном давлении будут незначительны, и компрессионная



Фиг. 18. Компрессионные кривые для глины и эквивалентных смесей песка и слюды:

а) 1—глина из русла р. Миссисипи, 2—песок с 40% слюды; б) 1—глина Миссисипи—Гумбо с глубины 50 м, 2—песок с 20% слюды; в) 1—ледниковая глина, 2—песок с 10% слюды; д) 1—глина из фармы, 2—песок с 5% слюды.



Фиг. 19. Компрессионная кривая.

кривая будет пологой. Чем большей нагрузкой был предварительно уплотнен грунт, тем меньшей сжимаемостью он будет обладать. Сжимаемость грунта при данном давлении p (фиг. 19) будет характеризоваться наклоном компрессионной кривой в точке, соответствующей величине p . Если дадим давлению p приращение Δp , то, согласно фиг. 19, коэффициент пористости ε уменьшится на величину $\Delta \varepsilon$. Тангенс угла наклона касательной к компрессионной кривой в данной точке характеризует сжимаемость грунта при данном давлении и может быть назван коэффициентом сжимаемости. Этот коэффициент часто называют также коэффициентом уплотнения. По фиг. 19 имеем:

$$\lim \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta p} = - \operatorname{tg} \alpha.$$

Здесь знак минус показывает, что увеличению давления соответствует уменьшение коэффициента пористости. Вводя для коэффициента сжимаемости обозначение:

$$\operatorname{tg} \alpha = a, \quad (21)$$

получим:

$$\lim \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta p} = -a,$$

или, переходя к пределу, будем иметь:

$$\frac{d\varepsilon}{dp} = -a,$$

откуда:

$$d\varepsilon = -a dp. \quad (22)$$

Уравнение (22), впервые данное Терцаги,¹ выражает основной закон строительной механики грунтов, который может быть назван законом Терцаги. Его можно формулировать следующим образом: относительное изменение объема пор грунта прямо пропорционально изменению давления.

Этот закон аналогичен закону Гука в сопротивлении материалов и теории упругости. Действительно, для случая равномерного сжатия по закону Гука будем иметь:

$$\lambda = \frac{1}{E} \sigma,$$

т. е. относительное укорочение λ прямо пропорционально сжимающему напряжению σ . Для грунтов λ соответствует коэффициенту пористости e , а $\frac{1}{E}$ (E — модуль нормальной упругости, или модуль Юнга) — коэффициенту сжимаемости a , т. е. коэффициент a аналогичен обратной величине модуля нормальной упругости E .

Закон Терцаги, выражающий зависимость между давлением и коэффициентом пористости, справедлив для любых грунтов: песчаных, пылевато-илистых, глинистых и пр.

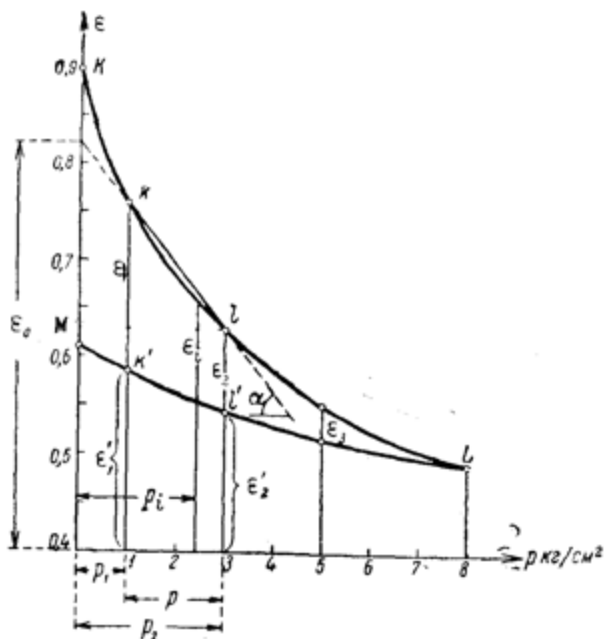
3. Определение параметров компрессионной кривой.

Форма обеих ветвей компрессионной кривой (уплотнения и набухания) весьма близка к логарифмике, особенно для образцов грунта нарушенной структуры. По Терцаги² нисходящая ветвь компрессионной кривой (фиг. 20, кривая KL) определяется уравнением:

$$e = -A \ln(p + p_c) + c_1, \quad (23)$$

а восходящая ветвь (кривая набухания LM) — уравнением:

$$e = -B \ln(p + p_i) + c_2. \quad (23')$$



Фиг. 20. Определение параметров компрессионной кривой.

¹ К. Терцаги, Строительная механика грунта, стр. 143, Госстройиздат, 1933.

² К. Терцаги, Инженерная геология, ОНТИ, 1934.

В приведенных формулах A , p_c и c_1 для кривой уплотнения и B , p_i и c_2 для кривой набухания представляют собой постоянные параметры данной компрессионной кривой, вычисляемые по величине экспериментально найденных коэффициентов пористости для трех значений p . Как показали исследования Покровского¹ по применению методов статистической физики к механике грунтов, уравнения (23) и (23') могут быть получены и теоретически.

Проф. Н. Н. Ивановым² предложено упрощенное уравнение компрессионной кривой, которое в принятых нами обозначениях будет иметь вид:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 - \frac{\ln p}{A_1}, \quad (24)$$

где ε — коэффициент пористости при нагрузке $p > 1 \text{ кг/см}^2$;

ε_1 — коэффициент пористости при $p = 1 \text{ кг/см}^2$ (при этом логарифмический член превращается в нуль);

A_1 — коэффициент, определяемый с учетом логарифмического очертания компрессионной кривой.

Дифференцируя уравнение (23) для уяснения его физического смысла, получаем:

$$d\varepsilon = -A \frac{dp}{p_c + p},$$

из чего видно, что по мере увеличения давления необходимы все большие приращения давления для достижения данного изменения коэффициента пористости, при условии невозможности бокового расширения грунта. Параметры уравнения (23) могут быть определены, если известны три значения коэффициента пористости ε_1 , ε_2 и ε_3 для трех различных давлений p_1 , p_2 и p_3 . Тогда можно написать для определения трех неизвестных A , p_c и c_1 три уравнения, а именно:

$$\varepsilon_1 = -A \ln(p_1 + p_c) + c_1; \quad (a)$$

$$\varepsilon_2 = -A \ln(p_2 + p_c) + c_1; \quad (b)$$

$$\varepsilon_3 = -A \ln(p_3 + p_c) + c_1. \quad (c)$$

Вычитая уравнение (b) из уравнения (a) и уравнение (c) из уравнения (b), разделив полученные разности одну на другую, разлагая далее натуральные логарифмы в ряд Маклорена и ограничиваясь двумя первыми членами ряда, получим:³

$$\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_2 - \varepsilon_3} = \frac{\ln p_1 - \ln p_2 + p_c \left(\frac{1}{p_1} - \frac{1}{p_2} \right)}{\ln p_2 - \ln p_3 + p_c \left(\frac{1}{p_2} - \frac{1}{p_3} \right)}. \quad (d)$$

Из уравнения (d), в котором все величины, кроме p_c , известны, определяем параметр p_c . Подставляя далее найденное значение p_c в урав-

¹ Г. И. Покровский, Исследования по физике грунтов, ОНТИ, 1937.

² Н. Н. Иванов, Грунты оснований рыбинского и угличского узлов, Волгострой, № 1, 1936.

³ Н. В. Бобков, Лабораторные испытания главнейших физико-механических свойств грунтов и способы вычисления соответствующих констант, изд. ЦНИГРИ, 1934.

нения (а), (b) и (с), определяем значение коэффициента A для двух отрезков компрессионной кривой $\varepsilon_1 - \varepsilon_2$ и $\varepsilon_2 - \varepsilon_3$ и берем среднее арифметическое значение полученных величин. Имеем:

$$A' = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\ln(p_2 + p_c) - \ln(p_1 + p_c)}; \quad (e)$$

$$A'' = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\ln(p_3 + p_c) - \ln(p_2 + p_c)}. \quad (f)$$

Среднее значение коэффициента A будет равно:

$$A = \frac{A' + A''}{2}. \quad (g)$$

Зная величину параметров p_c и A , по одному из частных значений уравнения компрессионной кривой определяем параметр c_1 . Точно таким же путем и по тем же формулам определяются параметры и кривой набухания (уравнение 23').

Если воспользоваться упрощенным уравнением компрессионной кривой (формула 24), то достаточно будет определить два параметра: ε_1 и A_1 . Величина ε_1 , т. е. коэффициент пористости, соответствующий давлению 1 кг/см^2 , определяется непосредственно по масштабу чертежа компрессионной кривой, величина же коэффициента уплотнения A_1 может быть определена по выражению (24), если известно значение ε для какого-либо другого значения p , большего 1 кг/см^2 . Из уравнения (24) имеем:

$$A_1 = \frac{\ln p}{\varepsilon_1 - \varepsilon}. \quad (h)$$

Логарифмический вид кривых уплотнения и набухания получается лишь в опытах, благодаря применению широких пределов давлений p , практически же никогда не приходится иметь дело с таким широким диапазоном в изменениях действующей на грунт нагрузки. Поэтому еще Терцаги было предложено для давлений, имеющих место в основаниях сооружений, которые в большинстве случаев имеют величину порядка $1-3 \text{ кг/см}^2$ и редко достигают $4-5 \text{ кг/см}^2$, принимать отрезок компрессионной кривой за прямую. Это допущение весьма близко к действительности, особенно для компрессионных кривых грунтов естественной структуры, для которых при небольших изменениях давления отклонения от линейной формы часто не превосходят погрешностей отдельных опытов. Так, например, если нагрузка на грунт изменяется с p_1 до p_2 , то можно отрезок кривой между точками с абсциссами p_1 и p_2 с достаточной для практических целей точностью принять за прямую kl (фиг. 20). Составим уравнение прямой kl . Если для любой точки прямой kl обозначить давление через p_i и соответствующий данному давлению коэффициент пористости — через ε_i , то в пределах прямолинейного отрезка будем иметь:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - p_i \operatorname{tg} \alpha. \quad (i)$$

Здесь ε_0 — отрезок, отсекаемый продолжением прямой kl на оси ординат, $\operatorname{tg} \alpha = a$ — коэффициент сжимаемости, численно равный тангенсу угла

наклона отрезка kl к оси абсцисс, — величина постоянная для рассматриваемого отрезка (считая последний прямолинейным).

Коэффициент сжимаемости (уплотнения) может быть выражен через значения p и ε для крайних точек k и l прямолинейного отрезка компрессионной кривой, т. е.:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}. \quad (25)$$

Отметим, что коэффициент сжимаемости для различных участков компрессионной кривой при одном и том же измерении давления будет иметь разную величину, уменьшающуюся с увеличением давления. Это показывает, что чем большей нагрузкой (p_1) был предварительно уплотнен грунт, тем меньшей сжимаемостью он будет обладать. Введя обозначение:

$$p_2 - p_1 = p,$$

где p — полная величина давления в пределах рассматриваемого отрезка компрессионной кривой (действующее давление), получим:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p}, \quad (25')$$

т. е. коэффициент сжимаемости равен отношению изменения коэффициента пористости к величине действующего давления. Подставляя вместо $\operatorname{tg} \alpha$ величину a , получим уравнение прямолинейного отрезка компрессионной кривой в виде:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - ap_i. \quad (26)$$

Для отрезка кривой набухания можно написать:

$$\varepsilon'_i = \varepsilon'_0 - a_n p_i, \quad (26')$$

где ε'_0 и коэффициент набухания $a_n = \operatorname{tg} \beta$ определяются подобно предыдущему.

Пример. На фиг. 20 изображена компрессионная кривая для образца пылеватой глины нарушенной структуры. Ветвь KL — представляет собой кривую уплотнения, а ветвь LM — кривую набухания.

1. Определим параметры кривой уплотнения, приняв ее за логарифмику. По уравнению (23) имеем:

$$\varepsilon = -A \ln(p + p_c) + c_1^2$$

В этом уравнении параметрами будут величины A , p_c и c_1 . Для трех точек компрессионной кривой имеем следующие значения коэффициента пористости:

при давлении	$p_1 = 1$ кг/см ²	— коэффициент пористости	$\varepsilon_1 = 0,76$,
" "	$p_2 = 3$ кг/см ²	" "	$\varepsilon_2 = 0,63$,
" "	$p_3 = 5$ кг/см ²	" "	$\varepsilon_3 = 0,55$.

Определим параметр p_c . По формуле (d) имеем:

$$\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_2 - \varepsilon_3} = \frac{\ln p_1 - \ln p_2 + p_c \left(\frac{1}{p_1} - \frac{1}{p_2} \right)}{\ln p_2 - \ln p_3 + p_c \left(\frac{1}{p_2} - \frac{1}{p_3} \right)};$$

подставляя численные значения входящих величин, получим:

$$\frac{0,76 - 0,63}{0,63 - 0,55} = \frac{0 - 1,099 + p_c \left(1 - \frac{1}{3}\right)}{1,099 - 1,609 + p_c \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\right)}.$$

Решая полученное выражение относительно p_c , будем иметь:

$$p_c = 0,60 \text{ кг.}$$

Для определения параметра A имеем формулы (е) и (ф). Подставляя численные значения величин, входящих в эти формулы, получим:

$$A' = \frac{0,76 - 0,63}{\ln(3 + 0,6) - \ln(1 + 0,6)} = 0,16 \text{ см}^2/\text{кг};$$

$$A'' = \frac{0,63 - 0,55}{\ln(5 + 0,6) - \ln(3 + 0,6)} = 0,18 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Среднее значение параметра A равно:

$$A = \frac{A' + A''}{2} = 0,17 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Подставляя найденные значения A и p_c в уравнение компрессионной кривой, например для ε_2 , получим:

$$\varepsilon_2 = -0,17 \ln(3 + 0,6) + c_1,$$

откуда

$$c_1 = 0,85.$$

Таким образом, для рассмотренного примера будем иметь уравнение компрессионной кривой в виде:

$$\varepsilon_i = -0,17 \ln(p + 0,6) + 0,85.$$

2. Определим коэффициент сжимаемости и коэффициент набухания для отрезка компрессионной кривой kl , приняв его прямолинейным. Величину коэффициента сжимаемости определим по формуле (25):

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,76 - 0,63}{3 - 1} = 0,065 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Определяя по масштабу компрессионной кривой величину $\varepsilon_0 = 0,82$, получим уравнение отрезка kl в виде:

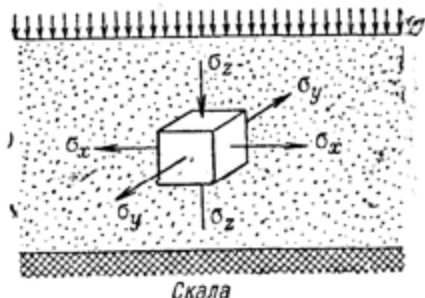
$$\varepsilon_i = 0,82 - 0,065 p_i.$$

Точно так же для коэффициента набухания будем иметь:

$$a_{\text{н}} = \frac{\varepsilon'_1 - \varepsilon'_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,585 - 0,545}{3 - 1} = 0,020 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

4. Общий случай компрессионной зависимости и определение капиллярного давления.

Принцип гидроемкости. В общем случае изменения коэффициента пористости будут зависеть не только от сжимающих напряжений, действующих на горизонтальные площадки, но и от сжимающих напряжений, действующих в других направлениях. Примем наиболее простое положение, что коэффициент пористости грунта в любой точке зависит в одинаковой степени от величины всех главных напряжений, действующих в этой точке, являясь функцией от их суммы θ , и не зависит от тех или иных соотношений между ними.¹ Рассмотрим случай сжатия слоя грунта без возможности его бокового расширения, или, что то же, — случай действия сплошной равномерно распределенной нагрузки (фиг. 21). Выделим элементарный параллелепипед, так, чтобы его верхняя грань была параллельна ограничивающей массив плоскости. Тогда грани параллелепипеда будут испытывать главные напряжения, которые обозначим σ_x , σ_y и σ_z . Из условия равновесия вытекает, что:



$$\sigma_z = p, \quad (a)$$

где p — интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки.

Так как боковое расширение грунта невозможно, то для определения сжимающих напряжений σ_x и σ_y следует положить:

$$\lambda_x = \lambda_y = 0, \quad (b)$$

где λ_x и λ_y — относительные деформации по осям x и y . Из равенств (b) вытекает, что:

$$\sigma_x = \sigma_y. \quad (c)$$

Относительная деформация λ_x , как известно из теории сопротивления материалов, при допущении линейной зависимости между напряжениями и деформациями будет равна:

$$\lambda_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \frac{\mu_0}{E_0} (\sigma_y + \sigma_z). \quad (d)$$

Здесь: E_0 и μ_0 — постоянные величины, аналогичные модулю Юнга и коэффициенту Пуассона упругих тел; значок 0 показывает, что величины E_0 и μ_0 относятся к общей деформации грунта.

¹ Это положение было принято В. А. Флоринным (см. «К расчету сооружений на слабых грунтах», Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, 1937) в качестве рабочей гипотезы; оно дает те же конечные результаты, что и доказанная проф. Н. М. Герсевановым зависимость коэффициента пористости от общего случая напряженного состояния (см. Н. М. Герсеванов, Основы динамики грунтовой массы, 1937).

Так как $\sigma_x = \sigma_y$, $\sigma_z = p$ и $\lambda_x = 0$, то из уравнения (d) для рассматриваемого случая будем иметь:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} p. \quad (e)$$

Обозначим:

$$\frac{\mu_0}{1 - \mu_0} = \xi_0 \quad (27)$$

и назовем величину ξ_0 — коэффициентом бокового давления грунта в состоянии покоя. Тогда:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 p. \quad (f)$$

В случае сжатия слоя грунта без возможности его бокового расширения сумма главных напряжений будет равна:

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (g)$$

или

$$\theta = (1 + 2\xi_0) p, \quad (28)$$

откуда:

$$p = \frac{\theta}{1 + 2\xi_0}. \quad (h)$$

Принимая логарифмическое очертание компрессионной кривой, будем иметь:

$$\varepsilon = -A \ln \left(\frac{\theta}{1 + 2\xi_0} + p_c \right) + c_1. \quad (i)$$

Для отрезка же компрессионной кривой, принимая его прямолинейным, т. е. полагая коэффициент сжимаемости a постоянным, получим:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - \frac{a}{1 + 2\xi_0} \theta, \quad (j)$$

откуда:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_i + \frac{a}{1 + 2\xi_0} \theta = \text{const.} \quad (29)$$

Полученное уравнение показывает, что коэффициент пористости грунта в каждой точке, сложенный с произведением величины $\frac{a}{1 + 2\xi_0}$ на сумму главных напряжений для трех взаимно перпендикулярных площадок, есть величина постоянная. Откуда вытекает, что сумма главных напряжений вполне определяет изменение коэффициента пористости (влажности) грунта в данной точке. Это положение, впервые установленное проф. Н. М. Герсевановым, названо им принципом гидроемкости.¹ Применяя принцип гидроемкости, легко можно определить для данного грунта величину капиллярного давления.

Определение капиллярного давления. Капиллярное давление в связных грунтах, как это будет подробно выяснено ниже, является

¹ Н. М. Герсеванов, Основы динамики грунтовой массы, М., ОНТИ 1937.

одним из основных факторов, влияющих на прочность и устойчивость грунта. Поэтому его определение имеет существенное практическое значение. Так как состояние гидростатического равновесия в мелкоземистых грунтовых массах наступает медленно, и для значительных толщ грунта процесс уплотнения от внешней нагрузки продолжается столетиями, то в условиях естественного залегания в грунтовой массе существует внутреннее капиллярное давление, часто отличное от величины $p_k = -\Delta\phi h$ (формула е, п. 3, глава I). Внешней нагрузкой может быть вес вышележащих слоев грунта и, по Терцаги, поверхностное натяжение воды. Последнее возникает при испарении воды с поверхности глин и является причиной роста внутреннего капиллярного давления.

Под капиллярным давлением для данного грунта следует подразумевать давление, эквивалентное суммарным стягивающим усилиям капиллярных сил. Поэтому, в дальнейшем будет определяться не давление в капиллярах грунта, а эквивалент суммарного капиллярного давления, обуславливающего естественную плотность и связность грунта.

Введем обозначения:

p_s — величина уплотняющего (эффективного) давления, обуславливающего данную влажность (коэффициент пористости) грунта;

p_k — объемное давление;

γ — объемный вес грунта (для грунтовой массы должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды);

h — глубина расположения рассматриваемой точки от поверхности грунта.

Величину капиллярного давления определяем из условия, что равным влажностям соответствуют равные суммы главных напряжений. Если исходить из теории внешнего капиллярного давления Терцаги — Герсеванова, то, приравнявая сумму главных напряжений для элемента грунта, сжимаемого в компрессионном приборе с жесткими стенками, сумме главных напряжений в таком же элементе, но находящемся в естественных условиях и подвергающемся действию капиллярного давления и собственного веса грунта в виде сплошных равномерно распределенных нагрузок, на основании формулы (28), будем иметь:

$$p_s(1 + 2\xi_0) = p_k(1 + 2\xi_0) + \gamma h(1 + 2\xi_0),$$

откуда:

$$p_k = p_s - \gamma h. \quad (3)$$

Если же исходить из теории капиллярного сцепления Покровского и считать, что капиллярное давление в грунте одинаково во всех направлениях, а следовательно сумма главных напряжений от действия только капиллярных сил равна $\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3p_k$, то, сравнивая гидроемкость элемента грунта, сжимаемого в компрессионном приборе, с гидроемкостью грунта, находящегося в естественных условиях, получим:

$$p_s(1 + 2\xi_0) = 3p_k + \gamma h(1 + 2\xi_0),$$

или:

$$p_k = \frac{1 + 2\xi_0}{3} (p_s - \gamma h). \quad (31)$$

Если в формуле (31) пренебречь членом γh , т. е. не учитывать действия собственного веса грунта, то получим для определения капиллярного давления известную формулу Терцаги,¹ а именно:

$$p_k = \frac{1 + 2\xi_0}{3} p_s. \quad (32)$$

Формулу (32) можно получить также, если приравнять объемную деформацию элемента грунта в компрессионном приборе объемной деформации кубика грунта, подвергающегося сжатию силами внешнего капиллярного давления.² Отметим, что формулы для определения капиллярного давления (30), (31) и (32) относятся к статическому состоянию грунта, т. е. когда вся нагрузка воспринимается скелетом грунта. Таким образом, для вычисления по вышеприведенным формулам капиллярного давления, соответствующего условиям естественного залегания грунтов, необходимо знать: величину уплотняющего давления p_s и коэффициент бокового давления грунта ξ_0 .

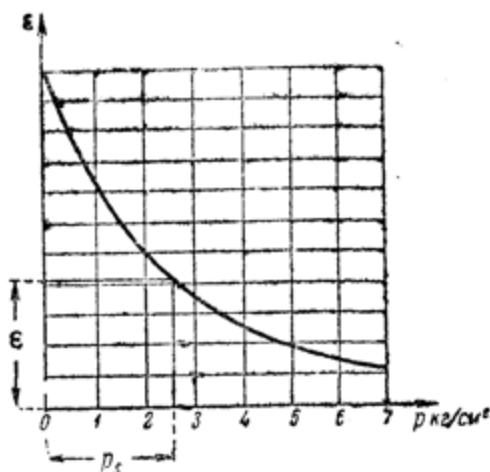
Величина уплотняющего давления p_s определяется по компрессионной кривой, причем применяются следующие два метода.

1. Метод Терцаги, основанный на использовании компрессионной кривой образца грунта нарушенной структуры

(фиг. 22). По этой кривой определяют давление, соответствующее коэффициенту пористости (или влажности) грунта в условиях его естественного залегания. Полученная величина давления и будет равна уплотняющему давлению p_s . В рассматриваемом методе величину капиллярного давления следует определять по формуле (32), т. е. будем иметь:

$$p_k = \left(\frac{1 + 2\xi_0}{3} \right) p_s.$$

2. Метод ВИОС, основанный на том, что капиллярное давление есть предел внешнего давления, при котором пористость образца грунта еще не уменьшается. Для определения величины капиллярного давления образец грунта естественной структуры (монолит) подвергается насыщению водой без возможности набухания грунта



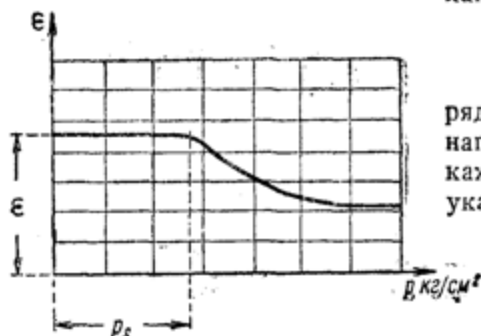
Фиг. 22. Определение капиллярного давления по компрессионной кривой нарушенной структуры.

¹ К. Терцаги, Строительная механика грунта, стр. 99, Госстройиздат, 1953.

² Н. А. Цытович, Основы механики грунтов, стр. 143, 1934.

Затем образец грунта плавно загружается непрерывно возрастающей нагрузкой до тех пор, пока не начнет деформироваться. Полученная при этом нагрузка (фиг. 23) и будет равна уплотняющему давлению p_s . При замачивании образца грунта без возможности его набухания капиллярные силы исчезают, но объем образца остается неизменным, а следовательно, остается неизменной и гидроемкость грунта, причем главные напряжения будут равны между собой и равны капиллярному давлению. Внешняя нагрузка прилагается к зажтому образцу грунта до тех пор, пока она не будет вызывать деформации грунта, т. е. пока не будет превзойдено гидростатически распределенное капиллярное давление. Таким образом, в этом методе следует за величину капиллярного давления принимать:

$$p_k = p_s.$$



Фиг. 23. Определение капиллярного давления по компрессионной кривой естественной структуры (сжатие без набухания грунта).

В дальнейшем для определения ряда точек компрессионной кривой нагрузка ведется ступенями, причем каждая новая ступень нагрузки, как указывалось ранее, прилагается лишь после полного затухания осадки от предыдущей. В этом случае более правильным будет строить компрессионную кривую как зависимость коэффициента пористости не от вертикального давления, а от суммы главных напряжений, т. е. с учетом и боковых давлений.¹

Коэффициент бокового давления. Как установлено опытами, всякое увеличение давления на горизонтальную площадку грунта, например в компрессионном приборе при испытании на сжимаемость, вызывает соответственное ему увеличение давления $dq = \xi_0 dp$ на вертикальную площадку, где ξ_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя. В общем случае, коэффициент бокового давления будет равен:²

$$\xi_0 = \frac{dq}{dp}. \quad (33)$$

Уравнение (33) после отделения переменных и интегрирования дает:

$$q = \xi_0 p + c, \quad (a)$$

где q — горизонтальное давление (боковое),
 p — вертикальное давление и
 c — постоянная интегрирования, определяемая из начальных условий.

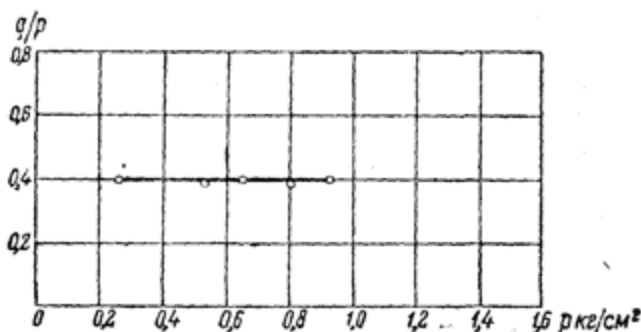
¹ Н. С. Моргунов, О недоучете горизонтальных напряжений при расчете осадок, Гидротехническое строительство, № 6, 1938.

² Н. М. Герсевич, Усовершенствованные методы построения компрессионных кривых и определения капиллярного давления, Сборник ВАОС, № 7, 1937.

Если испытывать рыхлый сыпучий грунт, то для него в начале опыта при $p_0 = 0$ боковое давление $q_0 = 0$, откуда $c = 0$ и уравнение (а) обращается в следующее:

$$\frac{q}{p} = \xi_0, \quad (b)$$

т. е. коэффициент бокового давления в этом случае будет величиной постоянной и равен отношению горизонтального давления (распора) грунта к вертикальному давлению. Если же утрамбовать сыпучий грунт, то в начальный момент испытания горизонтальное давление не



Фиг. 24. Результаты опытов с рыхлым песком по определению коэффициента бокового давления.

будет равно нулю, а будет иметь некоторую величину q_0 . Тогда при $p_0 = 0$ из уравнения (а) получим:

$$c = q_0,$$

и коэффициент бокового давления будет равен:

$$\xi_0 = \frac{q - q_0}{p}. \quad (c)$$

Для связных грунтов (глин, суглинков и пр.) начальное вертикальное давление p_0 может быть не равно нулю (например для грунта, подвергающегося капиллярному давлению), тогда как горизонтальное давление в начальный момент будет равно нулю, т. е. $q_0 = 0$.

Тогда, при $p = p_0$ и $q_0 = 0$, будем иметь:

$$c = -\xi_0 p_0$$

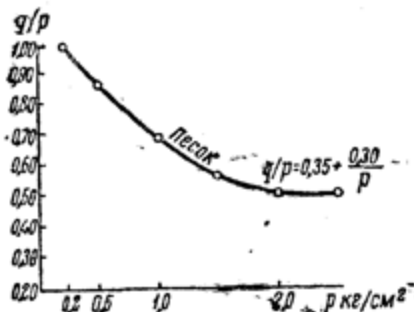
и

$$\xi_0 = \frac{q + \xi_0 p_0}{p}. \quad (d)$$

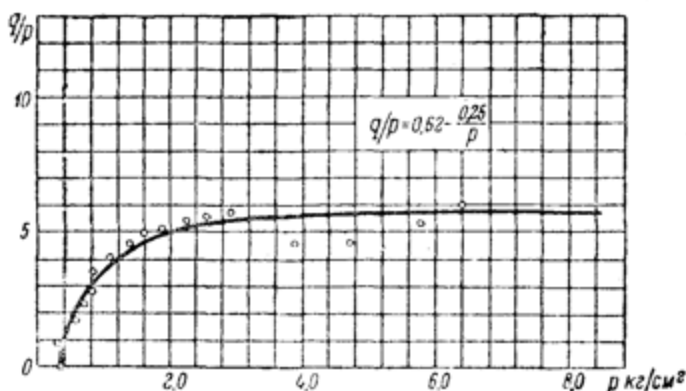
Уравнение (b) определяет прямую, уравнения же (c) и (d) — гиперболы, причем последние показывают, что коэффициент бокового давления для уплотненных и связных грунтов изменяется с увеличением давления и приобретает постоянную величину лишь при значительных величинах давлений.

Изложенное находится в полном соответствии с экспериментальными данными. Так например, фиг. 24 изображает результаты опытов В. Г. Булычева по определению коэффициента бокового давления для

рыхлого песка, фиг. 25 — результаты опытов инж. Гундорина (Институт пути НКПС) с утрамбованным песком и фиг. 26 — результаты опытов, произведенных ВИА РККА с суглинком, где вопрос о коэффициенте бокового давления впервые был подробно исследован.¹ Согласно приведенным данным величина коэффициента бокового давления стремится к определенному пределу (фиг. 25 и 26), каковым является ордината асимптоты гиперболы, выражающей зависимость q/p от величины внешнего давления p при достаточно большом его значении.



Фиг. 25. Результаты опытов с утрамбованным песком по определению коэффициента бокового давления.



Фиг. 26. Результаты опытов с суглинком по определению коэффициента бокового давления.

Для утрамбованного песка (фиг. 25) по уравнению (с) имеем:

$$\frac{q}{p} = 0,35 + \frac{0,30}{p},$$

и для суглинка (фиг. 26) по уравнению (d) получим:

$$\frac{q}{p} = 0,62 - \frac{0,25}{p},$$

откуда, полагая $p = \infty$, будем иметь: для песка $\xi_{0\infty} = 0,35$ и для суглинка $\xi_{0\infty} = 0,62$.

¹ См. Вестник ВИА РККА, сборник 6, „Основания и фундаменты“, статья Г. И. Покровского, Н. В. Лалетина, А. А. Эрлиха и др., М., 1934.

Таким образом для экспериментального определения коэффициента бокового давления $\xi_{0\infty}$ необходимо опытным путем получить ряд значений бокового давления q в зависимости от величины p . По полученным значениям строится график изменения q/p в зависимости от p , и по нему определяется $\xi_{0\infty}$.

Отметим, что ряд опытов, поставленных в ВИА РККА, показывает, что для большого диапазона давления кривая зависимости коэффициента бокового давления от сжимающего напряжения может быть еще сложнее и иногда имеет один и даже два максимума.¹

Измерение бокового давления производится в компрессионных приборах одновременно с получением данных для компрессионной кривой,² причем, на основании вышеизложенного, коэффициент бокового давления следует определять с учетом величины внешнего давления. Приведем некоторые значения $\xi_{0\infty}$, полученные опытным путем для типичных грунтов (см. табл. 10).

ТАБЛИЦА 10.

Коэффициент бокового давления для типичных грунтов.

Наименование грунта	Коэффициент бокового давления $\xi_{0\infty}$	Примечания
Пески	0,35—0,42	По Терцаги, Булычеву, Гундोरину
Суглинки	0,50—0,70	По данным лаборатории ВИА РККА (Покровский, Лалетин, Эрлих и др.)
Глины	0,70—0,74	По Терцаги

5. Влияние водопроницаемости на скорость сжатия.

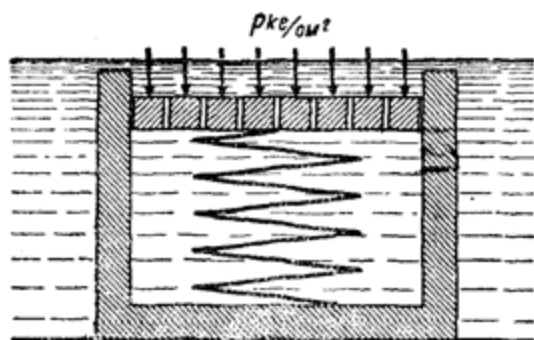
Модель сжатия грунтовой массы. Деформация грунтов при сжатии под действием данной постоянной нагрузки происходит не сразу, а постепенно. Скорость сжатия зависит от размера пор грунта и от того, чем они заполнены: воздухом или водой. Если поры грунта заполнены воздухом, то время сжатия зависит только от скорости приспособления зерен грунта к новому состоянию равновесия, и по величине незначительно. Если же поры грунта заполнены водой, то скорость сжатия будет зависеть от водопроницаемости грунта, т. е. от его фильтрационной способности.

Процесс сжатия грунтовой массы лучше всего иллюстрируется механической моделью (фиг. 27). Представим себе сосуд, наполненный водой и закрытый поршнем, имеющим несколько отверстий; поршень поддерживается металлической пружиной. Вода, находящаяся в сосуде, будет изображать грунтовую воду, пружина — скелет грунта, и отверстия в поршне — капилляры грунта. Если к поршню приложить внешнюю

¹ Г. И. Покровский, Н. В. Лалетин, А. А. Эрлих, Исследование компрессионных кривых и эллипсоида напряжений в песчаных грунтах, Вестник ВИА РККА, № 21, М., 1937.

² Описание методики определения компрессионной зависимости и коэффициента бокового давления дано в последней главе курса.

нагрузку интенсивностью $p \text{ кг/см}^2$, то в первый момент нагрузка будет передаваться полностью на воду, так как для того, чтобы пружина могла сжаться и воспринять некоторое давление, вода должна вытечь из сосуда. Если отверстия в поршне крупные, то вытекание воды произойдет быстро, и давление быстро передается на пружину. Если же отверстия очень мелкие, то выдавливание воды будет чрезвычайно медленным, и полная деформация пружины произойдет лишь по прошествии длительного промежутка времени. Чем меньше отверстия, тем медленнее произойдет сжатие пружины. С течением времени, которое



Фиг. 27. Механическая модель сжатия грунтовой массы.

будет зависеть от скорости вытекания воды, пружина полностью воспримет внешнюю нагрузку, что будет соответствовать состоянию равновесия в грунтовой массе. Приведенная модель дает ясное понятие о процессе сжатия грунтовой массы. Если снять внешнюю нагрузку с поршня, то последний будет стремиться занять первоначальное положение, при этом соответствующее количество воды будет всосано сосудом. Если пружина обладает не полной упругостью, то поршень не придет в первоначальное положение, а будет иметь место некоторая остаточная деформация, т. е. кривая набухания не совпадает с кривой сжатия.

На фиг. 28 представлены кривые осадок для двух сортов глинистого грунта по опытам Ленинградского института сооружений.

Из рассмотрения кривых можно сделать заключение, что чем большей водопроницаемостью обладает грунт, тем скорее наступает затухание осадок. В грунтовой массе сжатие (осадка) обуславливается вытеканием воды из пор грунта. Движение же воды при постоянной нагрузке происходит под действием гидростатического напора, равного p/Δ_0 , где p — внешнее давление и Δ_0 — объемный вес воды. Как установлено опытами ряда исследователей, движение воды в средних и мелких песках, а также в пластичных глинах, может быть с достаточной для технических целей точностью принято подчиняющимся экспериментальному закону Дарси.

Закон Дарси. Объем воды, протекающей параллельными струями через водопроницаемое тело, выражается по Дарси уравнением:

$$Q = kFIt; \quad (34)$$

здесь Q — объем воды;

F — площадь всего поперечного сечения грунта;

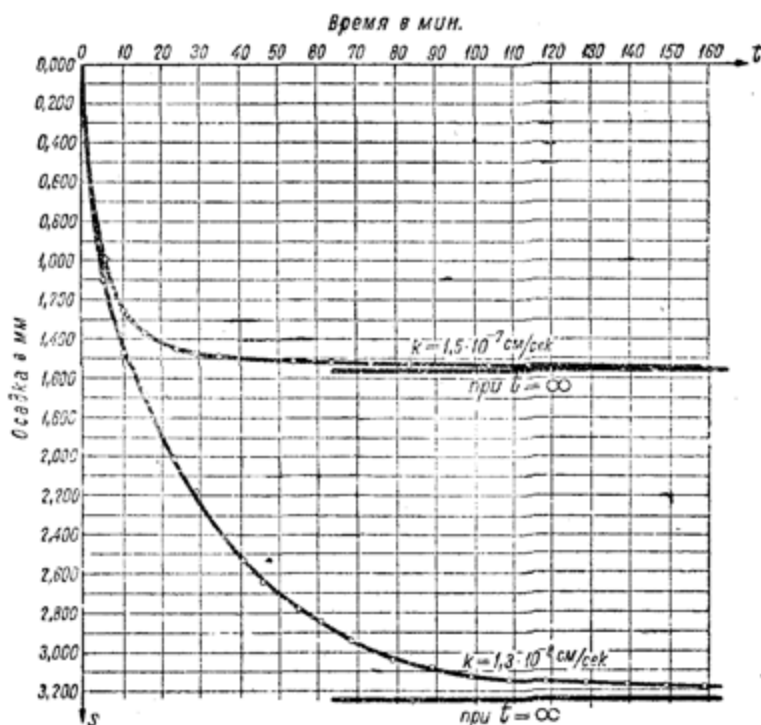
t — время;

k — коэффициент водопроницаемости или коэффициент фильтрации;

I — гидравлический градиент, равный отношению потери напора к длине пути фильтрации, т. е.

$$I = \frac{H_2 - H_1}{l}, \quad (35)$$

где $H_2 - H_1$ — потеря напора;
 l — длина пути фильтрации.



Фиг. 28. Кривые осадок двух глин при постоянной нагрузке.

Если обозначить расход воды, отнесенный к единице площади поперечного сечения, или так называемую скорость фильтрации, через q , т. е. $q = \frac{Q}{Ft}$, то формула (34) перепишется в следующем виде:

$$q = kI, \quad (36)$$

т. е. скорость фильтрации пропорциональна гидравлическому градиенту.

Формула (36) является наиболее распространенным выражением закона Дарси. Отметим, что скорость фильтрации не есть скорость движения воды в порах грунта. Среднюю скорость движения воды можно получить, разделив расход воды через единицу площади поперечного сечения грунта на площадь сечения пор, которую для единицы

объема грунта можно принять равной: $n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}$. Тогда, для средней скорости движения воды, которую обозначим v , будем иметь:

$$v = \frac{q}{n}, \quad (37)$$

или

$$v = q \frac{1 + \varepsilon}{\varepsilon}. \quad (37')$$

Коэффициент фильтрации k равен скорости фильтрации q при гидравлическом градиенте I , равном единице. Так как I отвлеченное число, то коэффициент фильтрации, или коэффициент водопроницаемости, имеет размерность скорости, т. е. выражается в см/сек, см/мин и т. п.

Скорость уплотнения грунтовой массы в известных пределах прямо пропорциональна коэффициенту водопроницаемости. Поэтому определение коэффициента водопроницаемости грунта при данной нагрузке имеет большое значение для расчетов деформаций грунтов.

Пользуясь кривой скорости сжатия, можно определить коэффициент фильтрации (водопроницаемости) для мелкоземистых грунтов, процесс сжатия которых продолжается длительный промежуток времени.

Кривая водопроницаемости. Опыты показали, что величина коэффициента фильтрации зависит как от механического состава грунта, так и от его пористости и структуры. Мелкодисперсные грунты (глины, суглинки и пр.) имеют очень малый коэффициент фильтрации. Для них определение



Фиг. 29. Кривая водопроницаемости

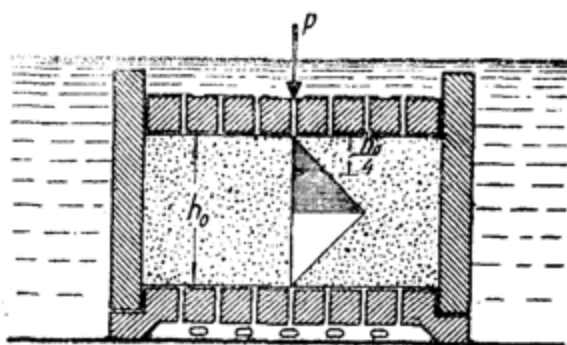
коэффициента фильтрации путем непосредственного измерения количества профильтровавшейся через слой грунта воды часто бывает невозможным, и приходится определять коэффициент фильтрации косвенным методом по наблюдению времени сжатия грунта, т. е. по кривой затухания осадок грунта во времени. Такое наблюдение производится одновременно с определением данных для построения компрессионной кривой. Каждому давлению будет соответствовать определенный коэффициент пористости данного грунта и определенный коэффициент фильтрации.

Таким образом, если образец грунта, насыщенный водой, подвергать различным давлениям и для каждого давления, которому будет соответствовать определенная плотность грунта, определять коэффициент фильтрации, то получим ряд значений коэффициента фильтрации, по которым можно построить кривую изменения коэффициента фильтрации в зависимости от величины коэффициента пористости. Эта кривая, изображенная на фиг. 29, носит название кривой водопроницаемости грунта. Для большей части кривой водопроницаемости, как показали исследования ВИОС, с достаточной для практических целей

точностью может быть принята линейная зависимость между коэффициентом фильтрации и коэффициентом пористости. Таким образом, для каждого изменения нагрузки необходимо определить соответствующий этому изменению коэффициент фильтрации насыщенного водой грунта. Приведем некоторые средние значения величины коэффициента фильтрации для грунтов при давлении порядка $1-2 \text{ кг/см}^2$ (см. табл. 11).

В таблице 11 величина i означает любое число от 1 до 10. Так как коэффициент фильтрации, выраженный в см/сек , имеет чрезвычайно малую величину, то в технических приложениях иногда выражают его в см/год . Для перевода 1 см/сек в см/год можно принять, что $1 \text{ см/сек} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$.

Время сжатия однородных слоев грунта разной толщины. Представим себе слой глинистого грунта, помещенный в жестком цилиндре



Фиг. 30. Схема сжатия слоя грунта при двусторонней фильтрации.

между двумя пористыми пластинками (фиг. 30). Грунт сжимается постоянной равномерно распределенной нагрузкой, интенсивностью $p \text{ кг/см}^2$. Поставим себе задачу определить зависимость времени уплотнения от толщины слоя сжимаемого грунта. Обозначим:

α_1 — начальный коэффициент пористости грунта (до приложения нагрузки p);

α_2 — средний коэффициент пористости грунта по прошествии наблюдаемого времени t ;

h — начальная высота слоя грунта;

k — коэффициент фильтрации (средний за время наблюдения).

Отнесем все наши рассуждения не к полной высоте слоя грунта, а к уменьшенной толщине, которую грунт имел бы при отсутствии пустот. Эта величина, называемая приведенной толщиной слоя грунта, в процессе сжатия остается неизменной. Так как объем твердых частиц (скелета) грунта в 1 см^3 равен $\frac{1}{1+\alpha}$, то приведенная толщина слоя грунта будет равна:

$$h_0 = \frac{h}{1+\alpha_1}. \quad (a)$$

ТАБЛИЦА 11.

Порядок величины коэффициента фильтрации для различных грунтов.

Наименование грунта	$k \text{ см/сек}$
Пески	$i \cdot 10^{-2} - i \cdot 10^{-4}$
Супеси	$i \cdot 10^{-3} - i \cdot 10^{-6}$
Суглинки	$i \cdot 10^{-5} - i \cdot 10^{-8}$
Глины	$i \cdot 10^{-7} - i \cdot 10^{-10}$

Точно так же и коэффициент фильтрации можно отнести не к полной толщине слоя грунта, а к приведенной, т. е. можно положить:

$$k_0 = \frac{k}{1 + \varepsilon_1}. \quad (b)$$

Определим объем воды, который будет выжат нагрузкой за время t через площадь поперечного сечения грунта F . По закону Дарси имеем:

$$Q = k_0 \frac{H_2 - H_1}{l} tF. \quad (c)$$

Для рассматриваемого случая напор в грунтовой воде будет вызываться давлением p , причем будем иметь:

$$H_2 - H_1 = \frac{p}{\Delta_0}, \quad (d)$$

где Δ_0 — объемный вес воды.

Если, например, $p = 1 \text{ кг/см}^2$, то при $\Delta_0 = 0,001 \text{ кг/см}^3$ действующий напор будет равен $H_2 - H_1 = \frac{1}{0,001} = 1000 \text{ см} = 10 \text{ м}$. Средний путь частиц воды при фильтрации в две стороны, отнесенный к приведенной толщине слоя грунта, будет равен:

$$l = \frac{1}{2} \left(0 + \frac{h_0}{2} \right) = \frac{h_0}{4}, \quad (e)$$

тогда:

$$Q = k_0 \frac{4}{h_0} \frac{p}{\Delta_0} tF. \quad (f)$$

С другой стороны, тот же объем воды может быть выражен через коэффициенты пористости и высоту слоя грунта. Действительно, принимая во внимание, что объем пор равен $\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}$, будем иметь:

$$Q = \frac{\varepsilon_1}{1 + \varepsilon_1} Fh - \frac{\varepsilon_2}{1 + \varepsilon_2} Fh', \quad (g)$$

где h' — высота, соответствующая коэффициенту пористости ε_2 .

Так как величины $\frac{h}{1 + \varepsilon_1}$ и $\frac{h'}{1 + \varepsilon_2}$ равны приведенной толщине слоя грунта h_0 , остающейся постоянной во все время опыта, то равенство (g) можно представить в виде:

$$Q = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) h_0 F. \quad (h)$$

Приравнявая правые части равенств (f) и (h) друг другу, будем иметь:

$$k_0 \frac{4}{h_0} \frac{p}{\Delta_0} tF = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) h_0 F. \quad (i)$$

Сокращая на F и принимая во внимание, что согласно формуле (25') коэффициент сжимаемости равен:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p};$$

решая уравнение (i) относительно t , получим:

$$t = \frac{a\Delta_0}{4k_0} h_0^2. \quad (i)$$

Полученное равенство выражает весьма важную зависимость, которую можно формулировать так: время, необходимое для выдавливания воды из пор грунта, прямо пропорционально квадрату приведенной толщины слоя грунта.

Если рассматривать сжатие двух разных по толщине слоев одного и того же грунта, например слоя грунта h , испытываемого в лаборатории, и слоя H в натуре, подвергаемых сжатию без возможности бокового расширения, то, рассматривая их уплотнение до одного и того же процента от полной осадки, будем иметь:

для первого слоя

$$t = \frac{a\Delta_0}{4k_0} h_0^2$$

и для второго слоя

$$T = \frac{a\Delta_0}{4k_0} H_0^2.$$

Беря отношение T/t и решая полученное равенство относительно T , после сокращений получим:

$$T = t \frac{H_0^2}{h_0^2}. \quad (38)$$

По формуле (38) легко определить время сжатия (для любой доли от полной осадки) слоя грунта мощностью H , если известна кривая времени сжатия образца того же грунта толщиной h . В случае сжатия одинаковых по пористости слоев грунта, выражение (38) может быть заменено следующим:

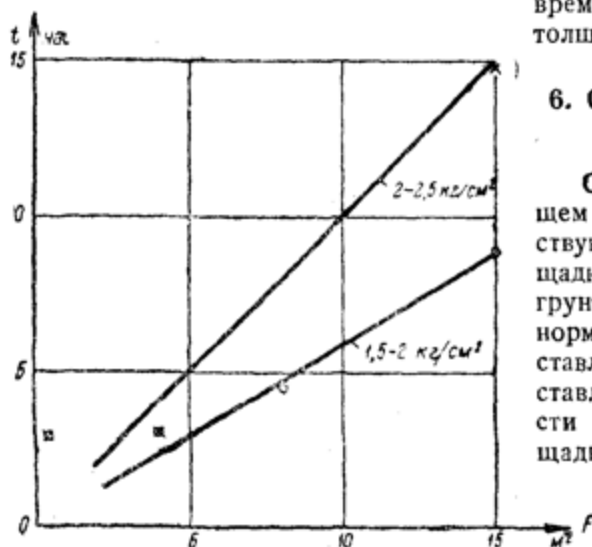
$$T = t \frac{H^2}{h^2}. \quad (38')$$

Отметим, что пропорциональность времени сжатия квадрату толщины слоя грунта, при испытании образцов небольших размеров, может и не наблюдаться. Так, в лабораторных опытах С. И. Синельщикова, проведенных в Фундаментстрое с пылеватым суглинком, время сжатия слоев грунта в 1 и 4 см толщины не увеличивалось с увеличением толщины слоя.¹ В то же время полевые опыты на глине и иле, проведенные Х. Р. Хакимовым в том же Фундаментстрое,¹ по наблюдению времени осадки опытных штампов площадью от 0,5 до 15 м² показали, что для больших площадей (во всяком случае больших 0,5 м²) наблюдается полная пропорциональность между временем сжатия (например временем, соответствующим уплотнению, равному половине от полной осадки) и площадью штампа (фиг. 31). Г. И. Покровский в цитируемой работе подвергает сомнению положение о пропорциональности времени

¹ Г. И. Покровский, Физические предпосылки расчета масштаба времени при деформациях грунтов, Журнал технической физики, т. VIII, вып. 15, 1938.

сжатия квадрату толщины слоя грунта, основываясь на лабораторных опытах, результаты которых могут зависеть от условий испытания.

Отдавая предпочтение полевым опытам перед лабораторными, можем считать установленным, не только на основании теоретических, но и вышеприведенных экспериментальных данных (опыты Хакимова), что для больших площадей загрузки существует пропорциональность между временем сжатия и квадратом толщины слоя грунта.



6. Сопротивление грунтов сдвигу.

Основные понятия. В общем случае напряжения, действующие на любую площадку, проведенную внутри грунта, будут складываться из нормальных и касательных составляющих. Касательные составляющие лежат в плоскости рассматриваемой площадки и обуславливают скольжение или сдвиг. Выше было рассмотрено действие нормальных (сжимающих) напряжений на грунт, здесь же рассмотрим действие касательных

Фиг. 31. Зависимость между временем сжатия (при уплотнении до половины от полной осадки) и площадью фундамента.

или сдвигающих напряжений. Как известно, деформация сдвига заключается в изменении первоначально прямых углов сетки, проведенной на подвергающемся сдвигу образце, без изменения длины отдельных линий. Если постепенно увеличивать сдвигающие силы, то деформация испытываемого образца увеличится и при некотором значении сдвигающих сил наступит скольжение одних элементов грунта по другим, т. е. произойдет срезывание или сдвиг. Для грунтов полное сопротивление сдвигу будет складываться из сцепления и внутреннего трения, возникающего лишь при скольжении одной части массива грунта по другой.

Сцепление в грунтах будет двух видов: молекулярное и капиллярное. Первое представляет действие молекулярных сил в точках контакта частиц грунта; чем больше точек контакта имеет грунт и чем большим давлением он был уплотнен, тем большую величину будет иметь молекулярное сцепление. Капиллярное сцепление возникает вследствие наличия поверхностного натяжения воды и в общем случае будет являться функцией капиллярного давления.

Внутреннее трение грунта представляет собой сопротивление взаимному сдвигению частиц и в известных пределах будет прямо пропорционально давлению, передающемуся на твердый скелет грунта. Внутреннее трение между твердыми частицами грунта, насыщенного водой, будет возникать лишь от той части давления, которая пере-

дается на скелет грунта. Для крупнозернистых грунтов с жестким скелетом, процесс сжатия которых протекает весьма быстро, практически сейчас же после загрузки образца давление полностью передается на скелет грунта. Если испытывать такой образец на сдвиг, то в нем возникает полностью внутреннее трение, сопротивляющееся сдвигу. Для глинистых грунтов с упругим скелетом величина внутреннего трения зависит от состояния гидродинамических напряжений в грунте. Если содержание воды в глине соответствует величине внешнего давления, т. е. грунт находится в статическом состоянии, то он будет обладать вполне определенным значением внутреннего трения. Если же на скелет грунта передается не вся нагрузка, а часть ее будет восприниматься водой, заполняющей поры грунта, то естественно, что в грунте будет наблюдаться уменьшенное внутреннее трение. Так, например, если разжиженную глину нагрузить и сейчас же подвергнуть образец сдвигу, то он даст ничтожно малое сопротивление; если же выждать до полного затухания осадки грунта под нагрузкой, то тот же образец даст значительно большее сопротивление сдвигу. Таким образом, в зависимости от того, какая часть всего внешнего давления передается на твердый скелет грунта, коэффициент внутреннего трения будет изменяться от нуля до величины полного статического коэффициента трения. Для глин и вообще для мелкодисперсных грунтов с упругим скелетом константой может служить только коэффициент статического внутреннего трения, коэффициент же гидродинамического трения будет переменной величиной, изменяющейся в зависимости от времени действия нагрузки и доли всей нагрузки, воспринимаемой скелетом грунта.

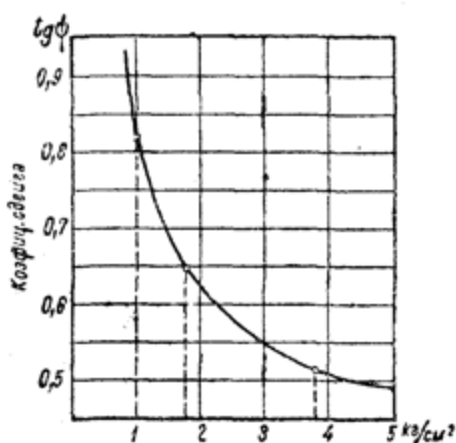
Экспериментальные данные. Опыты по изучению сопротивления грунта сдвигающим усилиям в основном производятся следующим образом: грунт подвергается сжимающей нагрузке и, когда наступит равновесие внешней нагрузки и внутренних сил, т. е. когда прекратится осадка от действия внешней нагрузки, к образцу грунта медленно прилагают сдвигающую нагрузку, которую увеличивают до тех пор, пока не произойдет сдвиг (скольжение) грунта по грунту. Удачным приспособлением, обеспечивающим равномерность распределения сдвигающих напряжений по плоскости среза, особенно для песчаных грунтов, является односрезный прибор, в котором грунт зажат между зубчатыми пористыми пластинками (см. главу X). Размер образца грунта не влияет на сопротивление срезыванию.¹ Если грунт состоит из чешуйчатых частиц, например глинистых, то испытание должно быть произведено при отсутствии поверхностного натяжения воды, т. е. образец грунта во время испытания должен быть погружен в воду или на поверхности образца должен быть слой воды. Если грунт состоит из жестких частиц (песок) и не подвергается капиллярному давлению, или, точнее, испытывает ничтожно малое давление, то опыт на срезывание можно производить и при отсутствии воды на поверхности грунта. Когда осадка грунта под действием сжимающей нагрузки прекратится,

¹ Н. Н. Иванов и П. П. Пономарев, Строительные свойства грунтов, стр. 137, ЦИАТ, Госстройиздат, 1932.

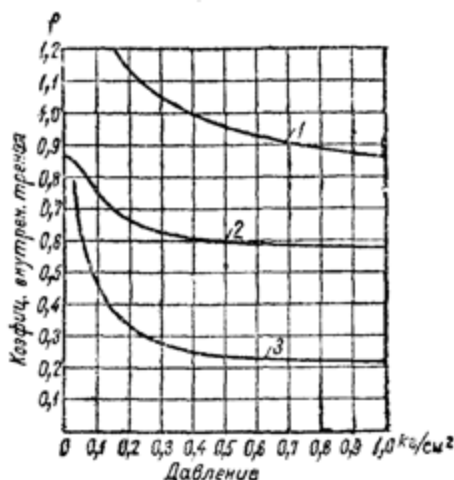
Терцаги, Исследование грунта, стр. 32, Стройиндустрия, № 3—4, 1930.

шую из двух разных по своему характеру отрезков (фиг. 32): одного с большой кривизной, располагающегося от 0 до некоторого значения σ_{φ} , и другого, — весьма близкого к прямой, — от величины σ_{φ} до напряжений, во всяком случае, порядка 5—10 кг/см². Величина σ_{φ} для различных грунтов будет различной: согласно имеющимся данным, для глин — $\sigma_{\varphi} \approx 0,5—0,7$ кг/см², для песков — $\sigma_{\varphi} \approx 1$ кг/см² или несколько больше.

Сопротивление грунта сдвигу в криволинейном участке диаграммы сдвига (фиг. 32) складывается из двух частей: первой, соответствующей нулевому давлению (на диаграмме фиг. 32 — постоянная величина c),



Фиг. 33. Зависимость коэффициента сдвига от давления.



Фиг. 34. Зависимость коэффициента внутреннего трения от давления (построена по опытам Терзаги).

1 — плотный песок; 2 — рыхлый песок; 3 — глина.

которая представляет собой не что иное как молекулярное сцепление грунта (c_m), и второй части, изменяющейся от нормального напряжения σ по криволинейному закону.

Тангенс угла наклона диаграммы сдвига к оси давлений назовем коэффициентом внутреннего трения грунта. Для криволинейного участка диаграммы сдвига тангенс угла наклона, выражающий собой коэффициент внутреннего трения грунта, является величиной переменной, уменьшающейся с увеличением давления. Высказанное положение подтверждается рядом опытов; экспериментально доказано, что при давлениях меньших 1 кг/см², коэффициент внутреннего трения глин и песков действительно зависит от давления (фиг. 34). Если рассматривать второй участок диаграммы сдвига (при напряжении большем σ_{φ}), то для него, с достаточной для практических целей точностью, можно считать коэффициент внутреннего трения ($\text{tg } \varphi$) величиной постоянной.

Закон Кулона. В диаграмме сдвига при давлениях больших определенного предела (больших σ_{φ}), точки, соответствующие различным

значениям τ для различных величин σ , располагаются весьма близко к прямой AB (фиг. 32). Если принять отрезок AB за прямую, то уравнение ее будет:

$$\tau = \tau_0 + \operatorname{tg} \varphi \sigma,$$

где τ_0 — начальный параметр прямой и

φ — угол наклона прямолинейной части диаграммы сдвига к оси давлений, называемый углом внутреннего трения.

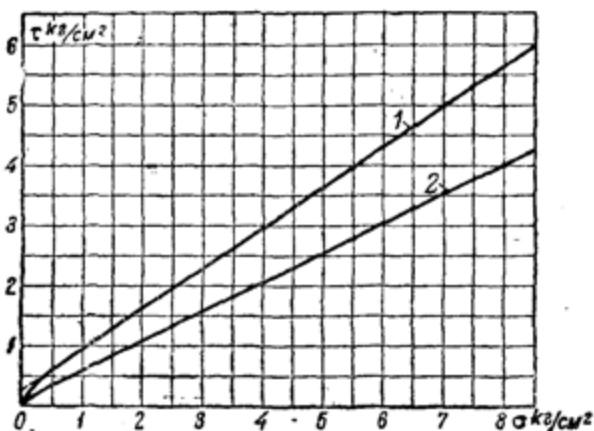
Обозначим коэффициент внутреннего трения, равный $\operatorname{tg} \varphi$, через f , т. е.:

$$f = \operatorname{tg} \varphi; \quad (40)$$

тогда уравнение прямой, выражающей зависимости сопротивления сдвигу грунтов от величины сжимающего напряжения (давления), примет вид:

$$\tau = \tau_0 + f \sigma. \quad (41)$$

Формула (41) впервые была дана в конце XVIII века Кулоном и является основной зависимостью в теории связанных грунтов. Эту зависимость можно назвать законом Кулона и формулировать следующим образом: сопротивление грунтов



Фиг. 35. Зависимость сопротивления сдвигу от давления для песка по опытам Терцаги.

1 — плотный песок; 2 — рыхлый песок

сдвигу является функцией первой степени от нормального давления.

Если сдвиг грунта производят под водой после полного затухания осадки от вертикального давления, то величина τ_0 отнюдь не будет сцеплением грунта, как это обычно принимают, а является лишь начальным параметром прямолинейной части диаграммы сдвига.

Коэффициенты внутреннего трения и сцепления. Коэффициент внутреннего трения сыпучих грунтов в высокой степени зависит от условий залегания и плотности: он растет с увеличением плотности.

Коэффициенты внутреннего трения сухого песка и песка, насыщенного водой, мало отличаются один от другого. Для песка прямая, выражающая зависимость сдвигающего напряжения от нормального давления (фиг. 35), проходит почти через начало координат, т. е. величина τ_0 близка к нулю. Таким образом, для песков и других сыпучих грунтов, не обладающих сцеплением, сопротивление сдвигу состоит лишь из сопротивления трению, прямо пропорционального давлению.

Для сыпучих грунтов закон Кулона может быть выражен уравнением:

$$\tau = f\sigma, \quad (41')$$

т. е. сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному давлению.

Коэффициент внутреннего трения связных грунтов может считаться величиной постоянной только тогда, когда уплотнение грунта во время испытания происходит полностью.

Связность грунтов обуславливается действием капиллярных сил, которые, по теории Терцаги, можно рассматривать как внешнюю равномерно распределенную нагрузку интенсивностью p_k . Тогда, в общем виде, сопротивление сдвигу связных грунтов может быть выражено уравнением:

$$\tau = \tau_0 + (p_k + \sigma) \operatorname{tg} \varphi, \quad (a)$$

причем

$$\tau_0 = c_0 + c_m, \quad (b)$$

где c_0 — переменный параметр, зависящий от кривизны диаграммы сдвига,

c_m — молекулярное сцепление грунта,

или

$$\tau = c_0 + (c_m + p_k \operatorname{tg} \varphi) + \sigma \operatorname{tg} \varphi. \quad (c)$$

Выражение, взятое в скобках в уравнении (c), представляет часть полного сопротивления грунта сдвигу, не зависящую от внешней нагрузки, т. е. сцепление грунта. Сцепление состоит из двух частей: молекулярного сцепления c_m и капиллярного сцепления c_k прямо пропорционального капиллярному давлению p_k . Принимая во внимание, что $\operatorname{tg} \varphi = f$, будем иметь:

$$c_k = fp_k. \quad (42)$$

Как показали опыты Терцаги, подтвержденные новейшими лабораторными исследованиями, формула (42) удовлетворительно сходится с наблюдениями лишь для пластичной консистенции связных грунтов.¹

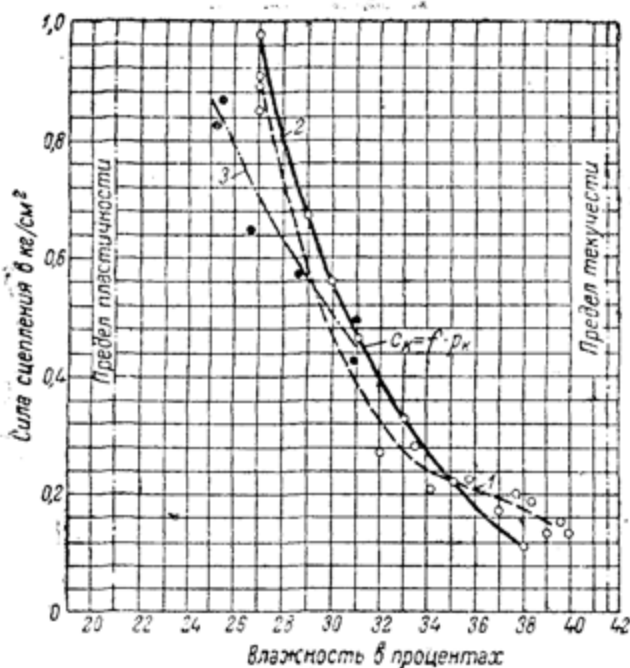
На фиг. 36 изображены результаты опытов по определению сил сцепления в кембрийской глине, проведенные в ЦНИГРИ. Эти опыты подтверждают высказанное выше положение о пределах применимости формулы (42). Силы капиллярного сцепления грунтов, как это вытекает из экспериментальных и теоретических данных, с увеличением влажности грунта сильно падают, приближаясь при границе текучести к величинам, близким к нулю. Силы молекулярного сцепления не зави-

¹ М. Г. Румянцева, А. И. Соболев и Е. С. Акинина, К вопросу методики определения трения и сцепления в связных грунтах. Сборник ЦНИГРИ, Экспериментальные работы по изучению физико-механических свойств грунтов, ОНТИ, 1937.

сят от влажности грунта, а лишь от числа точек контакта между частицами грунта и от величины предшествующего внешнего давления. По величине они незначительны (порядка одной-двух сотых долей килограмма на квадратный сантиметр).

Так как величина капиллярного давления зависит от эквивалентного уплотняющего давления p_s , то уравнение (42) можно представить в виде:

$$c_k = \chi p_s, \quad (42')$$



Фиг. 36. Зависимость сил сцепления кембрийской глины от влажности.

1—опыты на срезывание; 2—расчетная кривая; 3—опыты на разрыв.

где χ — коэффициент, определяемый опытным путем, который может быть назван коэффициентом сцепления,

p_s — величина уплотняющего давления, определяемая по компрессионной кривой для грунта нарушенной структуры и соответствующая естественной влажности грунта.

Хворслев и Терцаги¹ рекомендуют определять величину коэффициента внутреннего трения f и коэффициента сцепления χ по результатам нескольких опытов на сдвиг с учетом компрессионных свойств

¹ M. I. Hvorslev, Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden, Kopenhagen, 1937.

M. I. Hvorslev, A ring shearing apparatus for the determination of the shearing resistance and plastic flow of soils. Proceed. of the Intern. Confer. on soil mechanics, Cambridge, vol. II, 1936.

K. Terzaghi, Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden, Die Bautechnik, H. 26, 1938.

грунтов. Предлагаемый способ применим лишь для маловодопроницаемых связных грунтов. При испытании проба грунта с влажностью, соответствующей пределу текучести, уплотняется посредством наибольшего давления, при котором данный грунт будет испытываться до полного затухания осадок, затем разгружается до данной ступени нагрузки, при которой производится отдельное испытание, и образцу дается время для набухания. Когда деформация прекратится, к образцу грунта медленно прилагают сдвигающую силу с тем, чтобы при действии ее также происходило уплотнение грунта. После проведения опыта сейчас же берут пробу грунта в плоскости сдвига для определения влажности грунта, а по ней и по имеющейся компрессионной кривой определяют уплотняющее давление p_s .

Если считать сцепление грунта функцией только уплотняющего давления, то уравнение для определения максимального сопротивления сдвигу связных грунтов может быть представлено в виде:

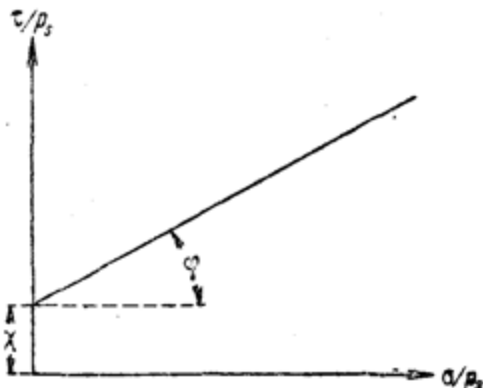
$$\tau = \gamma p_s + f\sigma. \quad (43)$$

Разделив обе части равенства на p_s , получим:

$$\frac{\tau}{p_s} = \gamma + f \frac{\sigma}{p_s}. \quad (43')$$

Уравнение (43') будет соответствовать одинаковой пористости (влажности) связного грунта. Как нетрудно убедиться, оно также представляет прямую, наклоненную под углом φ к оси абсцисс (ось σ/p_s) и отсекающую на оси ординат (ось τ/p_s) отрезок γ (фиг. 37).

С помощью диаграммы фиг. 37, которую можно назвать диаграммой сдвига для связных (глинистых) грунтов легко определяются коэффициент внутреннего трения грунта f и коэффициент сцепления грунта γ , которые по Хворслеу и Терцаги могут считаться константами связных грунтов. Для установления порядка величины коэффициентов внутреннего трения грунтов, приведем их некоторые значения по опытам Терцаги (см. табл. 12).



Фиг. 37. Диаграмма сдвига для связных грунтов.

ТАБЛИЦА 12.

Наименование грунта	Коэффициент трения	Угол трения
Коаллоидный ил	0,23—0,28	13°—16°
Жирные глины	0,25—0,40	14°—22°
Песчанистые глины	0,40—0,50	22°—27°
Песок средней крупности (сухой или насыщенный водой)	0,60—0,65	31°—33°

ТЕОРИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ.

1. Основные положения.

Прочность и устойчивость сооружений, возводимых на грунтах и сооружаемых в грунтах, зависит не только от напряжений в грунте по подошве фундаментов и от свойств слоя грунта, непосредственно примыкающего к подошве, но также в высокой степени и от напряжений нижележащих слоев грунта и их свойств. Изучение грунта не будет полным, пока не составится ясная картина о всей системе напряжений, существующих как в верхних, так и в более глубоких слоях грунта, под нагруженной поверхностью вместе с изменениями, возникающими в грунте под действием этих напряжений.

Вопрос о распределении напряжений в грунтах при действии местной нагрузки имеет большое практическое значение для изучения условий прочности грунтов, для расчетов фундаментов сооружений и расчетов подземных сооружений. Вопрос, наиболее интересующий строителей, а именно, осадка сооружений, не может быть разрешен без знания и учета распределения напряжения в слоях грунта на значительную глубину от подошвы сооружения.

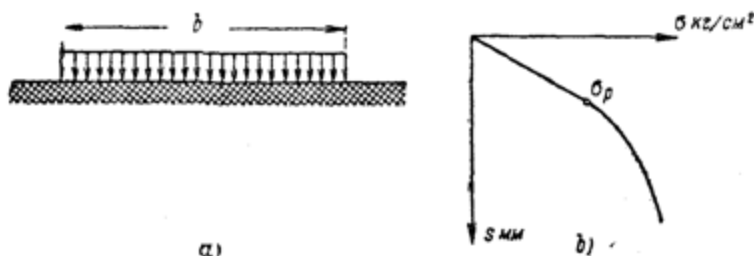
В механике грунтов при решении вопроса о распределении напряжений применяют уравнения математической теории упругости, которые предполагают линейную зависимость между напряжениями и упругими деформациями. Следует отметить, что уравнения теории упругости являются математическими соотношениями, справедливыми не только для упругих, но и для любых сплошных линейно деформируемых тел. Для грунтов зависимость между напряжениями и деформациями, при загрузке части их поверхности постепенно увеличивающейся сжимающей нагрузкой, выражается кривой линией (фиг. 38). Однако в определенных пределах (от нуля до некоторой величины σ_p) с достаточной для практических целей точностью можно считать зависимость между сжимающими напряжениями и деформациями линейной. Так как нагрузка в основаниях сооружений обычно выбирается так, чтобы не был превзойден предел пропорциональности между напряжениями и деформациями, то с полным к тому основанием при определении напряжений в грунтах можно применять уравнения линейно деформируемых тел.

Если в пределах пропорциональности нагрузить и разгрузить грунт, то будут наблюдаться, кроме упругих деформаций, и остаточные деформации. Следует заметить, что величина остаточных деформаций

для грунтов, как правило, значительно превосходит величину их упругих деформаций.

Таким образом, при определении напряжений в грунтах можно исходить из теории линейно деформируемых тел, т. е. применять уравнения математической теории упругости, но с тем ограничением, что нормальные напряжения не меняют своего знака. Что же касается вопроса о том, что грунты не являются сплошными телами, то можно доказать,¹ что определение напряжений в мелкозернистых однородных грунтах (частицы диаметром порядка 0,001 мм) методом теории упругости будет обладать той же степенью точности, что и в металлах.

Отметим, что при определении напряжений в грунтах следует иметь в виду, что уравнения теории упругости будут справедливы для напряжений, при которых отсутствуют области пластических деформаций под фундаментами, или когда эти области имеют незначительную величину по сравнению со всей площадью загрузки. Для оснований сооружений обычно и назначают такую величину напряжений, чтобы



Фиг. 38. Деформации грунта при действии местной нагрузки:
а — схема нагрузки; б — диаграмма деформаций.

под подошвой фундаментов не возникало пластических деформаций. При увеличении же давления на грунт больше определенного предела область пластических деформаций будет захватывать все большую площадь; при этом решения теории упругости будут давать все менее точные результаты и, наконец, для чисто пластических деформаций применение теории упругости не должно иметь места. Дополнительным условием применимости формул теории упругости к определению напряжений в грунтах является условие стабилизации напряжений и деформаций грунта под действием внешней нагрузки; формулы теории упругости будут справедливы лишь для напряжений при статическом состоянии грунта, т. е. когда вся нагрузка передается на скелет грунта.

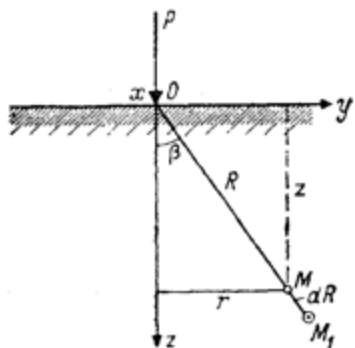
Как указывалось ранее, для крупнозернистых грунтов, насыщенных водой, стабилизация деформаций под действием сжимающей нагрузки произойдет весьма быстро, при сжатии же мощных слоев глинистых грунтов процесс стабилизации деформаций, а следовательно и передачи напряжений на скелет грунта, может продолжаться длительное время. Таким образом, при определении напряжений в грунтах будем рассматривать грунты как линейно деформируемые тела,

¹ Н. М. Герсевич, Основы динамики грунтовой массы, часть II, стр. 113, Госстройиздат, 1933.

процесс сжатия которых под действием внешней нагрузки закончился. При таком рассмотрении решения теории упругости будут давать с необходимой точностью величину конечных напряжений в грунте от действия внешних сил. Применение же решений теории упругости к определению деформаций грунтов в чистом виде может иметь значение только для однородных грунтов, находящихся в упруго уплотненном состоянии.

2. Распределение напряжений в случае пространственной задачи.

Действие сосредоточенной силы — задача Буссинеска. Рассмотрим действие сосредоточенной силы P , приложенной на поверхности линейно деформируемого массива, ограниченного горизонтальной плоскостью (фиг. 39) и имеющего безграничные размеры в остальных направлениях. Задача распределения напряжений в любой точке массива от действия сосредоточенной силы является основной в теории распределения напряжений в грунтах; решение ее дано Буссинеском.¹



Фиг. 39.

Определим величину составляющих напряжений для любой площадки параллельной ограничивающей плоскости при действии на поверхности линейно деформируемого массива сосредоточенной силы.² Возьмем точку M внутри массива, определяемую полярными координатами R и β (фиг. 39). Проведем через точку M площадку, перпендикуляр-

ную к R , и определим величину нормального напряжения σ_R , действующего на эту площадку. Рассмотрим перемещения точки M по направлению радиуса R . Чем дальше от точки приложения сосредоточенной силы будет расположена точка M , тем, очевидно, меньшее перемещение она будет иметь. При одной и той же величине R , перемещения точек, соответствующих различным углам β , будут различны: наибольшие перемещения будут по оси z (при $\beta = 0^\circ$), с увеличением же угла β перемещения будут уменьшаться и, наконец, на ограничивающей плоскости (при $\beta = 90^\circ$), очевидно, будут равны нулю. Исходя из изложенных соображений, можно принять, что перемещение точки M по направлению радиуса R будет равно:

$$S = A \frac{\cos \beta}{R}, \quad (a)$$

где A — коэффициент пропорциональности. Приведенная зависимость (a) вполне удовлетворяет поставленным условиям.

¹ Boussinesq, Application des potentiels, 92, Paris, 1885.

² Здесь мы даем несколько иной вывод для радиальных напряжений, чем тот, который был приведен в первом издании настоящего курса и соответствовал выводу проф. В. Кирпичева в его „Сопротивлении материалов“, часть II, стр. 462—465, Л., 1923.

Предположим далее, что точка M переместилась в положение M_1 . Определим относительную деформацию λ_R отрезка dR . Перемещение точки M_1 , подобно предыдущему, может быть выражено соотношением:

$$S_1 = A \frac{\cos \beta}{R + dR}. \quad (b)$$

Тогда относительная деформация по длине dR будет равна:

$$\lambda_R = \frac{S - S_1}{dR} = \left(\frac{A}{R} - \frac{A}{R + dR} \right) \frac{\cos \beta}{dR} = \frac{A}{R^2 + R dR} \cos \beta. \quad (c)$$

Пренебрегая в знаменателе полученного выражения величиной $R dR$, ничтожной по сравнению с R^2 , получим относительное сжатие по направлению радиуса равным:

$$\lambda_R = \frac{A}{R^2} \cos \beta. \quad (d)$$

Если допустить прямую пропорциональность между напряжениями и деформациями, то величина радиального напряжения, вызывающая относительное сжатие рассмотренного элемента, будет равна:

$$\sigma_R = B \frac{A}{R^2} \cos \beta, \quad (e)$$

где B — некоторый коэффициент.

Для определения величины напряжений σ_R проведем полушаровое сечение

с центром в точке приложения сосредоточенной силы. По всей поверхности полушара будут приложены сжимающие напряжения, величина которых выражается формулой (e). Интенсивность напряжений можно считать одинаковой для элементарного шарового пояса aa_1c_1 (фиг. 40), отвечающего центральному углу $d\beta$. Из условий равновесия вытекает, что сумма проекций всех сил на нормаль к плоскости, ограничивающей линейно деформируемый массив, должна равняться нулю, т. е. имеем:

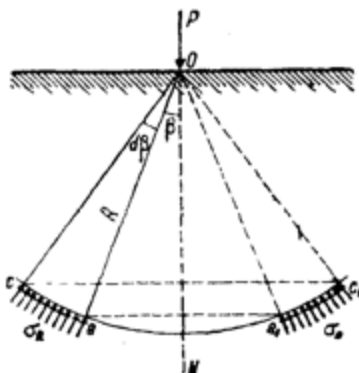
$$P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_R \cos \beta dF = 0, \quad (f)$$

где dF — поверхность элементарного шарового пояса aa_1c_1 , равная:

$$dF = 2\pi (R \cdot \sin \beta) (R \cdot d\beta).$$

Подставляя выражения для σ_R и dF в уравнение (f), получим:

$$P - AB 2\pi \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \beta \sin \beta d\beta = 0,$$



Фиг. 40.

или:

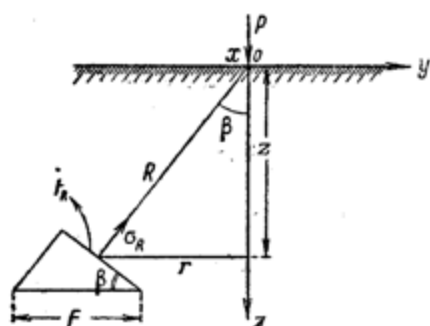
$$P - AB 2\pi \left| -\frac{\cos^3 \beta}{3} \right|_0^{\frac{\pi}{2}} = 0,$$

откуда:

$$P = \frac{2}{3} \pi AB. \quad (g)$$

Из выражения (g) определяем произведение коэффициентов AB :

$$AB = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi}. \quad (h)$$



Фиг. 41.

Подставляя полученное значение величины AB в формулу (e) для радиальных напряжений, окончательно получим:

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi R^2} \cos \beta. \quad (44)$$

Отнесем величину радиального напряжения к горизонтальной площадке, т. е. к площадке параллельной ограничивающей плоскости. Из чертежа (фиг. 41) имеем:

$$\sigma_R F_R = \sigma'_R F,$$

а так как

$$\frac{F_R}{F} = \cos \beta,$$

то величина радиального напряжения σ'_R , отнесенная к горизонтальной площадке, будет равна:

$$\sigma'_R = \sigma_R \cos \beta,$$

или:

$$\sigma'_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi R^2} \cdot \cos^2 \beta. \quad (45)$$

Выражая $\cos \beta$ через отношение $\frac{z}{R}$ (фиг. 41), получим:

$$\sigma'_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P z^2}{\pi R^4}. \quad (45')$$

Проектируя величину σ'_R на три взаимно перпендикулярные направления (фиг. 42), получим составляющие напряжения для той же площадки, т. е. площадки параллельной плоскости, ограничивающей массив.

Принимая во внимание, что:

$$\cos(\sigma'_R, z) = \frac{z}{R}, \quad \cos(\sigma'_R, y) = \frac{y}{R}, \quad \text{и} \quad \cos(\sigma'_R, x) = \frac{x}{R},$$

и обозначая нормальное напряжение для рассматриваемой площадки через σ_z , а касательные напряжения через τ_{zy} и τ_{zx} (фиг. 39), будем иметь:

$$\sigma_z = \sigma'_R \cdot \cos(\sigma'_R, z),$$

$$\tau_{zy} = \sigma'_R \cdot \cos(\sigma'_R, y),$$

$$\tau_{zx} = \sigma'_R \cdot \cos(\sigma'_R, x).$$

Или, подставляя значения косинусов и σ'_R , окончательно получим:

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^6} \quad (46)$$

$$\tau_{zy} = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi} \frac{yz^2}{R^6}, \quad (47')$$

$$\tau_{zx} = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi} \frac{xz^2}{R^6}. \quad (47'')$$

Эти формулы и являются известными формулами Буссинеска для составляющих напряжений от действия сосредоточенной силы для любых площадок, параллельных ограничивающей плоскости. Отметим, что полученные выражения не содержат модулей деформации (модуля Юнга и коэффициента Пуассона), а следовательно, будут справедливы для любых однородных грунтов.¹ Составляющие же напряжения для вертикальных площадок будут зависеть от модулей деформации. Всего в пространственной задаче будет девять составляющих напряжений: три нормальных и шесть касательных, причем касательные напряжения, как легко можно доказать, будут попарно равны между собой (фиг. 42).

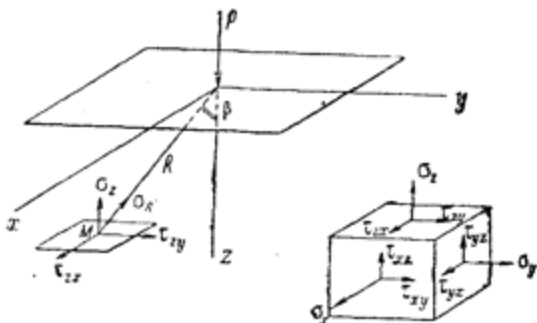
Приведем выражения составляющих напряжений для трех взаимно перпендикулярных площадок, а также выражения для перемещений параллельных осям координат. При этом начало координат расположим в точке приложения сосредоточенной силы, ось z направим вертикально вниз и оси x и y расположим в горизонтальной плоскости.

Составляющие напряжения и перемещения будут равны:²

¹ Как показали Глик, Моран и Проктор (доклады Международного конгресса по механике грунтов, США, 1936), формулы Буссинеска можно вывести и из закона всемирного тяготения Ньютона

² Handbuch der Physik, Band VI, Mechanik der elastischen Körper, I. W. G e s k e l e r, Elastostatik, S. 265.

A. F ö p p l, Vorlesungen über technische Mechanik, Band V, § 38.



Фиг. 42. Составляющие напряжения в пространственной задаче.

нормальные:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}, \quad (46)$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right], \quad (46')$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right]; \quad (46'')$$

касательные:

$$\tau_{zy} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{yz^2}{R^5}, \quad (47')$$

$$\tau_{zx} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{xz^2}{R^5}, \quad (47'')$$

$$\tau_{xy} = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \cdot \frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2 R^3} \right]. \quad (47''')$$

Перемещения параллельно осям координат:

$$\left. \begin{aligned} U &= \frac{P}{4\pi G} \left[\frac{xz}{R^3} - (1-2\mu) \cdot \frac{x}{R(R+z)} \right], \\ V &= \frac{P}{4\pi G} \left[\frac{yz}{R^3} - (1-2\mu) \cdot \frac{y}{R(R+z)} \right], \\ W &= \frac{P}{4\pi G} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu) \frac{1}{R} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (48)$$

В приведенных формулах приняты следующие обозначения:

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ — нормальные составляющие напряжения, параллельные осям x, y, z ;

$\tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$ — касательные составляющие напряжения;

U, V, W — перемещения точки параллельно осям x, y, z ;

$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ — модуль сдвига, причем E — модуль Юнга и μ — коэффициент Пуассона;

$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$, где x, y, z — координаты рассматриваемой точки.

Приведенные формулы для напряжений и деформаций в данной точке при действии сосредоточенной силы на полупространство были неоднократно использованы различными авторами для решения тех или иных вопросов механики грунтов (Н. Н. Иванов — 1926 г., F. Schleicher — 1926—1933 гг.; F. Ierson — 1928 г. и др.).

Для многих вопросов механики грунтов особо важное значение имеют вертикальные составляющие напряжения и перемещения. В настоящем параграфе мы остановимся несколько подробнее на распределении вертикальных напряжений или давлений на данной глубине от поверхности. Отметим, что в формулу (46) Буссинеска для вертикальных сжимающих напряжений некоторые авторы (Н. Н. Иванов,¹

¹ Н. Н. Иванов, К постановке технических испытаний грунтов, сборник ЦУМТа, Трансиздат, 1926.

Дж. Гриффис,¹ О. Фрелих²) для лучшего соответствия расчетных величин с экспериментальными данными, полученными для небольших площадок, вводят так называемый коэффициент концентрации напряжений. В этом случае формула для сжимающих напряжений принимает следующий вид:

$$\sigma_z = \frac{\nu}{2} \cdot \frac{P}{\pi R^2} \cdot \frac{z^{\nu}}{R^{\nu}}. \quad (49)$$

Если $\nu=3$, будем иметь формулу Буссинеска; при $\nu=2, 4, 6$ и т. д. будем иметь иные кривые распределения давлений. Для песков, на основании сопоставления с экспериментальными данными для небольших площадок, Гриффис рекомендует величину коэффициента $\nu=6$.

Формулу (49) Фрелих обосновывает и математическими соображениями, однако, как показал П. М. Кичаев,³ уравнения Фрелиха не удовлетворяют ни уравнениям теории упругости, ни уравнениям теории пластичности. На основании этого формулу (49) следует рассматривать как эмпирическую. Мы считаем, что для больших площадей загрузки (во всяком случае больших 1 м^2) при величине нагрузки, не вызывающей выдавливания грунта из-под штампа, нет оснований вводить изменения в формулу Буссинеска, т. е. следует принимать коэффициент концентрации $\nu=3$. Таким образом, для вертикального составляющего напряжения имеем приведенное выше выражение (46), т. е.:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^3}.$$

Положение точки M вполне определяется двумя ее координатами z и r , где z — глубина от ограничивающей плоскости, а r — расстояние от оси z . Подставляя в вышеприведенную формулу

$$R = \sqrt{z^2 + r^2},$$

будем иметь:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}};$$

или, обозначая

$$K = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}},$$

получим:

$$\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2}. \quad (50)$$

Формула (50), выражающая величину сжимающих напряжений в массиве грунта для площадок, параллельных ограничивающей плоскости, имеет наибольшее число практических приложений, что ниже и будет рассмотрено более подробно.

¹ Engineering and Contracting, March, 1929.

² О. К. Fröhlich, Druckverteilung im Baugrunde, Wien, 1934; см. также перевод книги Фрелиха, Распределение давления в грунте, Изд. Наркомхоза РСФСР, М., 1938.

³ П. М. Кичаев, Об уравнениях, предложенных Фрелихом, Вестник инженеров, № 9, 1938.

ТАБЛИЦА 13.

Коэффициенты Буссинеска K , соответствующие отношению r/z .

Отно- шение r/z	Коэффи- циент K	Отно- шение r/z	Коэффи- циент K	Отно- шение r/z	Коэффи- циент K	Отно- шение r/z	Коэффи- циент K
0,00	0,4775	0,51	0,2679	1,02	0,0803	1,53	0,0234
0,01	0,4773	0,52	0,2625	1,03	0,0783	1,54	0,0229
0,02	0,4770	0,53	0,2571	1,04	0,0764	1,55	0,0224
0,03	0,4764	0,54	0,2518	1,05	0,0744	1,56	0,0219
0,04	0,4756	0,55	0,2466	1,06	0,0727	1,57	0,0214
0,05	0,4745	0,56	0,2414	1,07	0,0703	1,58	0,0209
0,06	0,4732	0,57	0,2363	1,08	0,0691	1,59	0,0204
0,07	0,4717	0,58	0,2313	1,09	0,0574	1,60	0,0200
0,08	0,4699	0,59	0,2263	1,10	0,0658	1,61	0,0195
0,09	0,4679	0,60	0,2214	1,11	0,0541	1,62	0,0191
0,10	0,4657	0,61	0,2165	1,12	0,0626	1,63	0,0187
0,11	0,4633	0,62	0,2117	1,13	0,0610	1,64	0,0183
0,12	0,4607	0,63	0,2070	1,14	0,0595	1,65	0,0179
0,13	0,4579	0,64	0,2024	1,15	0,0581	1,66	0,0175
0,14	0,4548	0,65	0,1978	1,16	0,0567	1,67	0,0171
0,15	0,4516	0,66	0,1934	1,17	0,0553	1,68	0,0167
0,16	0,4482	0,67	0,1889	1,18	0,0539	1,69	0,0163
0,17	0,4446	0,68	0,1846	1,19	0,0526	1,70	0,0160
0,18	0,4409	0,69	0,1804	1,20	0,0513	1,71	0,0157
0,19	0,4370	0,70	0,1762	1,21	0,0501	1,72	0,0153
0,20	0,4329	0,71	0,1721	1,22	0,0489	1,73	0,0150
0,21	0,4286	0,72	0,1681	1,23	0,0477	1,74	0,0147
0,22	0,4242	0,73	0,1641	1,24	0,0466	1,75	0,0144
0,23	0,4197	0,74	0,1603	1,25	0,0454	1,76	0,0141
0,24	0,4151	0,75	0,1565	1,26	0,0443	1,77	0,0138
0,25	0,4103	0,76	0,1527	1,27	0,0433	1,78	0,0135
0,26	0,4054	0,77	0,1491	1,28	0,0422	1,79	0,0132
0,27	0,4004	0,78	0,1455	1,29	0,0412	1,80	0,0129
0,28	0,3954	0,79	0,1420	1,30	0,0402	1,81	0,0126
0,29	0,3902	0,80	0,1386	1,31	0,0393	1,82	0,0124
0,30	0,3849	0,81	0,1353	1,32	0,0384	1,83	0,0121
0,31	0,3796	0,82	0,1320	1,33	0,0374	1,84	0,0119
0,32	0,3742	0,83	0,1288	1,34	0,0365	1,85	0,0116
0,33	0,3687	0,84	0,1257	1,35	0,0357	1,86	0,0114
0,34	0,3632	0,85	0,1226	1,36	0,0348	1,87	0,0112
0,35	0,3577	0,86	0,1196	1,37	0,0340	1,88	0,0109
0,36	0,3521	0,87	0,1166	1,38	0,0332	1,89	0,0107
0,37	0,3465	0,88	0,1138	1,39	0,0324	1,90	0,0105
0,38	0,3408	0,89	0,1110	1,40	0,0317	1,91	0,0103
0,39	0,3351	0,90	0,1083	1,41	0,0309	1,92	0,0101
0,40	0,3294	0,91	0,1057	1,42	0,0302	1,93	0,0099
0,41	0,3238	0,92	0,1031	1,43	0,0295	1,94	0,0097
0,42	0,3181	0,93	0,1005	1,44	0,0288	1,95	0,0095
0,43	0,3124	0,94	0,0981	1,45	0,0282	1,96	0,0093
0,44	0,3068	0,95	0,0956	1,46	0,0275	1,97	0,0091
0,45	0,3011	0,96	0,0933	1,47	0,0269	1,98	0,0089
0,46	0,2955	0,97	0,0910	1,48	0,0263	1,99	0,0087
0,47	0,2899	0,98	0,0887	1,49	0,0257	2,00	0,0085
0,48	0,2843	0,99	0,0865	1,50	0,0251	2,01	0,0084
0,49	0,2788	1,00	0,0844	1,51	0,0245	2,02	0,0082
0,50	0,2733	1,01	0,0823	1,52	0,0240	2,03	0,0081

Отношение r/z	Коэффициент K	Отношение r/z	Коэффициент K	Отношение r/z	Коэффициент K	Отношение r/z	Коэффициент K
2,04	0,0079	2,25	0,0053	2,46	0,0036	2,66	0,0026
2,05	0,0078	2,26	0,0052	2,47	0,0036	2,67	0,0025
2,06	0,0076	2,27	0,0051	2,48	0,0035	2,68	0,0025
2,07	0,0075	2,28	0,0050	2,49	0,0034	2,69	0,0025
2,08	0,0073	2,29	0,0049	2,50	0,0034	2,70	0,0024
2,09	0,0072	2,30	0,0048	2,51	0,0033	2,72	0,0023
2,10	0,0070	2,31	0,0047	2,52	0,0033	2,74	0,0023
2,11	0,0069	2,32	0,0047	2,53	0,0032	2,76	0,0022
2,12	0,0068	2,33	0,0046	2,54	0,0032	2,78	0,0021
2,13	0,0066	2,34	0,0045	2,55	0,0031	2,80	0,0021
2,14	0,0065	2,35	0,0044	2,56	0,0031	2,84	0,0019
2,15	0,0064	2,36	0,0043	2,57	0,0030	2,91	0,0017
2,16	0,0063	2,37	0,0043	2,58	0,0030	2,99	0,0015
2,17	0,0062	2,38	0,0042	2,59	0,0029	3,08	0,0013
2,18	0,0060	2,39	0,0041	2,60	0,0029	3,19	0,0011
2,19	0,0059	2,40	0,0040	2,61	0,0028	3,31	0,0009
2,20	0,0058	2,41	0,0040	2,62	0,0028	3,50	0,0007
2,21	0,0057	2,42	0,0039	2,63	0,0027	3,75	0,0005
2,22	0,0056	2,43	0,0038	2,64	0,0027	4,13	0,0003
2,23	0,0055	2,44	0,0038	2,65	0,0026	5,00	0,0001
2,24	0,0054	2,45	0,0037				

В точке приложения сосредоточенной силы сжимающее напряжение, как и следовало ожидать, равно чрезвычайно большой величине, и материал массива претерпевает остаточные деформации. Это обстоятельство заставляет исключить из рассмотрения некоторую область вокруг сосредоточенной силы (полушар радиуса ρ) и для получения более соответствующего действительности распределения сжимающих напряжений (давлений) вычислять напряжения на некотором расстоянии ниже точки приложения сосредоточенной нагрузки. Область вблизи точки приложения сосредоточенной силы, для которой не будут действительны выведенные формулы для напряжений, может быть определена из условий пластичности.

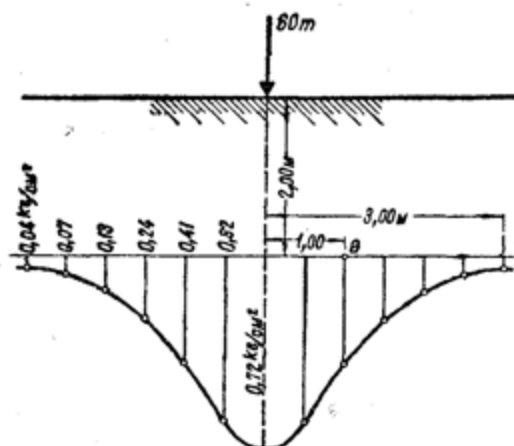
Для упрощения расчетов по формуле (50) Буссинеска в таблице 13 приведены значения коэффициента K .¹

Примеры. На поверхности массива действует сосредоточенная сила $P = 60$ т. Определим напряжение, возникающее в точке a , расположенной на глубине 2 м от поверхности и в сторону от линии действия силы на 1 м без учета напряжений, возникающих от собственного веса грунта (фиг. 43). Имеем: $z = 200$ см; $r = 100$ см; $\frac{r}{z} = \frac{100}{200} = 0,5$;

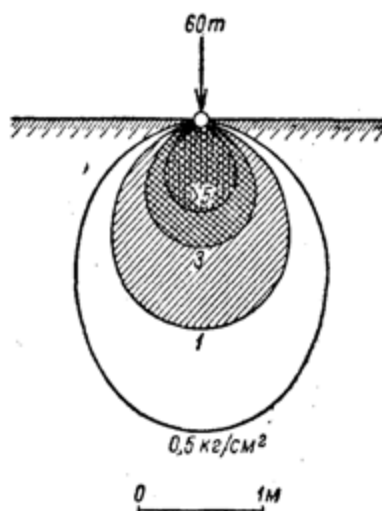
¹ Proceedings American Society of Civ. Eng., May, 1933.

по таблице 13 отношению $\frac{r}{z} = 0,5$ соответствует $K = 0,2733$. Сжимающее напряжение в рассматриваемой точке будет равно:

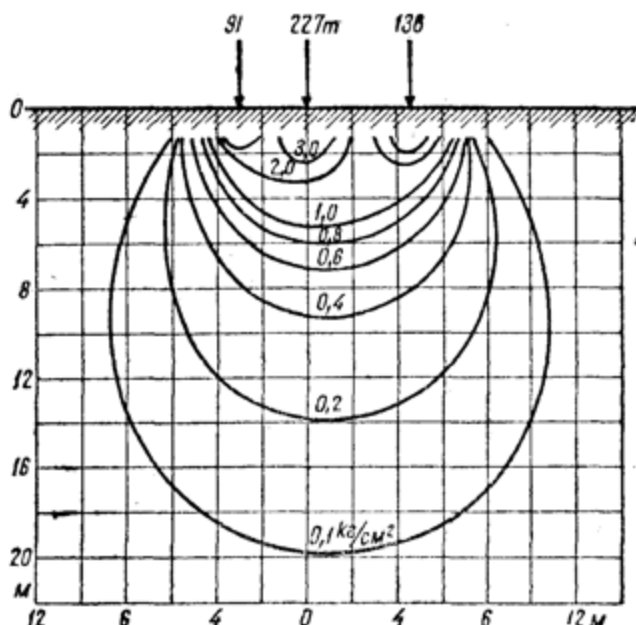
$$\sigma_z = 0,2733 \cdot \frac{60000}{200 \cdot 200} = 0,41 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 43. Распределение сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы.



Фиг. 44. Линии одинаковых давлений (изобары) в грунте при действии сосредоточенной силы.



Фиг. 45. Линии одинаковых давлений в грунте при действии трех сосредоточенных сил.

Точно таким же путем определяем сжимающие напряжения и в других точках, расположенных на той же глубине от поверхности. Результаты вычислений приведены на фиг. 43. Если начертить эпюры распределения сжимающих напряжений (давлений) σ_z для различных горизонтальных и вертикальных сечений, то по ним легко можно построить линии одинаковых давлений, или так называемые изобары. На фиг. 44 и изображены изобары для рассматриваемого примера, причем интенсивность штриховки соответствует интенсивности напряжений. Если на поверхности приложено несколько сосредоточенных сил, то напряжение в любой точке массива может быть вычислено как сумма напряжений от действия отдельных сил. Такое суммирование возможно лишь в том случае, если для материала массива существует линейная зависимость между напряжениями и деформациями, т. е. применим закон сложения отдельных действий.

На фиг. 45 приведены изобары грунтового массива под действием трех сосредоточенных сил, построенные по формуле (50). Чертеж представляет разрез напряженного массива вертикальной плоскостью; действительное же расположение изобар в пространстве представляет семейство луковидообразных поверхностей.

Необходимо отметить, что такое семейство поверхностей образуется под каждой сосредоточенной силой и что на некоторой глубине „луковицы“ напряжений от отдельных сосредоточенных сил образуют общую поверхность.

Действие равномерно распределенной нагрузки. Способы приближенного определения σ_z .

1. Способ элементарного суммирования. Если часть поверхности грунтового массива, имеющую конечные размеры в плане, нагрузить некоторой распределенной нагрузкой, то для приближенного определения напряжений можно разделить нагруженную поверхность на элементы, и нагрузку на каждый элемент принять сосредоточенной в одной точке.

Проф. Джилбой¹ считает, что подразделение загруженной поверхности на прямоугольные элементы, длинная сторона которых меньше половины расстояния от центра элемента до точки, в которой вычисляется напряжение, дает погрешность около 6%; если же длинная сторона элемента меньше трети расстояния до точки, то точность лежит в пределах 3%, а если меньше одной четверти расстояния, то около 2%. Приведенные данные вводят определенность в вопрос о минимальной глубине расположения точек, для которых определение напряжений по формуле (50) дает для практических приложений достаточно точные результаты. Так, например, если нагрузка передается на грунт посредством столба, площадь основания которого равна 40×40 см, то определение сжимающих напряжений по формулам для сосредоточенной силы в точке, расположенной под центром тяжести нагруженной площади на глубине 80 см, даст результат с погрешностью около 6%, в точке же на глубине 120 см погрешность будет около 3% и т. д.

¹ Proceedings American Society of Civil Engineers, May, 1933.

Сжимающее напряжение в заданной точке, расположенной на глубине z от нагруженной поверхности, может быть определено по формуле:

$$\sigma_z = \sum_1^n K_i \frac{P_i}{z^2}, \quad (51)$$

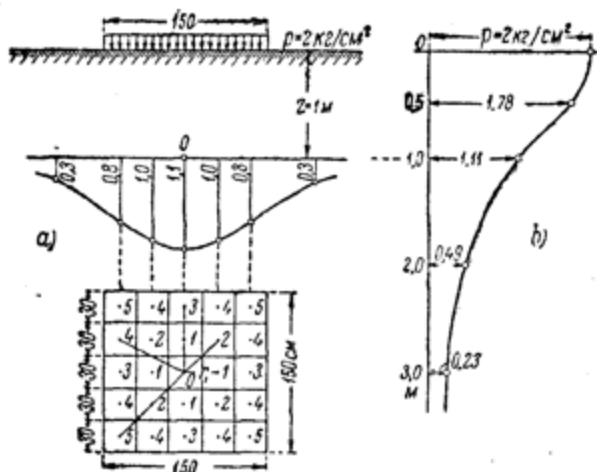
где K_i — коэффициент Буссинеска, определяемый в зависимости от отношения $\frac{r_i}{z}$ (здесь r_i — расстояние от центра тяжести элемента до рассматриваемой точки).

i — число элементов.

При большом числе элементов этот способ становится чрезвычайно громоздким. Отметим, что для облегчения расчетов по формуле (51)

может быть составлена таблица частных значений $\sigma_{z\max}$ для ряда площадей загрузки.¹

Пример. Горизонтальная поверхность грунта нагружена равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью 2 кг/см^2 на участке, имеющем в плане размеры $150 \times 150 \text{ см}$ (фиг. 46). Требуется определить наибольшее сжимающее напряжение в грунте на глубине 100 см от его поверхности. Наибольшее сжимающее напряжение будет испытывать точки, лежащие под центром нагруженной



Фиг. 46. Распределение сжимающих напряжений в грунте при действии местной нагрузки: a — распределение σ_z в горизонтальном сечении на глубине 1 м ; b — распределение σ_z по глубине под центром загруженной площади.

площади. Для определения напряжений делим нагруженную площадь на отдельные элементы и считаем нагрузку на каждый элемент сосредоточенной в его центре тяжести. Если, например, разделить нагруженную площадь на 25 элементов, размером $30 \times 30 \text{ см}$, то нагрузка, приходящаяся на каждый элемент при интенсивности в 2 кг/см^2 , будет равна:

$$P = 2 \cdot 900 = 1800 \text{ кг.}$$

При одинаковых размерах элементов, вычисления удобно расположить так, как указано в таблице 14.

¹ См., например, Свирьстрой, вып. VII, 1936, статья инж. Н. Н. Маслова и С. Б. Враского.

ТАБЛИЦА 14.

№№ точек	Расстояния	Отношение $\frac{r}{z}$	Коэффициент K	Число симметрич- ных точек	Произведе- ние $n \cdot K$
0	$r_0 = 0$	0	0,4775	1	0,4775
1	$r_1 = 30 \text{ см}$	0,3	0,3849	4	1,5396
2	$r_2 = 30 \sqrt{2} = 42,4 \text{ см}$	0,424	0,3154	4	1,2616
3	$r_3 = 60 \text{ см}$	0,600	0,2214	4	0,8856
4	$r_4 = 30 \sqrt{5} = 67,1 \text{ см}$	0,671	0,1889	8	1,5112
5	$r_5 = 60 \sqrt{2} = 84,8 \text{ см}$	0,848	0,1232	4	0,4928
				$\sum K_i = 6,1683$	

Сжимающее напряжение в точке O (фиг. 46) равно:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} \cdot \sum K_i = \frac{1800}{100^2} \cdot 6,1683 = 1,11 \text{ кг/см}^2.$$

Так как в рассмотренном примере отношение большего размера выделенного элемента к расстоянию до рассматриваемой точки равно $\frac{30}{100} = 0,30$, то погрешность произведенных вычислений будет порядка 3%.

Если разделить нагруженную площадь на 9 элементов, размером $50 \times 50 \text{ см}$, то будем иметь:

$$\sigma_z = 2,2591 \frac{5000}{100 \cdot 100} = 1,13 \text{ кг/см}^2$$

погрешностью около 6%.

Поступая подобно предыдущему с другими точками, можно получить полную картину распределения сжимающих напряжений в массиве при действии местной равномерно распределенной нагрузки на его поверхности. На фиг. 46 и представлены: кривая распределения сжимающих напряжений на глубине $z = 1 \text{ м}$ от нагруженной поверхности и кривая распределения тех же напряжений для точек, расположенных на различной глубине от поверхности, под центром нагруженной площади. Последняя кривая дает максимальную величину сжимающих напряжений.

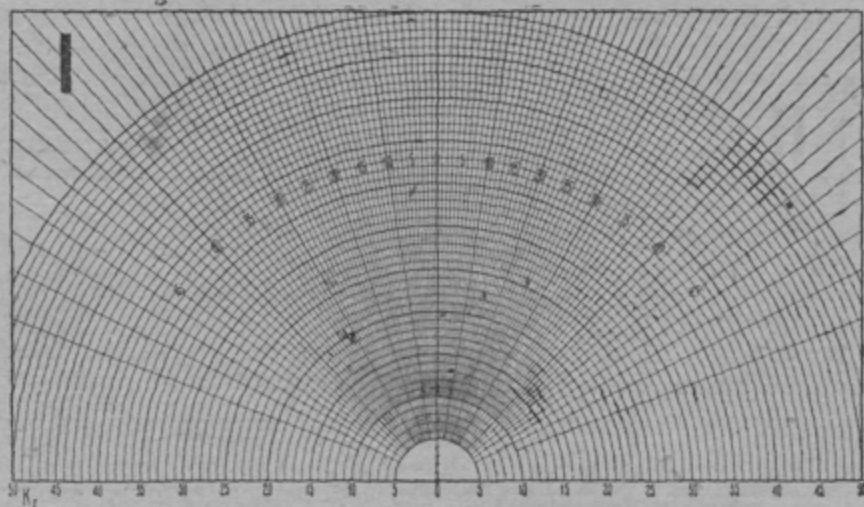
2. Определение σ_z по графикам. Величина сжимающих напряжений σ_z весьма просто и с достаточной для практических целей точностью может быть определена по приводимым ниже графикам. Получаемые при этом результаты, как показывает сравнение их с точными решениями, будут отличаться от точных не более, чем на 3%, причем вероятность вычислительных ошибок почти исключается. Если обозначить: β° — угол видимости в плоскости поперечного сечения фундамента, причем углы β_1 и β_2 отсчитываются от нормали, проходящей через рассматриваемую точку M (фиг. 49), и γ° — угол видимости в плоскости, проходящей через рассматриваемую точку и про-

дольную ось фундамента (загруженной площади), причем γ_1 и γ_2 отсчитываются подобно углам β , то, по Данилюку,¹ сжимающее напряжение σ_z приближенно может быть определено по формуле:

$$\sigma_z = p \frac{2\beta^0 + \sin 2\beta^0}{2\pi} \cdot \frac{3 \sin \gamma^0 - \sin^3 \gamma^0}{4} \left| \frac{\beta_2}{\beta_1} \right| \frac{\gamma_2}{\gamma_1},$$

или

$$\sigma_z = p K_I K_{II}. \quad (52)$$



Фиг. 47. Лучевой график для определения коэффициентов, входящих в формулу для σ_z .

Величина коэффициентов

$$K_I = \frac{2\beta^0 + \sin 2\beta^0}{2\pi} \left| \frac{\beta_2}{\beta_1} \right|$$

и

$$K_{II} = \frac{3 \sin \gamma^0 - \sin^3 \gamma^0}{4} \left| \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \right|$$

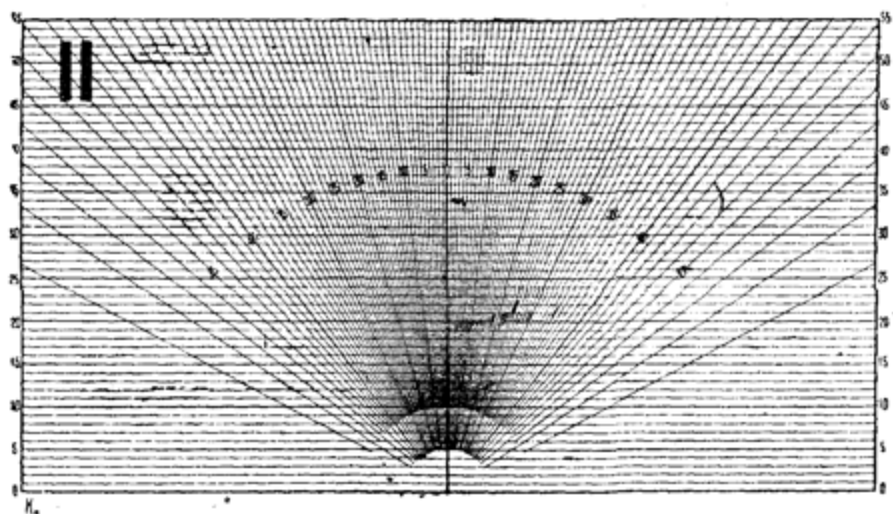
определяется по построенным графикам I и II (фиг. 47 и 48), которые состоят из пучка прямых и отличаются друг от друга только законом изменения угла прямых. Для построения графиков, угол от 0 до π , в пределах которого коэффициенты K_I и K_{II} принимают последовательные значения от 0 до 1,0, разбивается на 100 таких углов, чтобы коэффициенты K_I и K_{II} изменялись через равные интервалы (через 0,01 или 1,0°/0).

Практически, нахождение по графикам I и II коэффициентов K_I и K_{II} складывается из следующих операций:

¹ А. М. Д а н и л ю к, Практический метод определения напряжений в однородном массиве при действии распределенной нагрузки, доклад на Всесоюзном совещании по основаниям и фундаментам, Ленинград, апрель 1938 г.

1. Полюс графика *I* совмещается с точкой *M*, в которой ищется напряжение на поперечном разрезе фундамента, так, чтобы основание графика расположилось горизонтально, и отсчитывается, число лучей n_I , уместяющихся в пределах разреза площади загрузки (фиг. 49). Коэффициент K_I равен $0,01 n_I$.

2. Одновременно с чтением отсчета n_I находим номер полуокружности, которая проходит через точку *C*—центр разреза площади загрузки. Этот номер представляет собою расстояние *OC* (фиг. 49), выраженное в условных единицах и необходимое для того, чтобы механически располагать график *II* в требуемой плоскости.



Фиг. 48. Лучевой график для определения коэффициентов, входящих в формулу для σ_z .

3. На графике *II* находим горизонтальную прямую, соответствующую номеру полуокружности. Совмещая далее продольный разрез площади загрузки с этой горизонтальной линией, а ось ординат с точкой *M*, т. е. с ее проекцией на продольную ось площади загрузки, отсчитываем количество лучей n_{II} , уместяющихся в пределах продольного разреза. Умножив n_{II} на 0,01, получим второй коэффициент K_{II} .

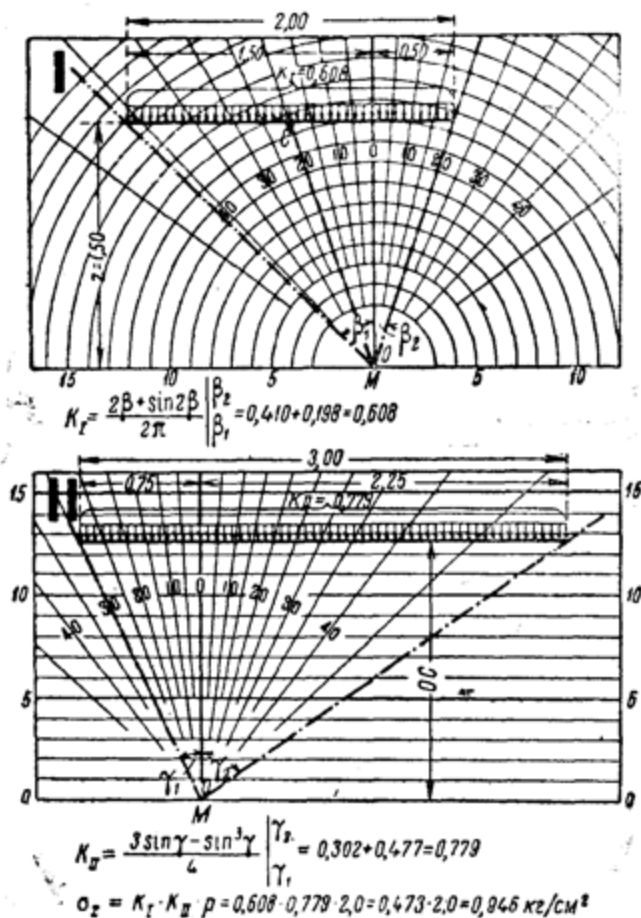
Таким образом, определение сжимающего напряжения складывается из четырех отдельных операций:

1. Нахождение коэффициента K_I по графику *I*.
2. Нахождение номера полуокружности графика *I*, проходящей через центр загрузочной площади.
3. Нахождение коэффициента K_{II} по графику *II*.
4. Нахождение сжимающего напряжения путем умножения удельного давления p на K_I и K_{II} , т. е.:

$$\sigma_z = p K_I K_{II}.$$

Так как графики представляют собой немые лучевые диаграммы, то масштаб разрезов совершенно безразличен.

Для примера определим σ_z от прямоугольного в плане фундамента, размерами $2,0 \times 3,0$ м, при действии равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = 2,0$ кг/см², в точке М, расположенной на глубине $z = 1,50$ м (фиг. 49). Совмещая полюс графика I с точкой М на поперечном разрезе площади загрузки, отсчитываем $n_I = 60,8$ лучей,



Фиг. 49. Пример пользования лучевыми графиками для определения σ_z .

откуда $K_I = 60,8 \times 0,01 = 0,608$. Находим середину фундамента в точке С и замечаем № 12,7 полуокружности, на которую попадает точка С. На графике II находим горизонтальную линию № 12,7, которую совмещаем с линией продольного разреза площади загрузки, а ось ординат с точкой М. После совмещения отсчитываем $n_{II} = 77,9$, откуда $K_{II} = 77,9 \times 0,01 = 0,779$. Умножая нагрузку $p = 2,0$ кг/см² на K_I и K_{II} , получим σ_z , т. е.

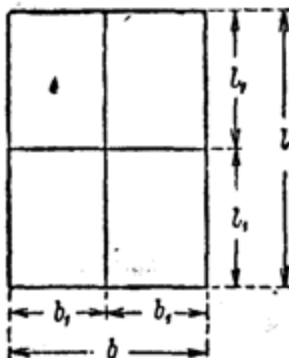
$$\sigma_z = 2,0 \times 0,607 \times 0,779 = 2,0 \times 0,473 = 0,946 \text{ кг/см}^2.$$

Точное значение σ_z для этой же точки равно $\sigma_z = 0,940 \text{ кг/см}^2$. В случае, если бы загрузочная площадь шириною 2,0 м имела бесконечную длину, т. е. для условий плоской задачи, для той же точки M мы имели бы $K_1 = 0,607$, $K_2 = 1,0$ и

$$\sigma_z = 2,0 \times 0,607 \times 1,0 = 1,214 \text{ кг/см}^2.$$

Точные решения. Если на поверхности массива приложена местная равномерно распределенная нагрузка, то для определения напряжений поступают следующим образом: выделяют бесконечно малый элемент загруженной площади и, считая нагрузку на этот элемент сосредоточенной, по формулам Буссинеска составляют выражения для напряжений. Проинтегрировав полученные выражения в пределах всей площади, можно получить формулы для составляющих напряжений от действия данной нагрузки. Однако общие выражения для напряжений и перемещений получаются при этом столь сложными, что, практически, пользоваться ими не представляется возможным. Для определения величины только сжимающих напряжений формулы несколько упрощаются, но все же остаются сложными. Полное решение поставленной задачи, повидимому, впервые получено А. Е. Ляв¹ (Love), которым даны и наиболее простые формулы для сжимающих напряжений. Выражение для величины сжимающих напряжений при действии равномерно распределенной нагрузки получено Г. К. Лоттером, которым разработан прием, упрощающий математические выкладки.² Используя функции напряжений акад. Б. Г. Галеркина, В. Г. Короткин получил формулы для составляющих напряжений при действии нагрузки, равномерно распределенной и меняющейся по закону треугольника.³

Приведем формулы Ляв для величины сжимающих напряжений σ_z , отнесенных к площадкам, параллельным ограничивающей горизонтальной плоскости. Сжимающее напряжение σ_z в любой точке, лежащей под центром тяжести загруженного прямоугольника, размеры которого равны $2l_1$ и $2b_1$ (фиг. 50), будет равно:



Фиг. 50.

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[\frac{l_1 b_1 z}{D} \cdot \frac{l_1^2 + b_1^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l_1^2 b_1^2} + \sin^{-1} \frac{l_1 b_1}{\sqrt{l_1^2 + z^2} \cdot \sqrt{b_1^2 + z^2}} \right]. \quad (53)$$

¹ А. Е. Н. Love, Phil. Trans., Roy. Soc., London; ser. A, vol. 228, 1929.

Г. Гамильтон, Распределение напряжений в упругих твердых телах. Доклад на 1-й Международной конференции по механике грунтов, Е—10, США, 1936.

² Г. К. Лоттер, Влияние размеров основания сооружений на распределение напряжений в грунтах, Сви́рьстрой, вып. X, 1936.

³ В. Г. Короткин, Объемная задача для упругого изотропного полупространства, Сборник Гидроэнергопроекта, № 4, 1938.

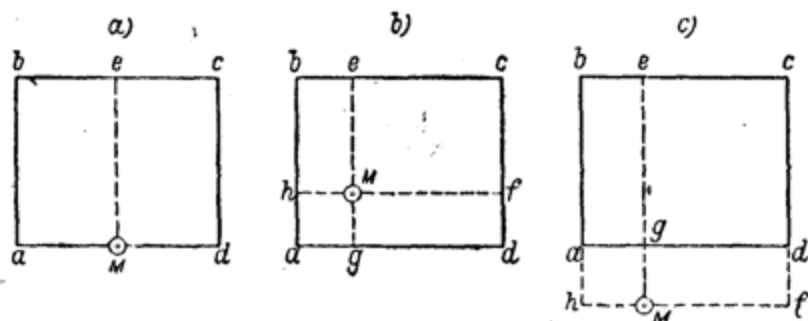
Здесь p — интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки и z — глубина рассматриваемой точки

$$D^2 = l_1^2 + b_1^2 + z^2.$$

Сжимающее напряжение σ_z в любой точке, лежащей на вертикали под углом прямоугольника со сторонами l и b (фиг. 50), которое назовем „угловым напряжением“, будет равно:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{lbz}{D} \cdot \frac{l^2 + b^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l^2 b^2} + \sin^{-1} \frac{lb}{\sqrt{l^2 + z^2} \cdot \sqrt{b^2 + z^2}} \right]. \quad (54)$$

Если известно угловое сжимающее напряжение, то по нему методом суммирования легко определяется и сжимающее напряжение для любой точки полупространства.¹



Фиг. 51. Схема разбивки площади на прямоугольники при определении σ_z по способу угловых напряжений.

При расчете по способу угловых напряжений могут встретиться следующие три случая:

1. Точка M находится на контуре прямоугольника давления (фиг. 51, а).

2. Точка M находится внутри прямоугольника давлений (фиг. 51, б).

3. Точка M находится вне прямоугольника давлений (фиг. 51, в).

В первом случае величина σ_z определяется как сумма двух угловых напряжений, возникающих в рассматриваемой точке от действия нагрузки по прямоугольнику $Mabe$ и $Mecd$. Во втором случае необходимо сложить угловые напряжения от четырех прямоугольников $Mgah$, $Mhbe$, $Mecf$ и $Mfdg$. В третьем случае напряжение в точке M складывается из суммы напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам $Mhbe$ и $Mecf$, взятых со знаком плюс, и напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам $Mhag$ и $Mgdf$, взятых со знаком минус. Такой способ будет справедлив не только для вычисления сжимающих напряжений любой точки полупространства, но и для других компонентов напряжений и перемещений, если известна их величина для угловых точек.

¹ Способ определения напряжений в любой точке по величине угловых напряжений был предложен еще в 1934 г. Штейнбрэннером (Strasse, 18, 1934). Этот же способ рекомендуется и другими авторами (Н. Н. Маслов и С. Б. Враский, В. Г. Короткин и др.).

Определение сжимающих напряжений с помощью таблиц. Вычисление напряжений значительно упрощается при пользовании готовыми таблицами значений угловых напряжений, составленными для различных площадей загрузки для точек, расположенных на разной глубине от ограничивающей плоскости. В таблице 15, составленной Гидроэнергопроектом, даны коэффициенты для вычисления напряжений σ_z для точек, расположенных на различной глубине под центром загруженного прямоугольника. ¹

ТАБЛИЦА 15.

Значения коэффициента K_0 в формуле $\sigma_z = K_0 p$ для точек под центром загруженного прямоугольника.

$\beta = \frac{z}{b}$	Отношение сторон прямоугольника $\alpha = \frac{l}{b}$							
	1	1,5	2	3	6	10	20	∞ (плоская задача)
0,25	0,898	0,901	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,960
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,820
1,0	0,336	0,428	0,470	0,500	0,518	0,522	0,549	0,550
1,5	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,400
2,0	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,310
3,0	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,210
5,0	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,130

Рассматривая приведенные данные, заключаем, что, практически, при отношении сторон прямоугольника, большем 20, распределение напряжений можно рассматривать как для случая плоской задачи. Если же ограничиться точностью вычисления до 3%, то для центральных точек напряжения, определяемые по плоской задаче, будут годны уже при отношении сторон прямоугольника, большем шести.

В таблице 16 даны коэффициенты K_1 для определения сжимающих напряжений по вертикали, проходящей под углом загруженного прямоугольника. Вычисление коэффициентов произведено на основании положения, вытекающего из сравнения выражений (52) и (53) и заключающегося в том, что сжимающее напряжение в полупространстве для площадок, параллельных ограничивающей плоскости, на некоторой глубине под углом загруженного прямоугольника равно четверти напряжения под центром прямоугольника на половинной глубине.

¹ В. Г. Короткин, Объемная задача для упругого изотропного полупространства, Сборник Гидроэнергопроекта, № 4, 1938.

В этой работе приводятся табличные данные и для краевых сжимающих напряжений, а также для касательных и нормальных напряжений, параллельных оси y . В таблице 15 нами добавлены значения K_0 для $\alpha = 1,5$ и для $\beta = 2$.

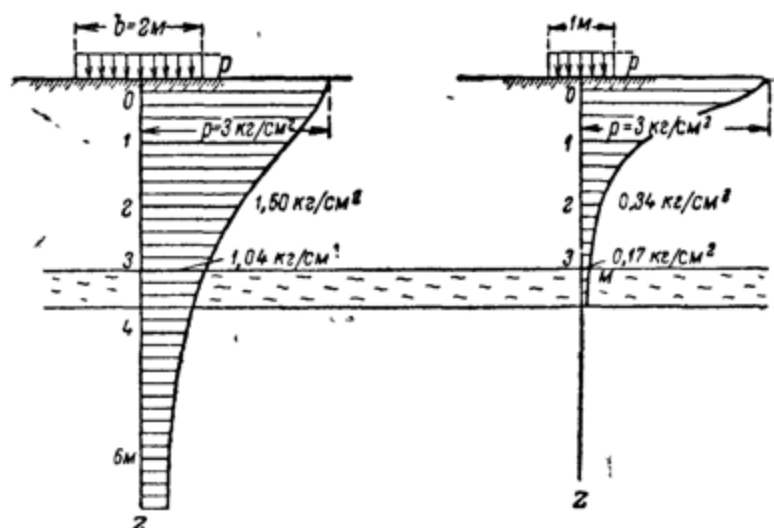
ТАБЛИЦА 16.

Значения коэффициента K_1 в формуле $\sigma_z = K_1 p$ для угловых точек.

$\beta = \frac{z}{b}$	Отношение сторон прямоугольника $\alpha = \frac{l}{b}$						
	1	1,5	2	3	6	10	20
0,25	0,240	0,240	0,241	0,241	0,243	0,244	0,250
0,50	0,225	0,226	0,227	0,228	0,234	0,235	0,240
1,0	0,174	0,179	0,184	0,190	0,196	0,197	0,205
1,5 ¹	0,122	0,145	0,157	0,165	0,168	0,169	0,170
2,0	0,084	0,107	0,118	0,125	0,130	0,131	0,137
3,0	0,049	0,064	0,071	0,087	0,090	0,093	0,100
5,0 ¹	0,017	0,027	0,032	0,040	0,057	0,060	0,060

Величина коэффициентов K_0 и K_1 для промежуточных (не приведенных в таблицах) значений α и β определяется интерполяцией, лучше всего графической; для этого строятся кривые изменения K_0 и K_1 в зависимости от α и β . С помощью приведенных таблиц легко определяется сжимающее напряжение в любой точке полупространства для площадок, параллельных ограничивающей плоскости.

Пример 1. Построить эпюры распределения максимальных сжимающих напряжений в грунте, подвергающемся действию равномерно рас-



Фиг. 52. Примеры распределения σ_z по глубине в зависимости от величины загруженной площади.

пределенной нагрузки по площади прямоугольника 2×6 м и квадрата 1×1 м (фиг. 52); интенсивность внешней нагрузки равна $p = 3$ кг/см²;

¹ Вычисление коэффициентов K_1 для значений $\beta = 1,5$ и $\beta = 5$ произведено по таблице Свирьстроя, остальных — по таблице Гидроэнергопроекта (см. табл. 15).

загруженные участки находятся на таком расстоянии, что при определении напряжений влиянием их друг на друга можно пренебречь.

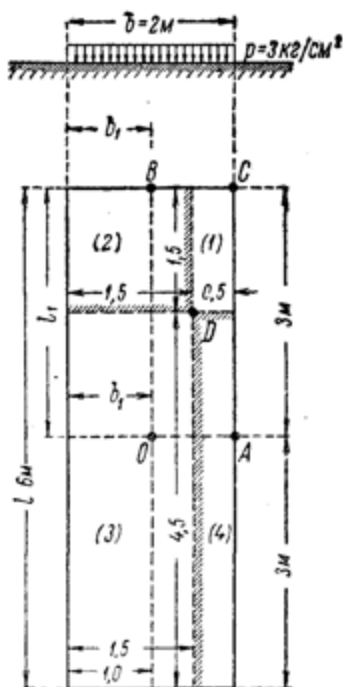
Максимальные сжимающие напряжения будут для точек по вертикальной оси, проходящей через центр загруженной площади. Для определения величины напряжений σ_z воспользуемся данными таблицы 15. Определим, например, напряжение σ_z на глубине 2 м под центром загруженной площади. Для прямоугольника со сторонами 2 и 6 м имеем: отношение сторон $\alpha = \frac{l}{b} = \frac{6}{2} = 3$; относительная глубина $\beta = \frac{z}{b} = \frac{2}{2} = 1$. По таблице 15 находим, что значениям $\alpha = 3$ и $\beta = 1$ соответствует $K_0 = 0,500$. Тогда для прямоугольника

$$\sigma_{z=2} = 0,500 \cdot p = 0,500 \cdot 5 = 2,50 \text{ кг/см}^2.$$

Точно так же для квадратной площади загрузки будем иметь: $\alpha = \frac{l}{b} = 1$; $\beta = \frac{z}{b} = 2$. Тогда $K_0 = 0,114$ и $\sigma'_{z=2} = 0,114 \cdot 3 = 0,34 \text{ кг/см}^2$

Таким же путем определены напряжения и для других точек по оси, проходящей через центр загруженной площади. По полученным данным построены эпюры распределения сжимающих напряжений, изображенные на фиг. 52. Из рассмотрения полученных данных заключаем, что чем больше площадь загрузки, тем при той же интенсивности внешней нагрузки, на большую глубину передаются давления. Вы сказанное положение имеет существенное значение для практики. Так, например, если в рассмотренных примерах на глубине 3 м от ограничивающей плоскости расположен слабый прослойк грунта, то для фундамента с площадью подошвы 1×1 м он, практически, совершенно не повлияет на прочность и устойчивость, так как будет подвергаться добавочному давлению, максимальная величина которого не превосходит $0,17 \text{ кг/см}^2$. Такой же прослойк, расположенный на той же глубине, но под фундаментом с площадью подошвы в 2×6 м, может явиться причиной возникновения совершенно недопустимых деформаций фундамента, так как он будет испытывать добавочное давление, равное $1,04 \text{ кг/см}^2$, что для слабого грунта может превзойти допустимую величину нагрузки.

Пример 2. Определить величину сжимающих напряжений для горизонтальных площадок, лежащих на глубине 2 м от поверхности на вертикалях, проходящих через точки А, В, С, D и О (фиг. 53) загруженного прямоугольника размером 2×6 м. Интенсивность равномерно распределенной нагрузки $p = 3 \text{ кг/см}^2$.



Фиг. 53. Пример определения σ_z по способу угловых напряжений.

Для определения напряжений в точке A разбиваем площадь загрузки на два равных прямоугольника размером 2×3 м, так чтобы точка A была угловой. Для угловой точки прямоугольника со сторонами b и l_1 будем иметь

$$\alpha = \frac{l_1}{b} = \frac{3}{2} = 1,5; \quad \text{при } z = 2 \text{ м } \beta = \frac{z}{b} = \frac{2}{2} = 1.$$

По таблице 16 полученным соотношениям соответствует $K_1 = 0,179$, откуда:

$$\sigma_{zA} = K_1 \cdot p + K_1 \cdot p = 2K_1 \cdot p = 2 \cdot 0,179 \cdot 3 = 1,07 \text{ кг/см}^2.$$

Для определения сжимающего напряжения в точке B рассматриваем два прямоугольника размерами $l \times b_1$. Имеем:

$$\alpha = \frac{l}{b_1} = \frac{6}{1,5} = 4 \quad \text{и} \quad \beta = \frac{z}{b_1} = \frac{2}{1} = 2.$$

Интерполируя по таблице 16, находим коэффициент $K_1 \approx 0,127$. Тогда $\sigma_{zB} = 2 \cdot 0,127 \cdot 3 = 0,76 \text{ кг/см}^2$.

Сжимающее напряжение в точке C определится как угловое напряжение для прямоугольника со сторонами l и b . Имеем:

$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{6}{2} = 3; \quad \beta = \frac{z}{b} = \frac{2}{2} = 1.$$

Откуда $K_1 = 0,190$ и $\sigma_{zC} = 0,19 \cdot 3 = 0,57 \text{ кг/см}^2$.

Для определения сжимающего напряжения в точке D разделим грузовую площадь прямыми, проходящими через точку D и параллельными сторонам прямоугольника, на четыре части (1), (2), (3) и (4). Для всех полученных прямоугольников точка D будет угловой. Напряжение в точке D определится как сумма угловых напряжений от четырех грузовых площадей, указанных на фиг. 53. При $z = 2$ м будем (интерполируя по таблице 16) иметь:

$$\text{Площадка (1)} \quad \alpha = \frac{1,5}{0,5} = 3; \quad \beta = \frac{2}{0,5} = 4; \quad K_1 \approx 0,063$$

$$\text{Площадка (2)} \quad \alpha = \frac{1,5}{1,5} = 1; \quad \beta = \frac{2}{1,5} = 1,33; \quad K_1 \approx 0,140$$

$$\text{Площадка (3)} \quad \alpha = \frac{4,5}{1,5} = 3; \quad \beta = \frac{2}{1,5} = 1,33; \quad K_1 \approx 0,173$$

$$\text{Площадка (4)} \quad \alpha = \frac{4,5}{0,5} = 9; \quad \beta = \frac{2}{0,5} = 4; \quad K_1 \approx 0,076$$

$$\sum K_1 \approx 0,452$$

Откуда $\sigma_{zD} = \sum K_1 \cdot p = 0,452 \cdot 3 = 1,36 \text{ кг/см}^2$.

Определим напряжение в точке O под центром загруженной площади. Имеем:

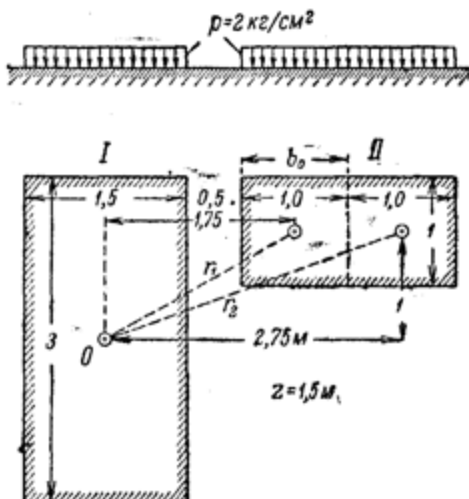
$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{6}{2} = 3; \quad \beta = \frac{z}{b} = \frac{12}{2} = 1.$$

По таблице 15 находим $K_0 = 0,50$. Откуда: $\sigma_{z0} = 0,50 \cdot 3 = 1,50 \text{ кг/см}^2$.

Таким образом, с помощью таблиц 15 и 16, пользуясь описанным приемом, легко определяются сжимающие напряжения для площадок, параллельных ограничивающей плоскости, и проходящих через любую точку массива грунта.

Пример 3. Определить сжимающее напряжение в точке O , лежащей на глубине $1,5 \text{ м}$ под центром загруженной площади I , с учетом влияния нагрузки соседнего участка II (фиг. 54); интенсивность равномерно распределенной нагрузки равна $p = 2 \text{ кг/см}^2$.

Напряжение σ_z в точке O от действия нагрузки I определяем непосредственно по таблице 15; для учета же влияния нагрузки соседнего участка разделим нагруженную площадь II на два элемента размером $1 \times 1 \text{ м}$. Расстояние ближайшего элемента до рассматриваемой точки равно:



Фиг. 54. Пример определения σ_z с учетом влияния соседней нагрузки.

$$R_1 = \sqrt{1,75^2 + 1^2 + 1,5^2} \approx 2,51 \text{ м.}$$

Тогда отношение

$$\frac{b_0}{R} = \frac{1}{2,51} \approx 0,4.$$

Если принять нагрузку на каждый элемент сосредоточенной, то погрешность будет порядка $\eta = 4\%$. Если допустить указанную погрешность, то для определения сжимающих напряжений в точке O от действия нагрузки II можно применить формулу Буссинеска для сосредоточенной силы. Имеем:

$$\frac{r_1}{z} = \frac{\sqrt{1,75^2 + 1^2}}{1,5} = 1,35 \quad \text{и} \quad \frac{r_2}{z} = \frac{\sqrt{2,75^2 + 1^2}}{1,5} = 1,95,$$

чему соответствуют по таблице 13 коэффициенты Буссинеска $K = 0,0357$ и $K' = 0,0095$. Для определения σ_z в точке O от действия нагрузки I , имеем:

$$\alpha = \frac{3}{1,5} = 2; \quad \beta = \frac{1,5}{1,5} = 1,$$

чему соответствует по таблице 15 коэффициент $K_0 = 0,470$.

Итак, для рассматриваемого случая, находим:

$$\sigma_{z0} = K_0 p + [K + K'] \frac{p}{z^2}$$

или

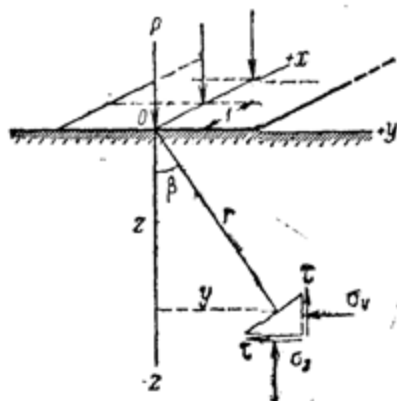
$$\sigma_{z0} = 0,470 \cdot 2 + [0,0357 + 0,0095] \cdot \frac{2 \cdot 100^2}{150^2}.$$

Произведя вычисления, получим:

$$\sigma_{z0} = 0,94 + 0,04 = 0,98 \text{ кг/см}^2.$$

3. Распределение напряжений в случае плоской задачи.

Действие сосредоточенных сил. Решение вопроса о распределении напряжений в массиве для общего случая плоской задачи при допущении, что напряжение в данной точке изменяется только в зависимости от угла, составляемого радиус-вектором с положительным направлением горизонтальной оси, дано проф. Н. П. Пузыревским.¹ Общее же решение дифференциальных уравнений плоской задачи методом характеристик Коши с определением функций напряжений по заданным граничным условиям получено проф. Н. М. Герсеговым.²



Фиг. 55. Схема действия сосредоточенных сил в случае плоской задачи.

Распределение напряжений в линейно деформированном массиве при действии сплошной местной нагрузки можно получить развитием задачи Фламана (Flamant).³ Фламан дал решение плоской задачи о распределении на-

пряжений в линейно деформируемом массиве при действии сосредоточенной силы на единицу длины (фиг. 55).

Приняв обозначения, указанные на фиг. 55, по Фламану будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= -\frac{2P}{\pi} \cdot \frac{\cos^3 \beta}{r}, \\ \sigma_y &= -\frac{2P}{\pi} \cdot \frac{\sin^2 \beta \cdot \cos \beta}{r}, \\ \tau &= -\frac{2P}{\pi} \cdot \frac{\sin \beta \cdot \cos^2 \beta}{r}. \end{aligned} \right\} \quad (55)$$

¹ Н. П. Пузыревский, Расчеты фундаментов, литографир. изд., 1923; Теория напряженности землистых грунтов, Сборник ЛИИПС, вып. ХСІХ, 1929, Ленинград.

² Н. М. Герсегов, Общий метод теории упругости. Определение напряжений в грунте при заданной нагрузке на поверхности, Основание и фундаменты, сборник ВКОС, № 1, М., 1933.

³ С. П. Тимошенко, Курс теории упругости, часть I, 1914.

Или, принимая во внимание, что

$$\cos \beta = \frac{z}{r} \quad \text{и} \quad \sin \beta = \frac{y}{r},$$

получим:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= -\frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^4}, \\ \sigma_y &= -\frac{2P}{\pi} \cdot \frac{y^2 z}{r^4}, \\ \tau &= -\frac{2P}{\pi} \cdot \frac{yz^2}{r^4}. \end{aligned} \right\} \quad (55')$$

Если имеется несколько сосредоточенных грузов, распределенных по линиям, перпендикулярным плоскости Oyz , то напряжения в любой точке массива найдутся суммированием действия отдельных грузов. Отметим, что формулы (55) являются частным случаем решения Буссинеска.

Действие равномерно распределенной нагрузки. Пусть поверхность грунта нагружена полосообразной нагрузкой шириной b (фиг. 56), причем нагрузка следует деформациям поверхности грунта. Если интенсивность равномерно распределенной нагрузки равна p кг/см², то нагрузка, приходящаяся на бесконечно малый элемент dy нагруженного участка будет равна:

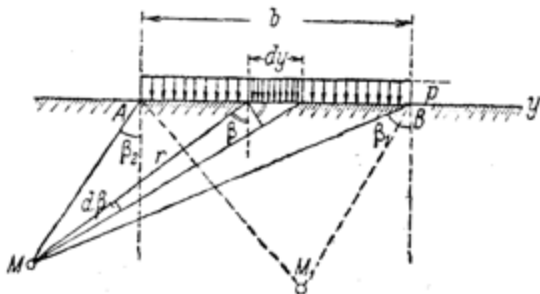
$$dP = p dy. \quad (a)$$

Из чертежа имеем:

$$dy = \frac{rd\beta}{\cos \beta}. \quad (b)$$

Подставляя значение dy в выражение (a) будем иметь:

$$dP = \frac{pr d\beta}{\cos \beta}.$$



Фиг. 56. Действие равномерно распределенной нагрузки в случае плоской задачи.

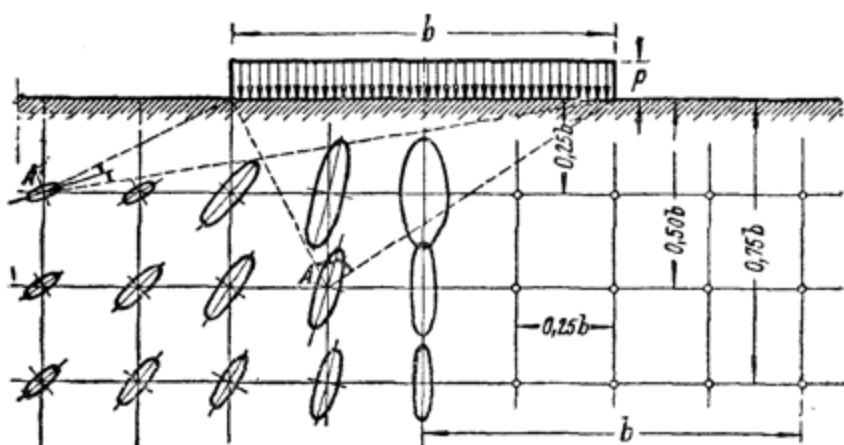
Принимая элементарную нагрузку dP как сосредоточенную силу и подставляя значение dP в формулы (55), получим напряжения, вызываемые одним элементом нагрузки. Если нагрузка распространяется от точки A ($\beta = \beta_2$) до точки B ($\beta = \beta_1$), то, суммируя напряжения от отдельных элементов ее, получим выражения для напряжений в любой точке массива при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки. Имеем:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= -\frac{2p}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} \cos^2 \beta d\beta, \\ \sigma_y &= -\frac{2p}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} \sin^2 \beta d\beta, \\ \tau &= -\frac{2p}{\pi} \int_{\beta_2}^{\beta_1} \sin \beta \cos \beta d\beta. \end{aligned}$$

Произведя интегрирование, получим формулы для составляющих напряжений в случае действия равномерно распределенной нагрузки:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= -\frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) - \frac{1}{2} \sin (\pm 2\beta_2) \right], \\ \sigma_y &= -\frac{p}{\pi} \left[\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) + \frac{1}{2} \sin (\pm 2\beta_2) \right], \\ \tau &= \frac{p}{2\pi} [\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1]. \end{aligned} \right\} \quad (56)$$

Знак (+) перед β_2 принимается для точек M , лежащих вне вертикальных плоскостей, ограничивающих равномерно распределенную нагрузку, а знак (—) — для точек M_1 , лежащих внутри указанных пло-



Фиг. 57. Расположение эллипсов напряжений при полосообразной нагрузке.

скостей. Формулы (56) являются частным случаем общего решения, данного проф. Н. П. Пузыревским, и представляют преобразованные им формулы проф. Колосова (см. Н. П. Пузыревский, Расчеты фундаментов, стр. 130). Пользуясь формулами (56), можно составить таблицу для определения напряжений σ_z , σ_y и τ для точек с координатами

$z' = \frac{z}{b}$ и $y' = \frac{y}{b}$. В таблице 17 приведены величины σ_z , σ_y и τ , вычисленные по формулам (56)¹ и выраженные в долях от интенсивности равномерно распределенной нагрузки p . При вычислении значения напряжений округлены до 0,01 p . Пользуясь данными таблицы 17, легко построить эпюры распределения напряжений для горизонтальных и вертикальных сечений напряженного массива.

Горизонтальные и вертикальные площадки, расположенные по вертикальной оси, проходящей через середину нагруженной полосы, будут

¹ И. В. Яропольский, О применимости теории упругости к расчету естественных оснований, Сборник Лен. ин-та инж. путей сообщения, вып. ХСІХ, 1929.

испытывать главные напряжения (фиг. 57). Действительно для точек, расположенных по оси симметрии,

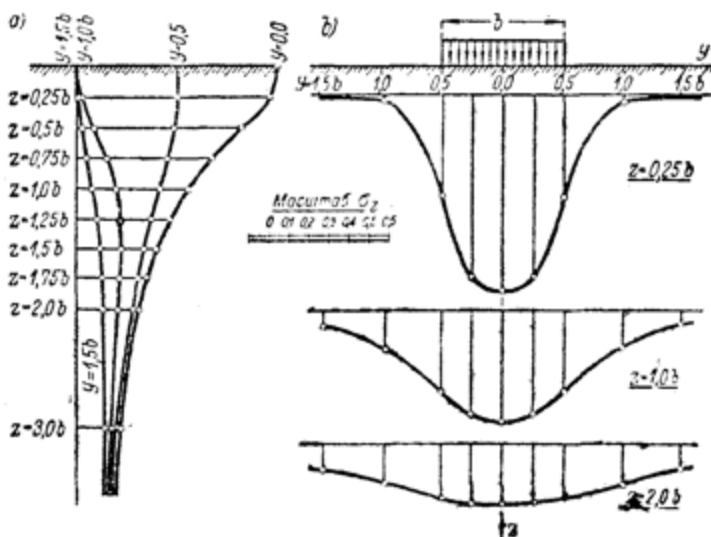
$$\beta_1 = \beta_2 = \beta,$$

откуда

$$\tau = \frac{P}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) = 0;$$

следовательно, σ_z и σ_y будут главными напряжениями. Подставляя в формулы для σ_z и σ_y

$$\beta_1 + \beta_2 = 2\beta,$$



Фиг. 58. Эпюры распределения сжимающих напряжений σ_z : а) по вертикальным и б) по горизонтальным сечениям грунта при действии равномерно распределенной нагрузки.

получим выражения для определения главных напряжений, которые носят название формул Мичеля (Michell):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_z &= -\frac{P}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta), \\ \sigma_2 = \sigma_y &= -\frac{P}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta). \end{aligned} \right\} \quad (57)$$

Формулы (57) дают возможность построить эллипс напряжений для точек, расположенных на вертикальной оси симметрии. Эти формулы имеют и более общее значение. Можно доказать, что эллипс напряжений для любой точки M будет расположен по биссектрисе угла, образованного прямыми, проведенными из данной точки к началу и концу ширины b нагруженной полосы (фиг. 57).

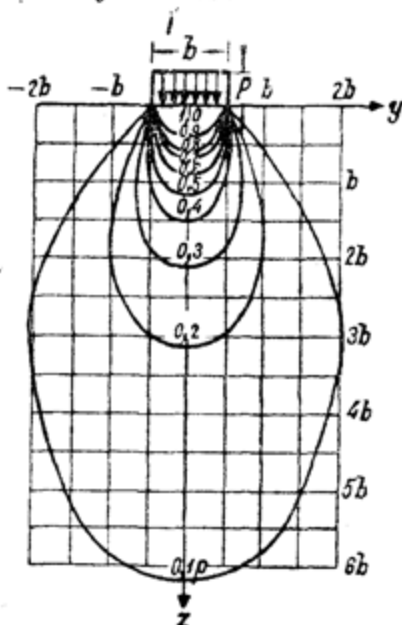
Для иллюстрации напряженного состояния массива при действии равномерно распределенной нагрузки на фиг. 58, а и 58, б построены

ТАБЛИЦА 17.

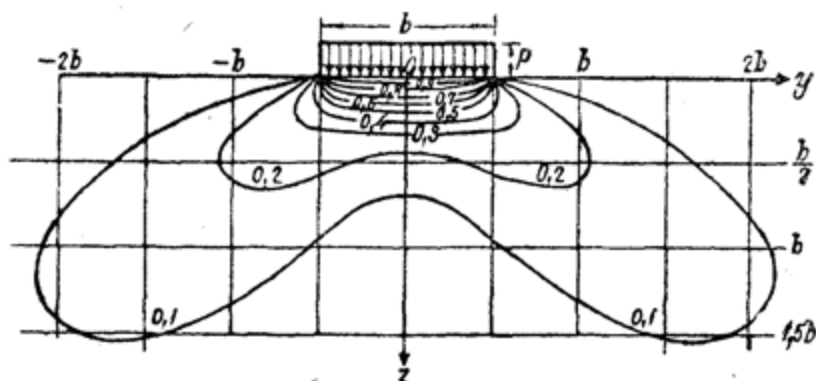
Величина напряжений σ_z , σ_y и τ , выраженных в долях от интенсивности равномерно распределенной нагрузки p .

$\frac{y'}{b}$ $\frac{z}{b}$	0			0,25			0,50			1,0			1,5			2,0		
	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ
0	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0	0,50	0,50	0,32	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,35	0,30	0,02	0,17	0,05	0	0,07	0,01	0,0	0,01	0,0
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26	0,08	0,21	0,13	0,02	0,12	0,04	0,0	0,07	0,02
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20	0,15	0,22	0,16	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,10	0,41	0,09	0,16	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,05
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,12	0,20	0,11	0,14	0,10	0,12	0,10	0,01	0,11	0,07
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10	0,21	0,08	0,13	0,11	0,10	0,10	0,06	0,10	0,07
1,75	0,35	—	0	0,34	0,014	0,04	0,30	0,03	0,08	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
2,00	0,31	—	0	0,31	0,01	0,03	0,28	0,02	0,06	0,20	0,05	0,10	0,13	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08
3,00	0,21	—	0	0,21	—	0,02	0,20	0,01	0,03	0,17	0,02	0,06	0,135	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
4,00	0,16	—	0	0,16	—	0,01	0,15	—	0,02	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05
5,00	0,13	—	0	0,13	—	—	0,12	—	—	0,12	—	—	0,11	—	—	0,09	—	—
6,00	0,11	—	0	0,10	—	—	0,10	—	—	0,10	—	—	0,10	—	—	0,09	—	—

эпюры распределения сжимающих напряжений σ_z , а на фиг. 59, 60 и 61 — линии одинаковых напряжений для σ_z , σ_y , τ и $\tau_{\max}$. Из рассмотрения фиг. 58 и 59 заключаем, что сжимающие напряжения σ_z , возникающие в линейно деформируемом массиве при действии равномерной нагрузки, распределяются как по вертикальным, так и по горизонтальным сечениям неравномерно. Максимальные сжимающие напряжения будут иметь место по оси симметрии нагруженной полосы. Область, испытывающая напряжения $\sigma_z = 0,1 p$, распространяется на ширину $2b$ в стороны от оси симметрии нагрузки и вниз на глубину около $6b$. Напряжения σ_y и τ также распределяются неравномерно, причем сдвигающие напряжения имеют наибольшую величину у края нагруженной полосы (фиг. 61, а). На фиг. 61, б изображены линии одинаковых максимальных сдвигающих напряжений. Как показано Д. Е. Польшиным,¹ эти кривые в рассматриваемом случае представляют семейство окружностей, проходящих через точки с координатами



Фиг. 59. Изобары в массиве грунта при равномерной нагрузке в условиях плоской задачи.



Фиг. 60. Линии одинаковых напряжений σ_y .

$z = 0$ и $y = \pm 0,5b$, принимая начало координат совпадающим с серединой нагрузки.

Действие **неравномерной нагрузки**, меняющейся по закону **треугольника**. Основным случаем неравномерной нагрузки будет нагрузка, интенсивность которой меняется по закону прямой от нуля

¹ Сборник ВИОС, № 1, Госстройиздат, 1933.

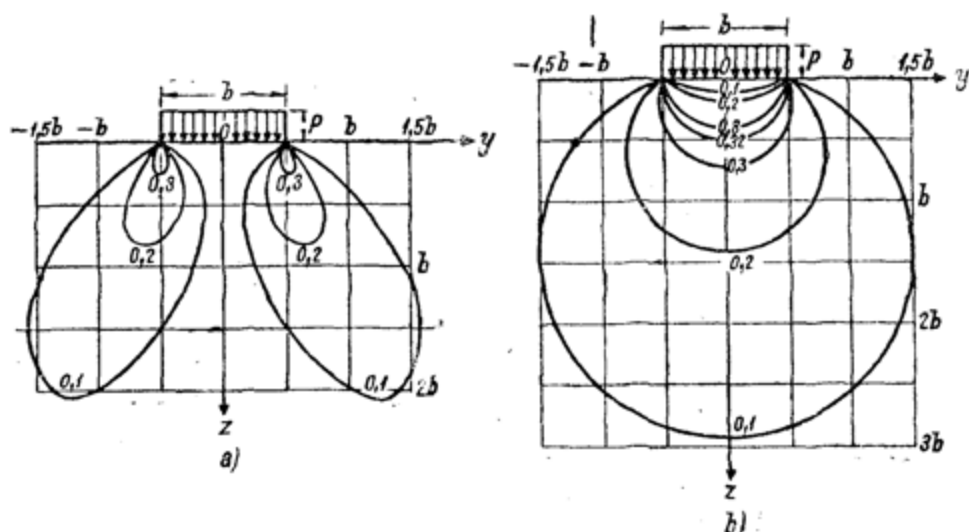
до конечного значения p , т. е. нагрузка, меняющаяся по закону треугольника. Приняв обозначения, указанные на фиг. 62, подобно предыдущему, будем иметь:

$$dP = p_y dy, \quad (a)$$

где p_y — переменная интенсивность нагрузки, изменяющаяся от 0 до величины p .

Из треугольника нагрузки имеем:

$$p_y = p \frac{y}{b}. \quad (b)$$



Фиг. 61. Линии одинаковых напряжений: (a) сдвигающих τ и (b) максимальных сдвигающих $\tau_{\max}$.

Если считать углы, составляемые с вертикалью радиусом, проведенным к данной точке, положительными при отсчете их от вертикали по часовой стрелке и отрицательными при отсчете против часовой стрелки, то координата y выразится уравнением:

$$y = z (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_2). \quad (c)$$

Подставляя значение y в выражение (b), получим:

$$p_y = \frac{pz}{b} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_2).$$

Принимая во внимание, что $dy = \frac{rd\beta}{\cos \beta}$ и подставляя значение p_y и dy в выражение (a), имеем:

$$dP = \frac{pz}{b} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_2) \frac{rd\beta}{\cos \beta}. \quad (d)$$

Подставляя значение dP в формулы (56), получим выражения для определения составляющих напряжений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= -\frac{2pz}{\pi b} \int_{\beta_2}^{\beta_1} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_2) \cos^2 \beta \, d\beta, \\ \sigma_y &= -\frac{2pz}{\pi b} \int_{\beta_2}^{\beta_1} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_2) \sin^2 \beta \, d\beta, \\ \tau &= -\frac{2pz}{\pi b} \int_{\beta_2}^{\beta_1} (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_2) \sin \beta \cos \beta \, d\beta. \end{aligned} \right\} \quad (e)$$

Принимая во внимание, что для рассматриваемой точки $\operatorname{tg} \beta_2$ есть величина постоянная, и интегрируя полученные выражения (e) в указанных пределах, окончательно получим:¹

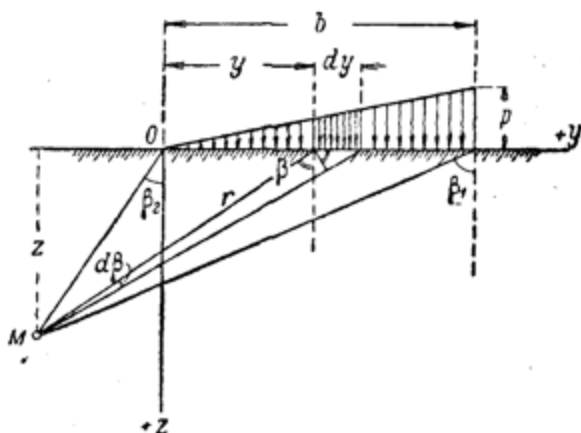
$$\sigma_z = -\frac{pz}{\pi b} \left[\sin^2 \beta_1 - \sin^2 \beta_2 - \operatorname{tg} \beta_2 \left(\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right) \right], \quad (58a)$$

$$\sigma_y = -\frac{pz}{\pi b} \left[(\cos^2 \beta_1 - 2 \ln \cos \beta_1 - \cos^2 \beta_2 + 2 \ln \cos \beta_2) - \operatorname{tg} \beta_2 \left(\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right) \right], \quad (58b)$$

$$\tau = \frac{pz}{2\pi b} [\sin 2\beta_1 - \sin 2\beta_2 + 2(\beta_2 - \beta_1) - \operatorname{tg} \beta_2 (\cos 2\beta_1 - \cos 2\beta_2)]. \quad (58c)$$

Формулы (58a), (58b) и (58c) могут служить для вычисления составляющих напряжений в массиве при действии неравномерной нагрузки, распределенной по закону треугольника. Отметим, что в рассматриваемом случае при вычислениях необходимо принимать во внимание знаки углов β_1 и β_2 .

Рассмотрим несколько подробнее напряженное состояние массива при неравномерной нагрузке,



Фиг. 62. Действие нагрузки, меняющейся по закону треугольника.

¹ Выражения для составляющих напряжений при действии треугольной нагрузки были получены автором как частный случай трапециoidalной нагрузки (см. „О распределении напряжений в грунтах при действии местной неравномерной нагрузки“, ЛИИКС, 1931).

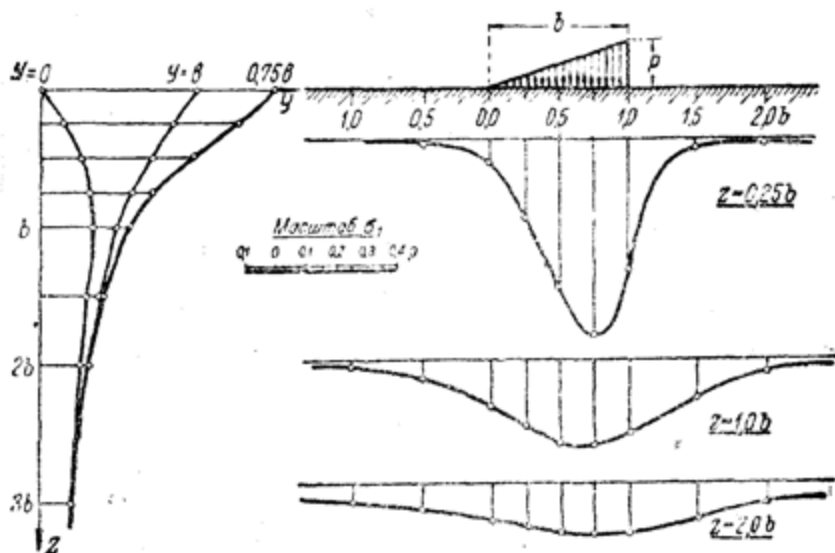
ТАБЛИЦА 18.

Величина напряжений σ_z в линейно деформируемом массиве при действии нагрузки, меняющейся по закону треугольника, выраженных в долях от интенсивности нагрузки p .

$y' = \frac{y}{b}$ $z' = \frac{z}{b}$		—1,5	—1,0	—0,5	0,0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00		0	0	0	0	0,25	0,50	0,75	0,50	0	0	0
0,25		—	—	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	—
0,50		0,002	0,003	0,003	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75		0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,0		0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,5		0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,0		0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,059	0,050
3,0		0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,0		0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,0		0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,055	0,061	0,051	0,047
6,0		0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

меняющейся по закону треугольника. Сжимающие напряжения, параллельные оси z , распределяются как по вертикальным, так и по горизонтальным сечениям неравномерно.

В таблице 18 приведены данные о величине сжимающих напряжений σ_z для значений y от $-1,5b$ до $+2,5b$ и для значений z от 0 до $6b$. При вычислении нами табличных данных углы определялись с точностью до одной минуты и полученные величины напряжений округлялись до 0,001 от максимального значения интенсивности нагрузки p . Данные таблицы 18 значительно упрощают вычисления сжи-



Фиг. 63. Распределение сжимающих напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям грунта при действии неравномерной нагрузки, меняющейся по закону треугольника.

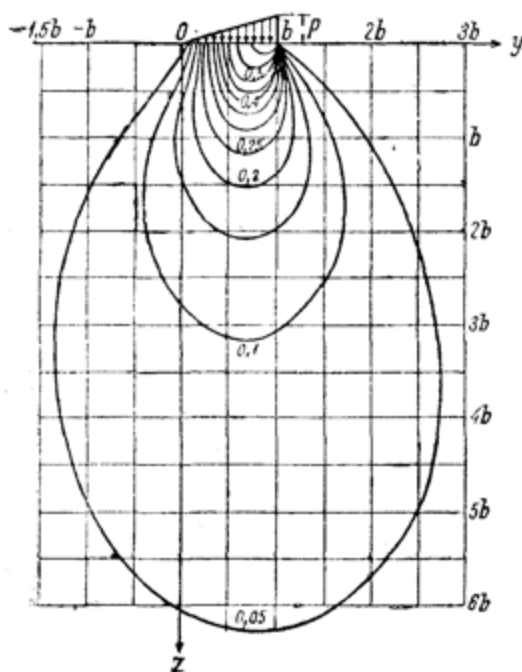
мающих напряжений σ_z . Для вычисления сжимающего напряжения σ_z для данной точки массива от действия нагрузки, меняющейся по закону треугольника, по методу Герсеванова,¹ требуется значительное число отдельных вычислительных действий, точность же вычисления остается того же порядка, как и при пользовании данными таблицы 18. С помощью формул (58b) и (58c) можно составить таблицы и для определения напряжений σ_y и τ .

Для иллюстрации распределения напряжений в массиве грунта при действии нагрузки, меняющейся по закону треугольника, на фиг. 63 приведены диаграммы изменения напряжений σ_z по горизонтальным и вертикальным сечениям массива, а на фиг. 64 — линии одинаковых напряжений σ_z (изобары).

Произвольный вид нагрузки. Для определения сжимающих напряжений в массиве при произвольно заданной нагрузке на его поверх-

¹ Д. Е. Польшин. Определение напряжений в грунте при загрузке части его поверхности (плоская задача теории упругости), Сборник ВИОС, № 1, Госстройиздат, 1933.

ности в случае плоской задачи можно пользоваться данными, приведенными в таблицах 17 и 18. Так, например, если эпюра нагрузки имеет вид трапеции с крайними ординатами p_0 и p_1 , то, разбивая данную нагрузку на две: равномерно распределенную интенсивностью p_0 и нагрузку, изменяющуюся по закону треугольника с интенсивностью от 0 до $p = p_1 - p_0$, простым суммированием величин σ_z , приведенных



Фиг. 64. Изобары в массиве грунта при действии нагрузки по треугольной эпюре.

в таблицах 17 и 18 для точек с координатами z' и y' , получим величину сжимающего напряжения в данной точке массива от действия нагрузки по трапециoidalной эпюре. Такое суммирование возможно на основании сделанного при выводе допущения, что деформации и напряжения в деформируемом массиве связаны между собой линейной зависимостью.

Если нагрузка на поверхность грунта задана некоторой кривой, например, по данным опытов определения давления под подошвой штампа, то для приближенного определения сжимающих напряжений можно применить следующий прием. Заданную эпюру нагрузки разбиваем на равные участки и в пределах каждого участка заданный закон изменения нагрузки заменяем трапециoidalной эпюрой, состоящей из прямоугольной и треугольной частей. Далее, суммируя сжимаю-

щие напряжения от действия равномерно распределенных и распределенных по закону треугольника элементов нагрузки, получим приближенные значения напряжений для заданного вида нагрузки. Степень приближения будет зависеть от числа участков, на которые разбивается загруженная часть поверхности. Изложенное справедливо не только для определения напряжений σ_z , но также и для определения σ_y и τ . Приведем примеры.

Пример 1. Допустим, что на поверхность грунта действует нагрузка по трапециoidalной эпюре с интенсивностью, меняющейся от $p_0 = 0,5 \text{ кг/см}^2$ до $p_1 = 2 \text{ кг/см}^2$ (фиг. 65). Определим величину сжимающих напряжений σ_z в точках 1—7, расположенных на глубине $0,5b$. При вычислении напряжения будем пользоваться данными таблиц 17 и 18. Для этого разбиваем нагрузку на две: с прямоугольной эпюрой давления интенсивностью $p = p_0 = 0,5 \text{ кг/см}^2$ и с треугольной эпюрой при максимальной интенсивности $p = p_1 - p_0 = 1,5 \text{ кг/см}^2$. Принимая во внимание, что при составлении таблицы 18 начало координат взято совпадающим с левым краем нагрузки, а при составлении

таблицы 17 — совпадающим с ее серединой, будем иметь следующие координаты для заданных точек:

$$\text{Точка 1: } z = 0,5b \begin{cases} y_1 \text{ (равномерная нагрузка)} = b \\ y_1' \text{ (треугольная нагрузка)} = -0,5b \end{cases}$$

$$\text{Точка 2: } z = 0,5b \begin{cases} y_2 = 0,5b \\ y_2' = 0 \end{cases}$$

$$\text{Точка 3: } z = 0,5b \begin{cases} y_3 = 0,25b \\ y_3' = 0,25b \text{ и т. д.} \end{cases}$$

Пользуясь таблицами 17 и 18 будем иметь:

$$\sigma_{z1} = 0,08 \cdot 0,5 + 0,023 \cdot 1,5 = 0,07 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{z2} = 0,48 \cdot 0,5 + 0,127 \cdot 1,5 = 0,43 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{z3} = 0,74 \cdot 0,5 + 0,263 \cdot 1,5 = 0,76 \text{ кг/см}^2$$

и т. д.

На фиг. 65 приведены полученные описанным выше способом кривые распределения давлений на глубине $z = 0,5b$ и $z = b$.

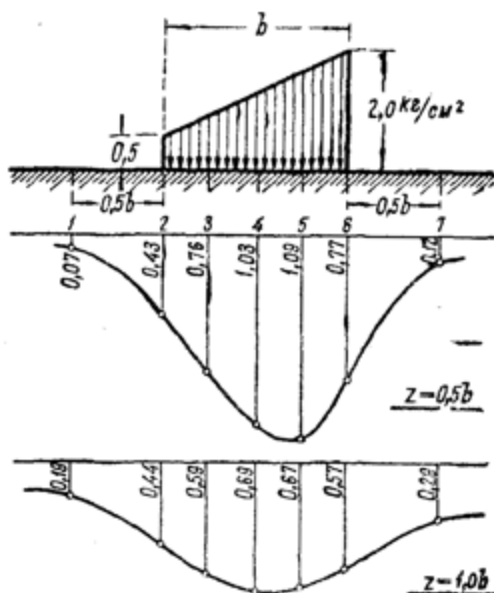
Пример 2. Поверхность грунта подвержена нагрузке по эпюре, ограниченной параболической кривой, с максимальной интенсивностью $p = 2 \text{ кг/см}^2$ (фиг. 66). Определим сжимающие напряжения на глубине $z = 0,5b$, где b — ширина полосовидной нагрузки. Для приближенного определения сжимающих напряжений разбиваем нагрузку на части одинаковой ширины b_0 и заменяем каждую часть элементами нагрузки с прямоугольным и треугольным очертаниями эпюр. При определении сжимающего напряжения в какой-либо точке находим координаты этой точки по отношению к принятым элементам нагрузки. Так, например: для точки О координаты будут:

$z = 0,5b = 2b_0$ — по отношению ко всем элементам нагрузки,

$y_0 = 2b_0$ — по отношению к элементам нагрузки а) и а₁),

$y_0' = 0,5b_0$ — по отношению к элементам нагрузки б) и б₁),

$y_0'' = b_0$ — по отношению к элементам нагрузки в) и в₁).

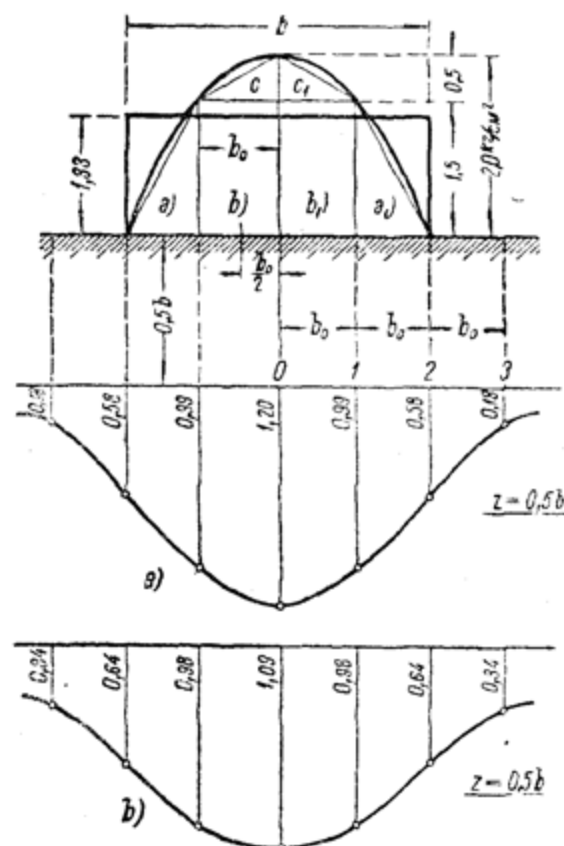


Фиг. 65. Пример распределения сжимающих напряжений в грунте при действии нагрузки по трапециoidalной эпюре.

Пользуясь данными таблиц 17 и 18 будем иметь:

$$\sigma_{z0} = 2(0,069 \cdot 1,5 + 0,28 \cdot 1,5 + 0,153 \cdot 0,5) = 1,20 \text{ кг/см}^2.$$

Точно таким же путем определим напряжения и в других заданных точках. Эпюра распределения сжимающих напряжений для горизонтального сечения массива на глубине $z = 0,5b$ показана на фиг. 66, а.



Фиг. 66. Пример распределения сжимающих напряжений при действии нагрузки равномерной и параболической: а — при параболической нагрузке; б — при равномерной, равно- великой параболической.

Интересно сравнить по- лученное распределение сжимающих напряжений с распределением напряжений в том же сечении, но при действии на поверхность грунта равномерно распре- деленной нагрузки, эпюра которой равновелика рас- смотренной параболической эпюре. В этом случае ин- тенсивность нагрузки будет $p = 1,33 \text{ кг/см}^2$. Пользуясь таблицей 17, без труда на- ходим величину сжимаю- щих напряжений в точках 0, 1, 2, 3 (фиг. 66, б).

Из приведенных эпюр распределения напряжений видно, что разница в вели- чине сжимающих напряже- ний для обоих случаев с увеличением глубины уменьшается и на глубине $z \gg b$ практически может быть не учитываема.

4. Распределение напря- жений под жесткими фун- даментами.

В рассмотренных выше случаях распределения на- пряжений в массиве грунта при действии местной на-

грузки на части его поверхности предполагалось, что нагрузка сле- дует деформациям поверхности массива. Это будет иметь место тогда, когда нагрузка представляет собой насыпь несвязного материала или передается на грунт при посредстве гибкого фундамента. В этом случае сжимающие напряжения на поверхности массива в месте непо- средственного приложения нагрузки равны интенсивности нагрузки. Если же жесткость фундамента отлична от нуля, то по подошве штампа может иметь место распределение напряжений, значительно отличающееся от равномерного. Последнее обстоятельство может особенно сказаться на распределении напряжений в сечениях массива,

находящихся на незначительном расстоянии от нагруженной поверхности. Что же касается распределения напряжений в сечениях, лежащих на достаточной глубине от подошвы штампа, примерно, глубже полуторной ширины местной нагрузки, то, согласно принципу Сен-Венана, распределение напряжений не будет зависеть от распределения нагрузок на поверхности, а лишь от величины и положения равнодействующей внешней нагрузки.

Площадь подошвы круглая. Ограничим свою задачу рассмотрением распределения напряжений в упругом массиве под подошвой нагруженного фундамента, жесткость которого значительно превосходит жесткость массива. При этом можно считать фундамент абсолютно жестким.

Центральная нагрузка. Вертикальные перемещения всех точек абсолютно жесткого фундамента при центральной нагрузке будут одинаковыми. Таким образом условием для определения напряжений будет заданная деформация (в данном случае вертикальная осадка) части поверхности массива. Для вертикального перемещения W точек поверхности массива под действием сосредоточенной силы по Буссинеску (см. формулы 48), принимая во внимание, что

$$G = \frac{E}{2(1-\mu)} \quad \text{и} \quad z = 0,$$

будем иметь:

$$W = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi ER}, \quad (a)$$

где E и μ — модули деформации грунта, аналогичные модулю Юнга и коэффициенту Пуассона,

R — расстояние от точки приложения сосредоточенной силы P до рассматриваемой точки массива.

Обозначив упругую постоянную массива через $C = \frac{E}{1-\mu^2}$, получим:

$$W = \frac{P}{\pi CR}. \quad (b)$$

Если при посредстве фундамента на часть поверхности массива передается давление p , непрерывно распределенное по загруженной площади, то вертикальные перемещения точек поверхности массива будут равны:

$$W = \frac{1}{\pi C} \int_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{V(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}, \quad (c)$$

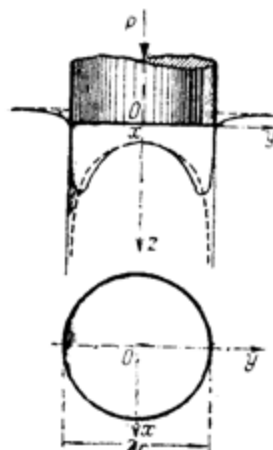
где ξ и η — координаты центра элементарной нагруженной площадки $d\xi d\eta$ и

x и y — координаты рассматриваемой точки.

Здесь интеграл должен быть распространен на всю загруженную площадь F . Для абсолютно жесткого фундамента осадки всех точек фундамента при вертикальной равномерной нагрузке будут одинаковы. В этом случае для определения распределения напряжений по подошве фундамента будем иметь следующее уравнение:

$$\frac{1}{\pi C} \int_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{V(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2} = W_0 = \text{const}. \quad (59)$$

Если обозначим среднее давление на подошву фундамента с круглой площадью подошвы через p_m , то давление в любой точке подошвы будет, по Буссинеску и Шлейхеру,¹ равно:



Фиг. 67. Распределение давлений по подошве абсолютно жесткого круглого штампа.

$$p_{(x, y)} = \frac{p_m}{2 \sqrt{1 - \frac{\rho^2}{r^2}}}. \quad (60)$$

В формуле (60) приняты следующие обозначения:

r — радиус подошвы круглого жесткого фундамента,

ρ — расстояние от центра круглой подошвы до любой точки на граничной плоскости.

Согласно формуле (60):

при $\rho = 0$, т. е. в центре подошвы, $p = 0,5p_m$

„ $\rho = \frac{r}{2}$ давление $p = 0,58p_m$

„ $\rho = \frac{3}{4}r$ давление $p = 0,76p_m$

„ $\rho = r$ давление $p = \infty$

Приведенное решение показывает, что к краям жесткого фундамента давления увеличиваются и по периметру достигают беспрельдно большой величины. Последнее обстоятельство не может иметь места в действительности, так как величина напряжений ограничена пределом текучести материала массива. По периметру жесткого фундамента возникнут остаточные пластические деформации, и давления будут значительно меньше теоретических.

На фиг. 67 приведена теоретическая кривая распределения давлений под жестким круглым фундаментом (пунктир) и кривая (сплошная), ограниченная пределом текучести грунта для того же фундамента. Как показывает фиг. 67, распределение давлений по подошве жесткого фундамента на упругом связном массиве имеет седлообразный вид. Напряжения в самом массиве также будут отличны от напряжений для гибкого фундамента. Решение, полученное К. Е. Егоровым² с помощью функций Бесселя нулевого порядка аргумента, дает величину сжимающих напряжений в любой точке массива в виде:

$$\sigma_z = p_m \frac{\frac{z}{r}}{A \sqrt{2AB}} \left\{ A + \left(\frac{z}{r} \right)^2 \left[\left(\frac{z}{r} \right)^2 + \left(\frac{\rho}{r} \right)^2 + 1 \right] + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{z}{r} \right)^2 - \left(\frac{\rho}{r} \right)^2 + 1 \right] B \right\}, \quad (61)$$

¹ F. Schleicher, Senkungsmittelwert und Aenlichkeitsbedingung für Platten und Balken auf isotroper elastischer Unterlage, Zeit. für angew. Math. und Mech., Band 8, 1928.

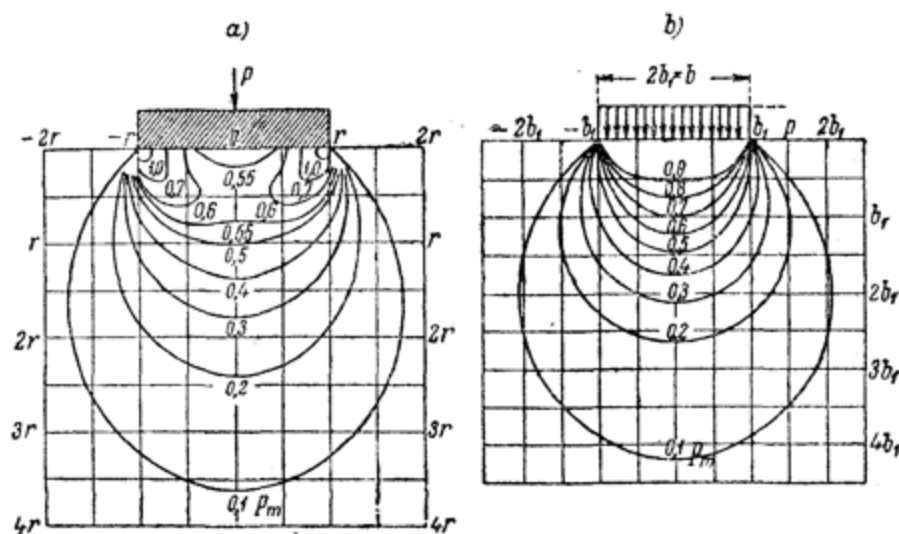
² К. Е. Егоров, Распределение напряжений и перемещений в основании круглого жесткого фундамента, Сборник Водгео, № 9 (НИС Фундаментострой), Вопросы расчета оснований и фундаментов, 1938.

где $A = \left[\left(\frac{z}{r} \right)^2 + \left(\frac{\rho}{r} \right)^2 + 1 \right] - 4 \left(\frac{\rho}{r} \right)^2$,

$B = \left(\frac{z}{r} \right)^2 + \left(\frac{\rho}{r} \right)^2 - 1 + \sqrt{A}$, и

$\rho = \sqrt{x^2 + y^2}$.

На фиг. 68, а изображены построенные по формуле (61) линии одинаковых давлений (изобары) в массиве грунта под жестким фундаментом с круглой площадью подошвы.¹ Цифры у кривых указывают на величину сжимающего напряжения в долях от среднего давления p_m по подошве фундамента. На фиг. 68, б для сравнения приведены изобары в грунте под гибким фундаментом с квадратной



Фиг. 68. Линии одинаковых сжимающих напряжений под фундаментом с круглой площадью подошвы: а — под абсолютно жестким; б — под гибким.

площадью подошвы.² Последние кривые будут весьма мало отличаться от таких же кривых для фундамента с круглой площадью подошвы.

Внецентренная нагрузка. Если жесткий круглый фундамент нагружен силой P , приложенной с эксцентриситетом e , то согласно решению, полученному научным сотрудником ВОДГЕО К. Е. Егоровым, величина сжимающих напряжений непосредственно под подошвой фундамента определится по формуле:

$$p(x, y) = \frac{3 \frac{ey}{r^2} + 1}{2\pi r \sqrt{r^2 - x^2 - y^2}} P; \quad (62)$$

¹ Сборник Водгео, № 9, стр. 28, 1938.

² Д. Е. Польшин и Р. А. Токарь, Глубинные испытания грунтов, Строительная промышленность, № 11, 1935.

при этом осадка фундамента будет равна:

$$W = \frac{1 - \mu^2}{2Er} \left(\frac{3ey}{2r^2} + 1 \right) P; \quad (63)$$

и угол наклона θ фундамента к горизонту:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{3(1 - \mu^2)}{4Er^3} Pe, \quad (64)$$

где r — радиус подошвы фундамента,

E, μ — модули деформаций грунта,

x, y — координаты рассматриваемой точки (см., например, фиг. 67).

Площадь подошвы прямоугольная. Точное решение уравнения (59) в этом случае представляет значительные трудности,¹ для приближенного же определения давлений можно применить следующий способ.² Загруженную площадь разбиваем на ряд элементов и интеграл уравнения (59) заменяем суммой:

$$\frac{1}{\pi C} \sum_{\lambda=1}^{\lambda=n} \frac{p_{\lambda} F_{\lambda}}{\rho_{\lambda}(x, y)} = W_0; \quad (a)$$

дополнительным условием будет:

$$\sum p_{\lambda} F_{\lambda} = P. \quad (b)$$

В формулах (a) и (b) приняты следующие обозначения:

n — число элементов площади,

p_{λ} — неизвестное среднее давление каждого элемента,

F_{λ} — площадь элемента,

$\rho_{\lambda}(x, y)$ — расстояние центра тяжести элемента от точки, для которой составляется уравнение (a),

P — равнодействующая внешней нагрузки, приложенной центрально к жесткому штампу.

Для точек, совпадающих с центром тяжести элементов, т. е. для которых $\rho = 0$, средняя осадка может быть по Шлейхеру выражена уравнением:

$$W_0 = W_m = \frac{\omega \sqrt{F_{\lambda}}}{\pi C} p_{\lambda}. \quad (c)$$

В формуле (c) ω — коэффициент, зависящий от формы площади и равный для квадрата 2,97, для прямоугольника с отношением сторон 1:1,5 $\omega = 2,95$ и для прямоугольника с отношением сторон

¹ М. И. Горбуновым-Посадовым получено решение задачи о распределении давлений по подошве прямоугольной плиты абсолютно жесткой и заданной жесткости путем разложения интегрального уравнения осадок (59) в двойной степенной ряд (доклад на Всесоюзном совещании по строительной механике при Академии наук СССР, ноябрь 1939 г.).

² F. Schleicher, Die Verteilung der Bodenpressungen unter starren Gründungskörpern, Der Bauingenieur, H. 17—18, 1933.

1:2 $\omega = 2,89$. Применяя уравнения (а) и (с) к элементам загруженной площади и добавляя уравнение (b), будем иметь систему линейных уравнений, решая которую получим среднее давление для каждого элемента, соответствующее одинаковой осадке всех элементов.

Пример. Определим по изложенному способу давления под подошвой абсолютно жесткого фундамента, имеющего прямоугольную в плане площадь подошвы (фиг. 69) и нагруженного центральной силой $P = 43,2$ т. Разбиваем площадь подошвы на 9 элементов размером $F_{\lambda} = 40 \times 60$ см² и определяем расстояние центра тяжести каждого элемента от остальных. Учитывая симметрию, будем иметь следующие уравнения для определения неизвестных давлений p_0, p_1, p_2, p_3 для точки O:

$$\pi C W_0 = 2,95 \sqrt{F_0} p_0 + \frac{2F_{\lambda}}{r_1} p_1 + \frac{4F_{\lambda}}{r_2} p_2 + \frac{2F_{\lambda}}{r_3} p_3,$$

или, подставляя геометрически найденные величины (фиг. 69)

$$r_1 = 40 \text{ см}, \quad r_2 = 72 \text{ см}, \quad r_3 = 60 \text{ см} \quad \text{и} \\ F_0 = F_{\lambda} = 2400 \text{ см}^2,$$

будем иметь:

$$\pi C W_0 = 2,95 \cdot 49 p_0 + \frac{2 \cdot 2400}{40} p_1 + \\ + \frac{4 \cdot 2400}{72} p_2 + \frac{2 \cdot 2400}{60} p_3,$$

откуда:

$$\pi C W_0 = 145 p_0 + 120 p_1 + 133 p_2 + 80 p_3. \quad (\text{A})$$

Точно так же найдем:

для точек I:

$$\pi C W_0 = 175 p_1 + 60 p_0 + 128 p_2 + 67 p_3, \quad (\text{B})$$

для точек 2:

$$\pi C W_0 = 212 p_2 + 64 p_1 + 79 p_3 + 33 p_0, \quad (\text{C})$$

для точек 3:

$$\pi C W_0 = 165 p_3 + 40 p_0 + 67 p_1 + 158 p_2. \quad (\text{D})$$

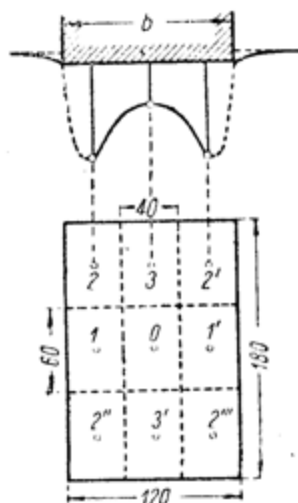
По уравнению (b) имеем:

$$2400 (p_0 + 2p_1 + 4p_2 + 2p_3) = 43200$$

$$\text{или} \quad 18 = p_0 + 2p_1 + 4p_2 + 2p_3. \quad (\text{E})$$

Решая полученную систему пяти уравнений (A—E) с пятью неизвестными

$$p_0, p_1, p_2, p_3 \quad \text{и} \quad \alpha = \pi C W_0,$$



Фиг. 69. Пример распределения давлений по подошве абсолютно жесткого фундамента с прямоугольной площадью подошвы.

будем иметь:

$$p_0 = 0,86 \text{ кг/см}^2, \quad p_1 = 1,91 \text{ кг/см}^2, \quad p_2 = 2,57 \text{ кг/см}^2, \\ p_3 = 1,49 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \alpha = 816,5 \text{ кг/см}^2,$$

откуда $W_{\text{const}} = W_0 = \frac{816,5}{\pi C} \text{ см}$, или

$$p_0 = 0,43 p_m; \quad p_1 = 0,95 p_m; \quad p_2 = 1,28 p_m; \quad p_3 = 0,74 p_m,$$

где p_m — среднее давление, равное 2 кг/см^2 .

На фиг. 69 изображены эпюры полученного распределения давлений по подошве жесткого фундамента с прямоугольной площадью подошвы.

Распределение напряжений в основании ленточного фундамента.

Центральная нагрузка. Эта задача подробно рассмотрена М. Садовским,¹ которым было определено распределение напряжений под подошвой жесткого центрально нагруженного ленточного фундамента. Решение той же задачи иным путем получено В. А. Флориным,² проф. В. А. Гастевым³ и в общем виде акад. Н. И. Мухелишвили.⁴

Пренебрегая силами трения между упругим грунтом и абсолютно жестким ленточным фундаментом, Садовский получил распределение сжимающих напряжений по подошве фундамента в следующем виде:

$$p(x, y) = \frac{2p_m}{\pi \sqrt{1 - \left(\frac{y}{b_1}\right)^2}}. \quad (65)$$

Здесь p_m — среднее давление на единицу площади подошвы фундамента;

y — расстояние по горизонтали от середины фундамента до рассматриваемой точки;

b_1 — полуширина фундамента.

Формулу (65) можно получить и из формулы для жесткого эллиптического штампа, впервые данной еще Буссинеском (1885 г.).

Как показывает анализ формулы (65), и в рассматриваемом случае, т. е. по подошве ленточного (в условиях плоской задачи) жесткого фундамента, будет иметь место седлообразное распределение давлений.⁵

¹ M. Sadowsky, *Zweidimensionale Probleme der Elastizitätstheorie*, Zeitsch. f. ang. Math. u. Mech., Bd. 8, 1928.

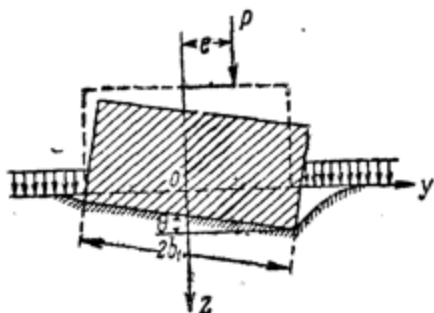
² В. А. Флорин, К расчету сооружений на слабых грунтах, Сборник Гидростройпроекта, № 1, 1936.

³ В. А. Гастев, О напряжениях в упругой среде, ограниченной плоскостью, при нагрузке бесконечно жесткой стенкой, Сборник ЛИИЖТ, № 127, 1937.

⁴ Н. И. Мухелишвили, Некоторые задачи теории упругости, изд. Академии наук, 1933.

⁵ Интересно отметить, что, как показало исследование Г. Н. Савина напряжений в основании фундамента на анизотропном упругом полупространстве, распределение давлений по подошве жесткого фундамента не зависит от анизотропии и выражается той же формулой (65). (Доклад на Всесоюзном совещании по строительной механике при Академии наук СССР, ноябрь 1939 г.).

Внецентренная нагрузка. В общем случае силы, действующие на абсолютно жесткую полосу, могут быть заменены центральной силой P , горизонтальной силой Q , приложенной в площади подошвы, и моментом M . Задача распределения давлений по подошве жесткой полосы для случая действия сил P , Q и момента M решена В. А. Флориным.¹ Флорин решает получающуюся систему интегральных уравнений, полагая приближенно, что функция напряжений на ограничивающей плоскости может быть представлена степенным многочленом, число членов которого определяется желательной точностью вычислений. Таким же методом Флориным решена задача и для абсолютно жесткого фундамента с боковой пригрузкой, а также для фундамента любой жесткости. Во всех случаях для жестких фундаментов получается седлообразная эпюра распределения давлений по подошве, причем учет сил трения фундамента о грунт дает ничтожные изменения в эпюре распределения давлений. Для внецентренно приложенной вертикальной нагрузки с наличием боковой пригрузки точное решение, основанное на применении теории потенциала, получено В. А. Гастевым;² оно имеет весьма простую форму. Согласно этому решению, вертикальные напряжения по подошве жесткого ленточного фундамента, нагруженного внецентренно, определяются выражением:



Фиг. 70. Наклон абсолютно жесткого фундамента при внецентренной нагрузке.

$$p(x, y) = \frac{P}{\pi \sqrt{b_1^2 - y^2}} \left(1 + \frac{2ey}{b_1^2} - \frac{2qb_1}{P} \right) + q. \quad (66)$$

Для частного случая, при отсутствии боковой пригрузки, выражение для давлений по подошве жесткого ленточного фундамента получено К. Е. Егоровым.³

Полагая в формуле (66) $q = 0$, будем иметь:

$$p(x, y) = \frac{P}{\pi \sqrt{b_1^2 - y^2}} \left(1 + 2 \frac{ey}{b_1^2} \right). \quad (66')$$

В формулах (66 и 66') приняты следующие обозначения:

- P — сосредоточенная сила;
- e — эксцентриситет (фиг. 70);
- b_1 — полуширина ленточного фундамента;
- q — интенсивность боковой пригрузки.

¹ В. А. Флорин, К расчету сооружений на слабых грунтах, Сборник Гидростройпроекта, вып. 1, 1936 и Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, 1937.

² В. А. Гастев, О напряжениях в упругой среде, ограниченной плоскостью, при нагрузке бесконечно жесткой стенкой, Сборник ЛИИЖТ, № 127, 1937.

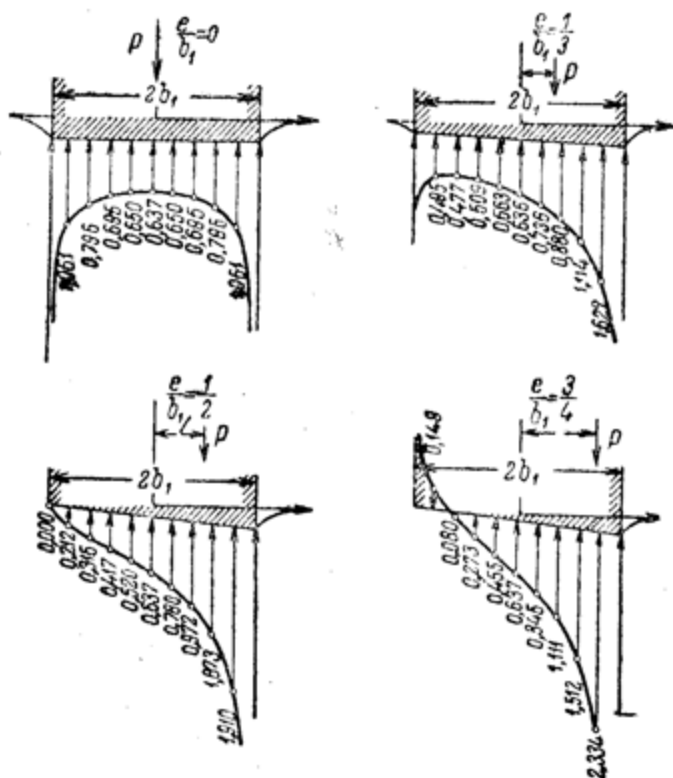
³ К. Е. Егоров, Распределение напряжений в основании жесткого ленточного фундамента, Сборник НИС Фундаментостроя, № 9, Вопросы расчета оснований и фундаментов, 1938.

Угол наклона θ абсолютно жесткого внецентренно нагруженного ленточного фундамента определяется выражением:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{4(1 - \mu^2)}{\pi E b^2} P e. \quad (67)$$

Здесь E и μ — поперечному модули деформаций грунтового массива.

На фиг. 71 даны кривые распределения давлений по подошве жесткого центрально и внецентренно нагруженного жесткого фундамента,



Фиг. 71. Распределение давлений по подошве абсолютно жесткого фундамента при центральной и внецентренной нагрузке.

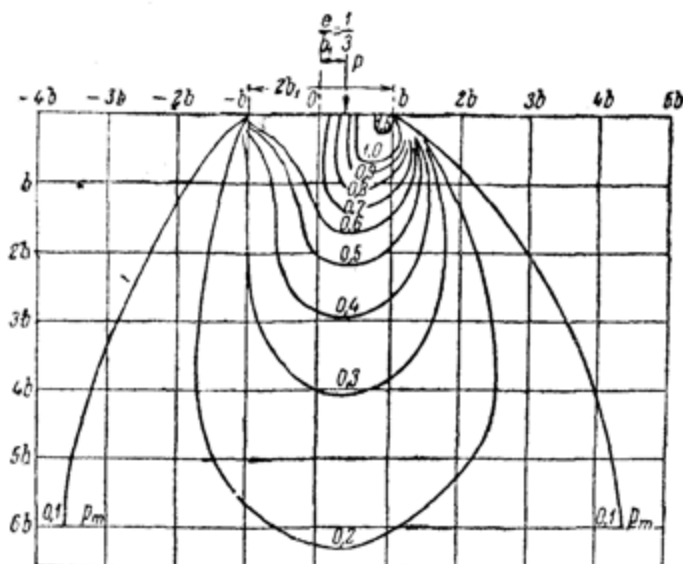
построенные по формуле (66').¹ Отметим, что крайние ординаты в действительности не будут равны бесконечности, так как величина их ограничена пределом текучести материала массива. Ордината давления, соответствующая центру тяжести поперечного сечения фундамента как для случая центральной, так и внецентренной нагрузки равна постоянной величине:

$$p_0 = 0,637 p_m,$$

где p_m — среднее давление.

¹ Сборник НИС Фундаментостроя, № 9, 1938.

Формулы для определения компонентов напряжений всей области грунта под жестким ленточным фундаментом также получены К. Е. Егоровым в цитируемой выше работе. Отсылая читателей к этой работе, приведем лишь таблицу ряда частных значений вертикальных сжимающих напряжений σ_z под подошвой жесткого ленточного фундамента



Фиг. 72. Изобары в грунте при внецентренной нагрузке абсолютно жесткого фундамента.

ТАБЛИЦА 19.

Значения коэффициента K_∞ в формуле $\sigma_z = K_\infty p_m$ для величины сжимающих напряжений под жестким ленточным фундаментом.

$\frac{z}{b}$	y			
	0	$0,5b$	b	$2b$
0,00	0,637	∞ (предел текучести)	0,000	0,000
0,25	0,683	0,710	—	—
0,50	0,676	0,535	0,104	0,006
1,0	0,513	0,407	0,186	0,031
1,5	0,383	0,329	0,215	0,061
2,0	0,300	0,271	0,209	0,085
2,5	0,245	0,229	0,188	0,098
3,0	0,206	0,196	0,170	0,103
3,5	0,178	0,172	0,154	0,104
4,0	0,157	0,152	0,140	0,102
4,5	0,140	0,137	0,128	0,098
5,0	0,126	0,124	0,117	0,094

при центральной нагрузке (таблица 19) и, как иллюстрацию действия внецентренной нагрузки, фиг. 72, изображающую линии одинаковых давлений при действии силы P с эксцентриситетом $e = \frac{b}{3}$, где b — ширина подошвы фундамента.

Сравнение напряжений σ_x для жестких и гибких фундаментов показывает, что разница в напряжениях незначительна уже для глубин больших ширины фундамента, влияние же внецентренности нагрузки заметно лишь в зоне полуторной ширины фундамента.

5. Влияние неоднородности грунта на распределение в нем напряжений.

Выше было рассмотрено распределение напряжений в однородном линейно деформируемом массиве, ограниченном горизонтальной плоскостью и имеющем безграничное распространение в стороны. В естественных же условиях грунт часто бывает неоднородным: например, слой грунта залегает на несжимаемой скале; в однородном массиве расположен прослой грунта, свойства которого резко отличаются от свойств всего массива; грунт состоит из двух или нескольких слоев, имеющих разные механические характеристики и т. п. Обычно, для упрощения расчетов при определении напряжений в грунтах считают грунт однородным и напряжения определяют по формулам линейно деформируемых тел (Буссинеска, Мичеля и др.), причем пределы применимости формул, относящихся к однородным грунтам, часто остаются невыясненными. Поэтому необходимо рассмотреть наиболее характерные решения, относящиеся к неоднородным грунтам, и сравнить их с решениями для однородных грунтов. Следует заметить, что, вследствие чрезвычайной математической сложности этого вопроса и его относительной новизны, в настоящее время существуют решения лишь нескольких задач, относящихся к неоднородным грунтам, в форме, часто требующей значительных вычислительных операций.

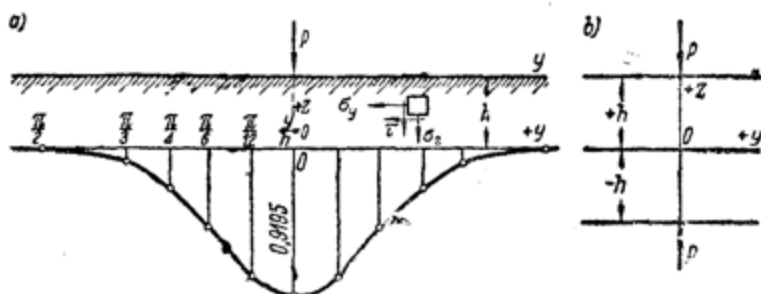
Напряжения в слое грунта, опирающемся на жесткое основание. Повидимому впервые задача о распределении напряжений в упругом (линейно деформируемом) слое грунта, лежащем на жестком несжимаемом основании, для случая линейной нагрузки была решена еще в 1903 г. Файлоном.¹ Решение той же задачи с помощью функций напряжений Эри было получено Меланом.² При решении рассматриваемой задачи Мелан принял, что сдвигающие напряжения на контакте упругого слоя и жесткого основания равны нулю. Это допущение соответствует полному отсутствию трения упругого слоя о жесткое основание. На основании принятого положения оказалось возможным свести задачу к рассмотрению распределения напряжений в пластинке при симметричной нагрузке (фиг. 73, б). Мелан получил выражения для составляющих напряжений в виде интегралов, вычисление которых для частных значений может быть произведено лишь приближенно, например по правилу Симпсона.

¹ L. M. G. Filon, Phil. Trans., 201, 1903.

² E. Melan, Die Druckverteilung durch eine elastische Schicht, Beton u. Eisen, H. 7—8, 1919.

Та же задача о распределении напряжений в упругом слое, лежащем на жестком основании, но с учетом трения по подстилающему слою была решена Маргерром.¹ Маргерр также получил решение с помощью функции напряжений Эри, причем оказалось, что величина напряжений в этом случае зависит и от коэффициента Пуассона. Для упрощения решения Маргерр принимает коэффициент Пуассона равным нулю.

Результаты указанных решений Мелана и Маргерра сопоставлены в таблице 20, где даны величины сжимающих напряжений на контакте упругого слоя и жесткого основания, выраженные в долях от величины $\frac{P}{h \cdot 1}$, где P — сосредоточенная сила, приходящаяся на единицу длины (в условиях плоской задачи), и h — толщина упругого слоя.



Фиг. 73. Распределение давлений по подошве упругого слоя, опирающегося на жесткое основание: а — эпюра давлений; б — расчетная схема сил.

ТАБЛИЦА 20.

Величины сжимающих напряжений по подошве упругого слоя, опирающегося на жесткое основание.

y/h	0	$\pi/12$	$\pi/6$	$\pi/4$	$\pi/3$	$\pi/2$
Автор решения						
Мелан (без учета трения)	0,920	0,772	0,452	0,219	0,072	~ 0
Маргерр (с учетом трения)	0,827	0,717	0,414	0,225	0,103	0,001

Как видно из приведенных данных, учет трения на контакте упругого слоя и жесткого основания незначительно сказывается на величине сжимающих напряжений. Точно так же и величина коэффициента Пуассона лишь незначительно влияет на распределение сжимающих напряжений. Так, по решению этой же задачи, полученной проф. Био,²

¹ K. Marguerre, Druckverteilung durch eine elastische Schicht auf starrer rauher Unterlage, Ing. Archiv, B. II, H. 1, 1931.

² M. A. Biot, Effect of certain discontinuities of the pressure distribution in a loaded soil, Physics, № 12, 1935.

при условии, что коэффициент Пуассона равен $\mu = 0,5$, максимальное сжимающее напряжение (при $y/h = 0$) равно:

$$\sigma_h = 0,822 \frac{P}{h \cdot 1}.$$

Эпюра распределения сжимающих напряжений на уровне подошвы упругого слоя, построенная по данным Мелана, показана на фиг. 73, а. Сравним приведенные величины сжимающих напряжений с величиной тех же напряжений для случая однородного полупространства. При действии сосредоточенных сил для случая плоской задачи сжимающее напряжение на глубине z (формулы Фламана) будет равно:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^4}.$$

Для точек, расположенных по оси z , т. е. при $r = z$, будем иметь:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi z} = 0,636 \cdot \frac{P}{z \cdot 1}.$$

Если положить $z = h$ и сравнить значение сжимающего напряжения σ_z от действия сосредоточенной силы на полупространство с величиной σ_z , полученной для упругого слоя, то можно сделать заключение, что наличие жесткого основания на некоторой глубине от поверхности массива сказывается увеличением сжимающих напряжений на 29—44%. Так, например, если $P = 60$ т/м и $z = h = 200$ см, то будем иметь:

а) для случая упругого слоя, мощностью $h = 200$ см, опирающегося на жесткое основание:

$$\sigma_{z \max} = 0,920 \frac{P}{h \cdot 1} = 0,920 \cdot \frac{60\,000}{200 \cdot 100} = 2,76 \text{ кг/см}^2;$$

б) для случая однородного полупространства:

$$\sigma_z = 0,636 \frac{P}{z \cdot 1} = 0,636 \cdot \frac{60\,000}{200 \cdot 100} = 1,91 \text{ кг/см}^2.$$

При действии сосредоточенной силы для случая пространственной задачи величина сжимающих напряжений по подошве упругого слоя, опирающегося на жесткое основание, по Био (при $\mu = 0,5$), с достаточной для практических целей точностью, может быть вычислена по формуле:

$$\sigma_{h(r)} = \frac{3P}{2\pi \cdot h^2} \left\{ \frac{2}{\left[1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right]^{3/2}} - \frac{0,25}{\left[1 + \frac{r}{2h}\right]^{3/2}} - 0,039 \frac{1 - 3\left(\frac{r}{4h}\right)^2 + \frac{3}{8}\left(\frac{r}{4h}\right)^4}{\left[1 + \left(\frac{r}{4h}\right)^2\right]^{3/2}} - 0,154 \frac{1 - 5\left(\frac{r}{3h}\right)^2 + \frac{15}{8}\left(\frac{r}{3h}\right)^4}{\left[1 + \left(\frac{r}{3h}\right)^2\right]^{3/2}} \right\}, \quad (68)$$

где r — расстояние по горизонтали от оси z до любой точки основания слоя.

Максимальное напряжение будет на оси, проходящей через точку приложения сосредоточенной силы, и равно:

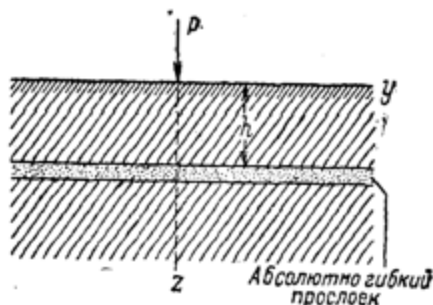
$$\sigma_{h \max} = 1,557 \frac{3P}{2\pi h^2} = 0,743 \frac{P}{h^2}.$$

Если сравнить величину σ_h с величиной максимального сжимающего напряжения, получаемого по формуле Буссинеска и равного

$$\sigma_{z \max} = 0,477 \frac{P}{h^2},$$

то получим, что вследствие наличия жесткого подстилающего слоя на глубине h максимальное сжимающее напряжение увеличилось на 55%. Так как сумма сжимающих напряжений в любом горизонтальном сечении равна внешней силе P , то можно сделать заключение, что наличие жесткого подстилающего слоя создает более концентрированное распределение напряжений.

Влияние абсолютно гибкого прослойка на распределение напряжений в однородном массиве. Решение этой задачи для случая действия сосредоточенной силы получено Био с помощью функций Бесселя первого вида нулевого порядка. Сжимающие напряжения на контакте гибкого прослойка, залегающего в однородном массиве на глубине h (фиг. 74), приближенно равны:



Фиг. 74. Распределение напряжений в массиве с гибким прослойком.

для случая пространственной задачи:

$$\sigma_h = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi h^2} \left\{ \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right]^{3/2}} - 0,058 \frac{1 - 3\left(\frac{r}{3h}\right)^2 + \frac{3}{8}\left(\frac{r}{3h}\right)^4}{\left[1 + \left(\frac{r}{3h}\right)^2\right]^{3/2}} \right\}, \quad (69)$$

и для случая плоской задачи:

$$\sigma_h = \frac{3P}{\pi h} \left\{ \frac{1}{\left(1 + \frac{y^2}{h^2}\right)^2} - 0,065 \frac{1 - 6\left(\frac{y}{3h}\right)^2 + \left(\frac{y}{3h}\right)^4}{\left[1 + \left(\frac{y}{3h}\right)^2\right]^4} \right\}. \quad (70)$$

Максимальное давление под сосредоточенной силой, т. е. при $r=0$, для случая пространственной задачи (см. формулу 69) будет равно:

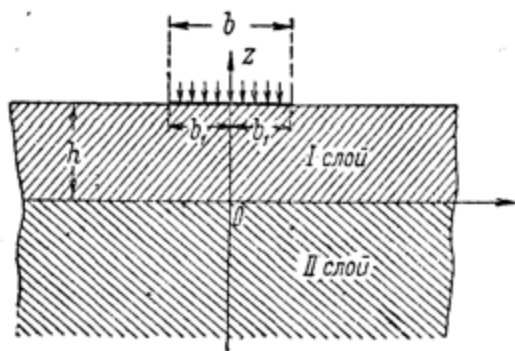
$$\sigma_h = 0,942 \frac{3P}{2\pi h^2} = 0,450 \frac{P}{h^2}.$$

Сравнивая полученное значение максимального сжимающего напряжения σ_h , соответствующего случаю залегания податливого прослойка в однородном массиве, например залеганию слоя песка в массиве

глины, с величиной сжимающего напряжения для однородного полупространства (по Буссинеску), видим, что наличие гибкого прослойка уменьшает максимальное давление, примерно, на 60%. Однако уменьшение величины сжимающих напряжений не столь велико, как в случае сжатия слоя грунта, залегающего на абсолютно жестком основании. Поэтому во многих случаях для практических расчетов пренебрегают влиянием неоднородности грунта при вычислении сжимающих напряжений, так как в случае залегания на некоторой глубине более податливых слоев, определение сжимающих напряжений по формулам для однородного полупространства дает известный запас. Если же на некоторой глубине будет залежать более жесткий слой грунта или

скала, то максимальные давления в вышележащих слоях будут больше, чем в однородном массиве.

Формулы (68—70) могут быть использованы для приближенного определения сжимающих напряжений при действии местной распределенной нагрузки. В этом случае, как и ранее (см. п. 2 главы III), можно разбить загруженную площадь на элементы, принять нагрузку на каждый элемент как сосредоточенную и напряжение в данной точке



Фиг. 75. Схема двухслойного основания.

определить как сумму напряжений от отдельных сил.

Распределение давлений в двухслойном основании. Маргерр¹ подробно математически исследовал вопрос о двухслойном основании для случая действия сосредоточенной силы в условиях плоской задачи. Он показал, что влияние сил трения на контакте двух слоев совершенно незначительно сказывается на распределении напряжений в двухслойном основании. Дальнейшая разработка задачи о двухслойном основании выполнена К. Е. Егоровым. Егоров рассмотрел распределение напряжений под гибким ленточным фундаментом в основании, состоящем из двух слоев: верхнего — мощностью h метров и подстилающего нижнего, имеющего значительное распределение в глубину и в стороны (фиг. 75).

Физические свойства двухслойного основания могут быть охарактеризованы параметром:

$$\nu = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2}, \quad (A)$$

где E_1 , E_2 , μ_1 , μ_2 — модули деформации (величины, аналогичные модулю Юнга и коэффициенту Пуассона) для каждого из слоев грунта. Полагая касательные напряжения на контакте двух слоев равными нулю, Егоров, применяя общие решения теории упругости² в форме

¹ К. Marguerre, Ingenieur-Archiv, B. IV, 1934.

² См. Сборник № 9, НИС Фундаментостроя, 1938.

комплексных переменных, получает выражения для напряжений и перемещений двухслойного основания под ленточным фундаментом. Решение получается в виде сложных интегральных выражений, вычисление которых возможно лишь приближенное, способом суммирования для частных значений входящих величин.

Приведем выражения для величины сжимающих напряжений: для первого слоя грунта:

$$\sigma_{1z} = \frac{2p}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{\sin \frac{b_1}{h} \alpha \cos \frac{y}{h} \alpha}{\alpha \Delta} \left\{ \left(1 - \nu \alpha \frac{z}{h} \right) (\operatorname{sh} \alpha + \alpha \operatorname{ch} \alpha) \operatorname{ch} \frac{z}{h} \alpha + \left[\frac{z}{h} (\nu \alpha - 1) \alpha \operatorname{sh} \alpha + \nu (\operatorname{sh} \alpha + \alpha \operatorname{ch} \alpha) \right] \operatorname{sh} \frac{z}{h} \alpha \right\} d\alpha, \quad (B)$$

для второго слоя грунта:

$$\sigma_{2z} = \frac{2p}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{\sin \frac{b_1}{h} \alpha \cos \frac{y}{h} \alpha}{\alpha \Delta} (\operatorname{sh} \alpha + \alpha \operatorname{ch} \alpha) \left(1 - \alpha \frac{z}{h} e^{\frac{z}{h} \alpha} \right) d\alpha. \quad (C)$$

Здесь $2b_1 = b$ — ширина ленточного фундамента;

h — толщина первого слоя грунта;

$\Delta = \alpha + \operatorname{sh} \alpha \operatorname{ch} \alpha + \nu (\operatorname{sh}^2 \alpha - \alpha^2)$;

p — интенсивность нагрузки на поверхности.

Если в выражениях (B) и (C) положить параметр $\nu = 0$, то получим формулы для сжимающих напряжений в слое грунта, опирающемся на абсолютно несжимаемое основание (см. таблицу 21 и фиг. 75).¹ Полагая

ТАБЛИЦА 21.

Величина максимальных сжимающих напряжений (в долях от p) в слое грунта на несжимаемом основании под ленточным фундаментом.

z/h	При залегании несжимаемого слоя на глубине		
	$h = b_1$	$h = 2b_1$	$h = 5b_1$
1,0	1,000	1,00	1,00
0,8	1,009	0,99	0,82
0,6	1,020	0,92	0,57
0,4	1,024	0,84	0,44
0,2	1,023	0,78	0,37
0,0	1,022	0,76	0,36

¹ Строительная промышленность, 1939.

ТАБЛИЦА 22.

Величина максимальных сжимающих напряжений (в долях от p)
в двухслойном основании под ленточным фундаментом.

z/b_1	$\nu = 1$	$\nu = 5$	$\nu = 10$	$\nu = 15$
0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,02	0,95	0,87	0,82
1,0	0,90	0,69	0,58	0,52
2,0	0,60	0,41	0,33	0,29
3,33	0,39	0,26	0,20	0,18
5,0	0,27	0,17	0,16	0,12

в тех же формулах $z = 0$, получим выражение для сжимающего напряжения на контакте двух слоев, которое может быть непосредственно использовано и для расчета бесконечно длинной балки на упругом основании (без гипотезы Винклера). При величине $\nu = 1$ будем иметь распределение напряжений в изотропном полупространстве. Для ряда значений параметра, а именно: для $\nu = 1, \nu = 5, \nu = 10$ и $\nu = 15$, величина сжимающих напряжений по вычислениям К. Е. Егорова приведена в таблице 22.

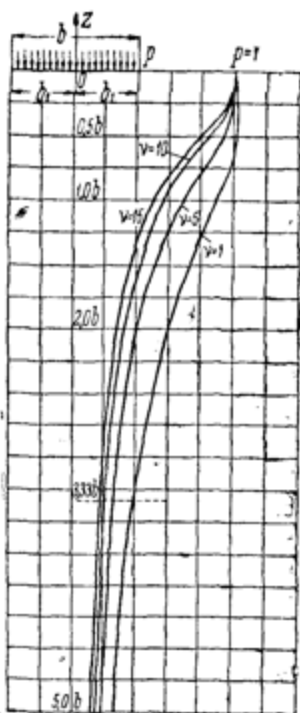
Кривые изменения величины сжимающих напряжений на контакте двух слоев при различных значениях параметра ν изображены на фиг. 76, которой можно пользоваться и для определения σ_z при промежуточных значениях ν . Формулу (С) можно использовать (полагая в ней $z = 0$) для определения необходимой мощности слоя прочного грунта под ленточным фундаментом. Если обозначить допускаемое давление на более слабый второй слой через p_2 , то по формуле (С) можно вычислить ряд значений отношения p/p_2 , соответствующих различной глубине залегания слабого слоя, т. е. отношению h/b_1 .

В таблице 23 и даны, вычисленные К. Е. Егоровым, значения p/p_2 как функции от h/b_1 .

По данным таблицы 23 построен график значений p/p_2 в зависимости от h/b_1 (фиг. 77).

Пример. Определить достаточно ли мощность слоя песка толщиной 3 м,

залегającego на слое слабого ила, если допускаемое давление на песок $p = 1,5 \text{ кг/см}^2$, на ил $p_2 = 0,5 \text{ кг/см}^2$ и модуль дефор-

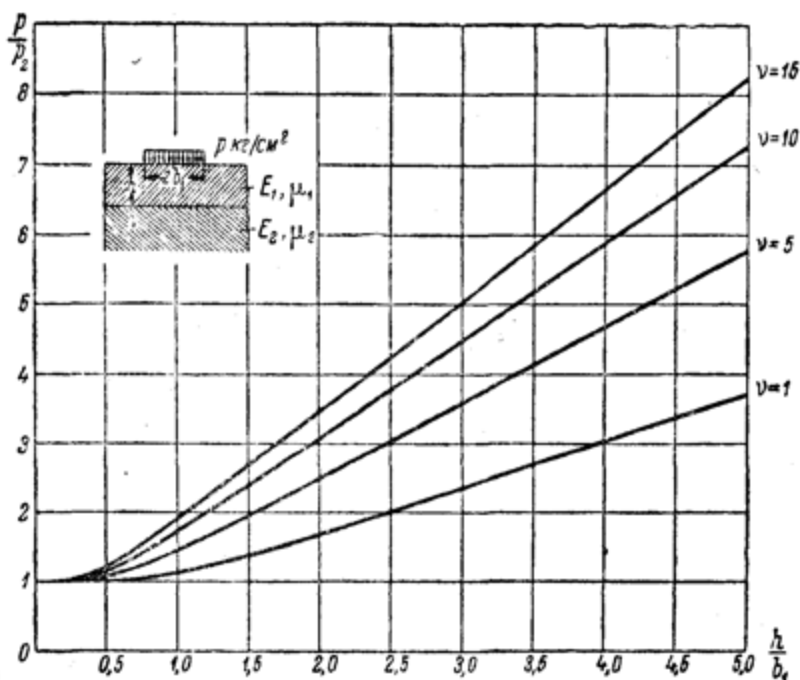


Фиг. 76. Кривые распределения сжимающих напряжений в двухслойном основании.

ТАБЛИЦА 23.

Значения отношения p/p_2 для определения необходимой мощности прочного грунта под ленточным фундаментом.

h/b_1	p/p_2			
	$\nu = 1$	$\nu = 5$	$\nu = 10$	$\nu = 15$
0,5	0,976	1,054	1,156	1,224
1	1,116	1,450	1,728	1,916
2	1,668	2,445	3,040	3,440
3,33	2,548	3,901	4,904	5,571
5	3,709	5,777	6,273	8,277



Фиг. 77. График для определения необходимой мощности несущего слоя грунта под подошвой фундамента при наличии более слабого подстилающего слоя.

мации песка $E_1 = 150$ кг/см², а глина $E_2 = 30$ кг/см². Слой песка нагружен ленточным фундаментом шириной $b = 2b_1 = 2$ м.

Имеем:

$$\frac{p}{p_2} = \frac{1,5}{0,5} = 3; \quad \nu = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} = 5 \text{ при } \mu_1 = \mu_2.$$

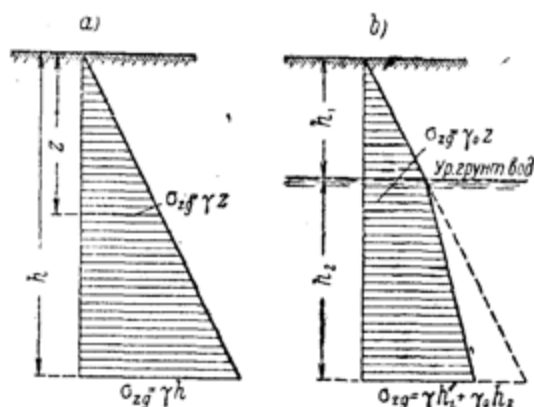
По графику фиг. 77 отношению $\frac{p}{p_2} = 3$ и $\nu = 5$ соответствует $\frac{h}{b_1} = 2,5$. Тогда величина необходимой мощности слоя песка, при которой напряжения на ил не превзойдут $0,5 \text{ кг/см}^2$, будет равна:

$$h = 2,5 \cdot b_1 = 2,5 \cdot \frac{2}{2} = 2,5 \text{ м.}$$

Таким образом, в рассмотренном примере мощность слоя песка в 3 м будет вполне достаточной.

Распределение напряжений от собственного веса грунта. Выше были рассмотрены напряжения, возникающие в массиве грунта под действием местной нагрузки на части его поверхности.

При этом влияние собственного веса грунта на величину возникающих напряжений не учитывалось. Очевидно, что напряжения от собственного веса грунта прибавятся к напряжениям от действия внешней нагрузки. Если поверхность грунта горизонтальна, то напряжение от собственного веса грунта будет увеличиваться с увеличением глубины и на глубине z от поверхности на единицу площади горизонтального сечения будет равно:



Фиг. 78. Распределение давления от собственного веса грунта: а — однородный грунт; б — неоднородный.

а) для грунтов с коэффициентом насыщенности $G < 1$:

$$\sigma_{zg} = \gamma z,$$

б) для грунтовой массы, т. е. для грунта, все поры которого заполнены водой (при $G = 1$):

$$\sigma_{zg} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} z = \gamma_0 z,$$

где γ — объемный вес грунта естественной влажности и

γ_0 — объемный вес грунта, облегченный весом вытесненной воды.

В случае однородного грунта эпюра распределения давлений (сжимающих напряжений σ_{zg}) по глубине будет иметь форму треугольника (фиг. 78, а), в случае же неоднородного грунта, слоистого или при наличии грунтовых вод, увеличение давлений по глубине будет представляться ломаной линией (фиг. 78, б). Давления на вертикальные площадки при действии собственного веса грунта можно выразить через давления на горизонтальную площадку, а именно:

$$\sigma_{xg} = \sigma_{yg} = \xi_0 \sigma_{zg},$$

где ξ_0 — коэффициент бокового давления (см. главу II).

Полное суммарное напряжение в грунтовом скелете в общем случае будет складываться из напряжений от действия внешней нагрузки, собственного веса грунта и капиллярного давления. Последнее в случае грунтовой массы учитывается как действие сплошной равномерно распределенной нагрузки, в случае же трехфазной системы — как гидростатически распределенное всестороннее давление.

Таким образом, будем иметь:

$$\begin{array}{cc}
 \text{При } G=1 & \text{При } G<1 \\
 \left. \begin{array}{l}
 \sigma'_x = \sigma_x + \xi_0(\gamma_0 z + p_k), \\
 \sigma'_y = \sigma_y + \xi_0(\gamma_0 z + p_k), \\
 \sigma'_z = \sigma_z + \gamma_0 z + p_k, \\
 \tau'_{xy} = \tau_{xy}, \\
 \tau'_{zx} = \tau_{zx}, \\
 \tau'_{yz} = \tau_{yz}.
 \end{array} \right\} & \left. \begin{array}{l}
 \sigma'_x = \sigma_x + \xi_0 \gamma z + p_k, \\
 \sigma'_y = \sigma_y + \xi_0 \gamma z + p_k, \\
 \sigma'_z = \sigma_z + \gamma z + p_k, \\
 \tau'_{xy} = \tau_{xy}, \\
 \tau'_{zx} = \tau_{zx}, \\
 \tau'_{yz} = \tau_{yz}.
 \end{array} \right\} \quad (71)
 \end{array}$$

6. Экспериментальные данные о распределении напряжений в грунтах.

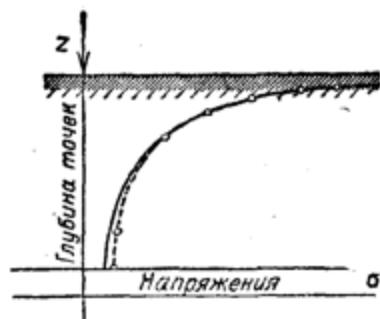
За последние десятилетия произведены многочисленные опыты по изучению распределения напряжений в грунтах, подвергающихся действию местной нагрузки. Большинство опытов проводилось с сыпучими грунтами (песком) при нагрузке жестким и упругим штампом; часть опытов была проведена с упругими телами и часть с грунтами в условиях их естественного залегания. Целью постановки многочисленных опытов, в большинстве случаев, было желание экспериментально получить данные о величине и направлении напряжений в грунте при действии местной нагрузки и проверить положения, принимаемые при аналитическом определении напряжений в грунтах. Такая проверка является существенно необходимой, так как от точности сделанных предположений при расчетах и их соответствия наблюдаемым явлениям зависит весь ход решения вопроса. Экспериментальные данные о распределении напряжений могут внести существенные поправки в теоретические методы определения напряжений в грунтах при действии местной нагрузки и служить базой для развития новых и уточнения существующих методов расчета.

Рассмотрим результаты некоторых экспериментальных исследований, могущих осветить вопрос о соответствии принятых теоретических зависимостей наблюдаемой картине распределения напряжений в массиве под действием местной нагрузки.

Приложения оптического метода. Для экспериментального определения напряжений в упругом теле, в случае действия сил в одной плоскости, с успехом может быть применен оптический метод. При действии напряжений, как было открыто Брюстером еще в 1816 г., изотропные прозрачные материалы приобретают свойство двоякой лучепреломляемости, что дает возможность определить распределение

напряжений, если через пластинку пропускать пучок поляризованного света.¹ С помощью оптического метода произведены многочисленные исследования распределения напряжений в упругих телах. Приведем некоторые из них как освещающие вопрос о применимости формул Буссинеска, так и дающие картину распределения напряжений в упругом теле при более сложных случаях действия местной нагрузки.

К. Вильсон (Phil. Mag., 1891) произвел опыты со стеклянной пластинкой, имевшей длину 61 мм, высоту 20 мм и ширину 6,5 мм. Давление передавалось сверху на середину пластинки при посредстве наложенной на стекло стальной проволоки диаметром 2 мм. Нижняя грань пластинки опиралась всей своей поверхностью на резиновую



Фиг. 79. Распределение давлений по оси нагрузки, полученное с помощью оптического метода (пунктир) и вычисленное по Буссинеску (сплошная линия).

подкладку. В описываемом опыте имеем случай передачи давления по прямой линии (задача Фламана). К. Вильсон оптическим методом определил напряжения в точках, лежащих на одной вертикали с осью нагрузки; при этом были получены данные, указанные на фиг. 79, где по горизонтальной оси отложены напряжения, а по вертикальной — глубина точек, в которых определялись напряжения. На той же фигуре сплошной линией изображена эпюра напряжений, вычисленных по формуле Буссинеска. Из сравнения экспериментальных данных с теоретическими видим полное совпадение напряжений для большинства

точек (за исключением двух последних), на что нужно смотреть, „как на блестящее подтверждение решения Boussinesq'a“, говорит проф. Кирпичев.²

Приведем некоторые результаты опытов, произведенных А. Солакианом (А. Solakian) и опубликованных в докладе Комиссии по грунтам и основаниям Американского общества гражданских инженеров.³ Эти опыты ставили себе целью определить напряжения в упругом массиве при действии местной равномерной нагрузки, передающейся при посредстве жесткого и упругого штампа. На фиг. 80 представлена фотография напряженного состояния бакелитовой пластинки при загрузке ее жестким стальным штампом. Интенсивность окраски отдель-

¹ О методике определения напряжений с помощью оптического метода см.: А. К. Зайцев, Оптический метод измерения напряжений, Л., 1927;

С. П. Тимошенко, Сопротивление материалов, ч. II, ГТТИ, 1932;

Э. Кокер и Л. Файлон, Оптический метод исследования напряжений, 1936;

Оптический метод изучения напряжений в деталях машин, вып. I, лабор. ЛГУ, ОНТИ, 1935;

Экспериментальные методы определения напряжений и деформаций в упругой и пластической зонах, вып. II, ОНТИ, 1935;

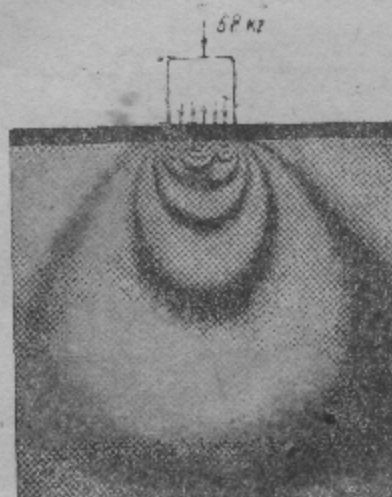
К. В. Самсонов, Оптический метод изучения напряжений, изд. НКПС, 1934.

² В. Кирпичев, Сопротивление материалов, ч. II, 1923.

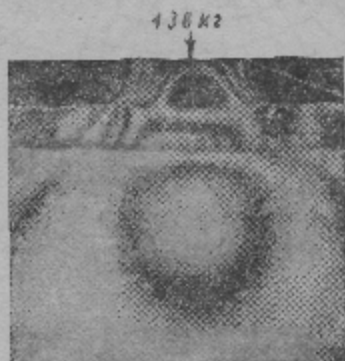
³ Proceedings Amer. Society of Civ. Eng., May, 1933.

ных точек³⁶ дает возможность определить разность главных напряжений для данной точки. Общий характер распределения напряжений, а также для большинства точек напряженной области и величина напряжений подтверждают теоретические решения, вытекающие из формул Буссинеска. Однако имеются и отклонения, которые наблюдаются главным образом под подошвой штампа, что указывает на наличие здесь местных напряжений.

Фиг. 81 иллюстрирует распределение напряжений в упругой среде при загрузке ее упругой плитой для случая действия сил в одной плоскости. Кроме неравномерности распределения напряжений в среде, здесь наблюдается неравномерность распределения напряжений и в уп-



Фиг. 80. Фотография напряженного состояния упругой пластинки при жестком штампе.



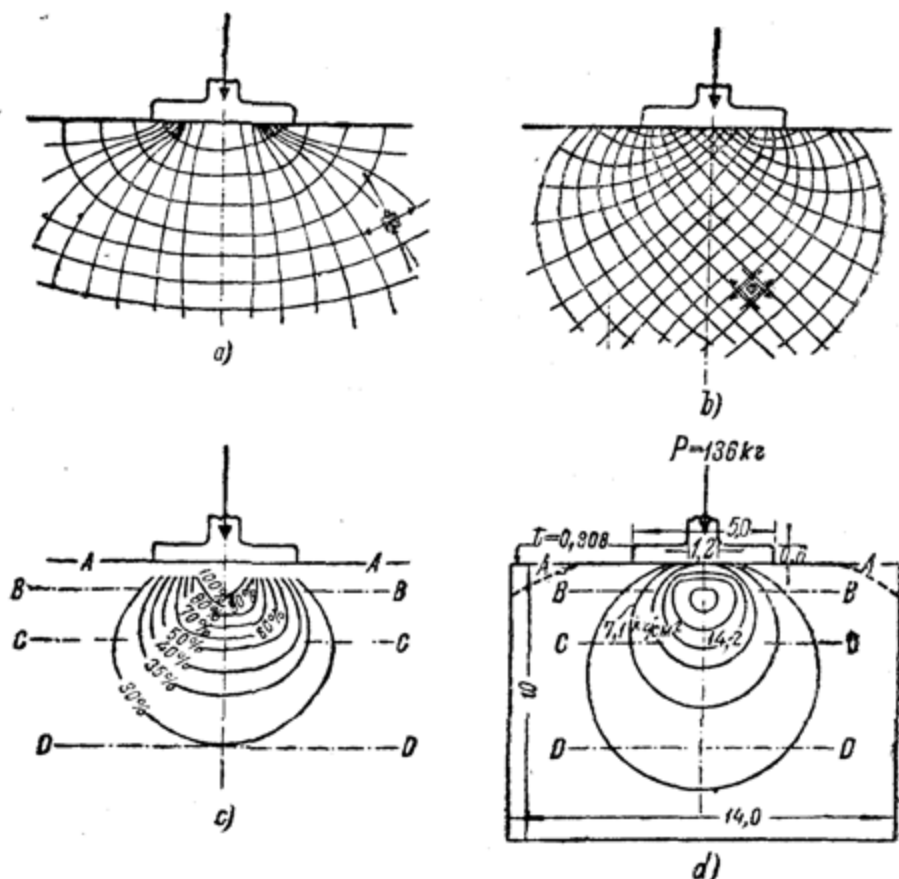
Фиг. 81. Фотография напряженного состояния упругой пластинки при упругом штампе.

ругой плите, передающей нагрузку. По результатам опытов определяют траектории главных напряжений; интенсивность напряжений в данной точке оценивается по окраске напряженной модели путем сравнения с градуировочной шкалой. Таким путем Солакианом определены величина и направление напряжений в модели фиг. 81. Результаты вычисления изображены графически на фиг. 82 и 83.

Фиг. 82, *a* дает траектории главных напряжений σ_1 и σ_2 в напряженной модели, а фиг. 82, *b* — траектории максимальных скалывающих напряжений. На фиг. 82, *c* изображены линии одинаковых сжимающих напряжений (изобары для σ_z), а на фиг. 82, *d* — линии одинаковых максимальных скалываний $\tau_{\max}$. Кривые одинаковых напряжений имеют форму, получающуюся при их построении по теории Буссинеска, но они имеют и существенные отличия, которые можно объяснить конечными размерами опытной модели. На фиг. 83 на левой половине изображены эпюры распределения разности максимальных напряжений $\sigma_1 - \sigma_2$ в горизонтальных сечениях *B—B*, *C—C*, *D—D* (ср. фиг. 82, *c*) и в вертикальном сечении по оси модели, а на правой половине — эпюры распределения вертикальных сжимающих напряжений σ_z .

в тех же горизонтальных сечениях и в вертикальном сечении по оси модели.

Из рассмотрения данных фиг. 82 и 83 вытекает, что изгиб плиты, передающей нагрузку, сказывается в концентрации напряжений под средней частью нагруженного массива. Также отметим большие изменения напряжений вдоль плоскости касания между опорной плитой и поддерживающей средой, зону разрывности между сечениями $A-A$

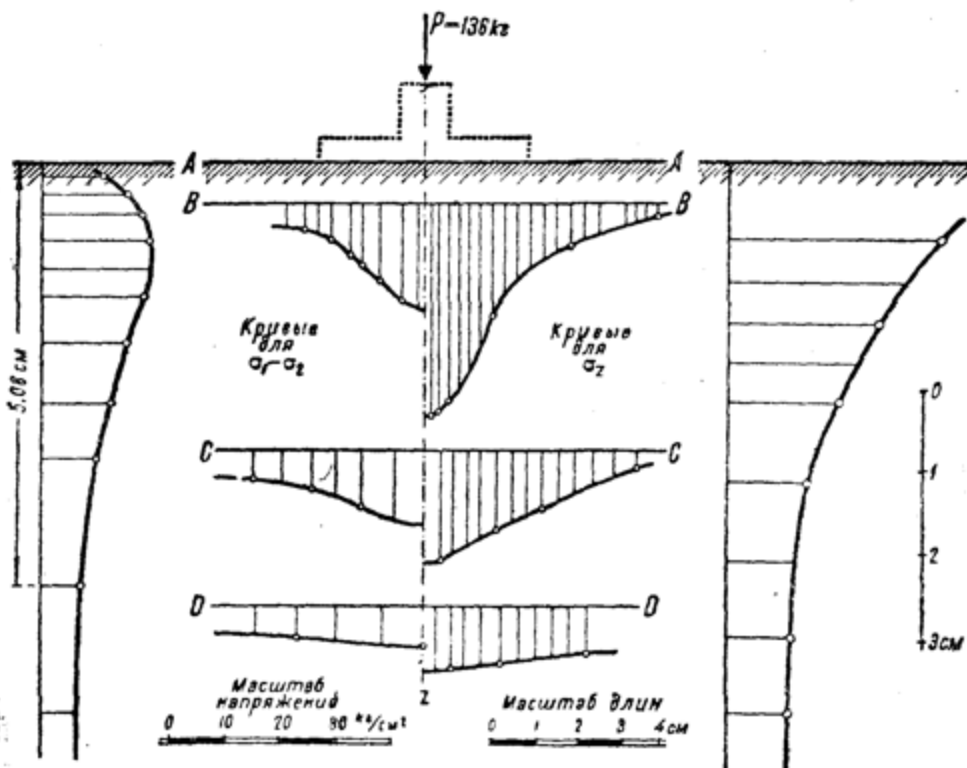


Фиг. 82. Распределение напряжений в упругой пластинке, полученное с помощью оптического метода: a — траектории главных напряжений; b — траектории максимальных скалывающих напряжений; c — изобары; d — линии одинаковых максимальных сдвигающих напряжений.

и $B-B$, правильную форму луковичы напряжений под плоскостью $B-B$. Сжатия и сдвиги поддерживающей среды между плоскостью $B-B$ и плоскостью, расположенной на некоторой глубине ниже плоскости $D-D$ (фиг. 82, c), будут определять осадки фундаментной плиты.

Результаты непосредственных измерений. Вопрос экспериментального определения напряжений в грунтах под действием местной

нагрузки на их поверхности занимал исследователей еще с восьмидесятих годов прошлого столетия. Первые опыты по определению давлений в песчаной насыпи произведены Киком и Штейнером (1879 г.). Далее, этим вопросом занимались Штрошнейдер (1911 г.), Энгел (1915 г.), Гольдбек, Американское общество гражданских инженеров, проф. Кеглер, инж. Шейдиг и др. У нас этим вопросом занимался Институт сооружений (ЦИНПС; Лалетин, Покровский и др.) и Центральный Институт автодорожного транспорта (Пигулевский и др.).¹



Фиг. 83. Эпюры распределения σ_z и $\sigma_1 - \sigma_2$, построенные по результатам измерений, произведенных с помощью оптического метода.

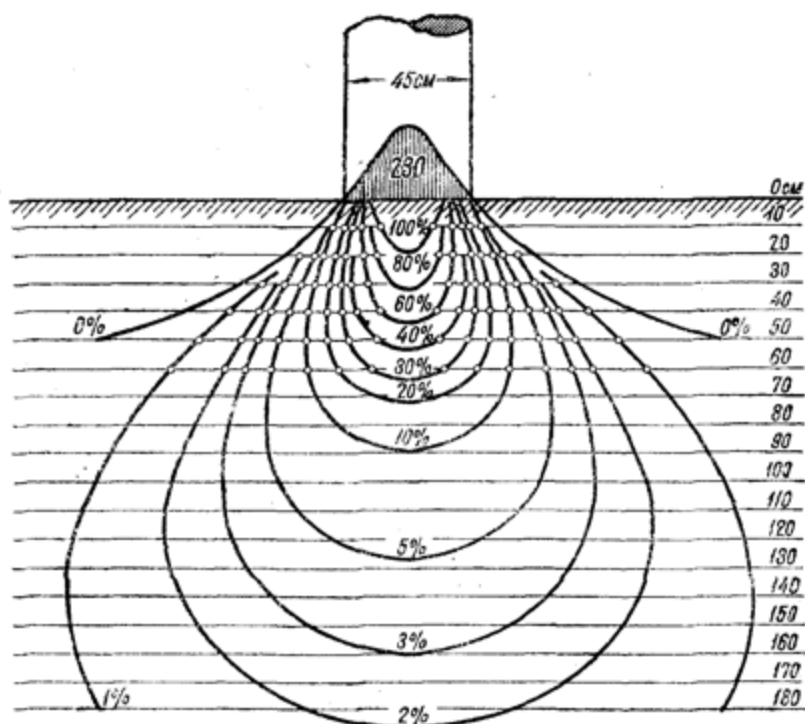
Проф. Кеглер в своих работах суммирует результаты последних лабораторных опытов как произведенных другими исследователями, так, главным образом, и им самим. Приведем некоторые результаты наиболее характерных опытов Кеглера и Шейдига.² Опыты производились с песчаным грунтом, состоящим из сухих кварцевых зерен раз-

¹ Подробная сводка экспериментальных работ по изучению распределения напряжений в грунтах дана в работе: В. Ф. Бабков, Обзор экспериментальных работ по измерению напряжений в грунте, Труды ДОРНИИ, вып. I, изд. Гушосдор, М., 1938.

² Die Bautechnik, 1927, № 29—30, и 1928, №№ 15 и 17.

См. также Шейдиг, Новейшие исследования грунтов, Сообщение 36 Союз-строга, 1931.

мером до 2 мм. Физические свойства песка следующие: угол естественного откоса $\rho = 31,5^\circ$, объемный вес от 1,58 до 1,77, объем пор от 40,3 до 33,2%, коэффициент пористости e от 0,675 до 0,497. Песок подавался механическим приспособлением на опытную площадку размером $4,0 \times 4,2$ м в слоях высотой 10 см и сглаживался лопатой, граблями и доской. В каждом ряде опытов насыпь устраивалась вновь. Для измерения действующих в песчаной насыпи давлений при нагрузке



Фиг. 84. Изобары в песчаном грунте по опытам Кеглера.

части ее поверхности применялись чугунные мессдозы диаметром 10 см с резиновой мембраной. Мессдозы наполнялись водой и при посредстве свинцовых трубок присоединялись к ртутным U-образным манометрам. Нагрузка осуществлялась при помощи бака, наполняемого водой, опирающегося на штамп, уложенный на песчаную насыпь. Устройство песчаной засыпки поверх мессдоз производилось слоями в 10—20 см. Мессдозы заделывались в пол, на них насыпался песок, на поверхность которого действовала нагрузка. Прежде чем приступить к систематическим опытам был проделан ряд испытаний, выясняющих влияние жесткости измерительной коробки на величину воспринимаемых ею усилий и принят ряд мер, уменьшающих эти влияния.

В результате непосредственных измерений получены следующие данные:

1. Во всех горизонтальных плоскостях на различных глубинах под подошвой жесткого штампа наблюдается неравномерное распределение

давлений, причем сечение тела напряжения имеет форму, близкую к кривой вероятности.

2. При переменной нагрузке вертикальные составляющие давления в любой точке слоя песка оказались с достаточной точностью пропорциональны нагрузке. Эта пропорциональность наблюдается до величины нагрузки, соответствующей стадии толчкообразных осадок и выпирания грунта возле нагруженного штампа.

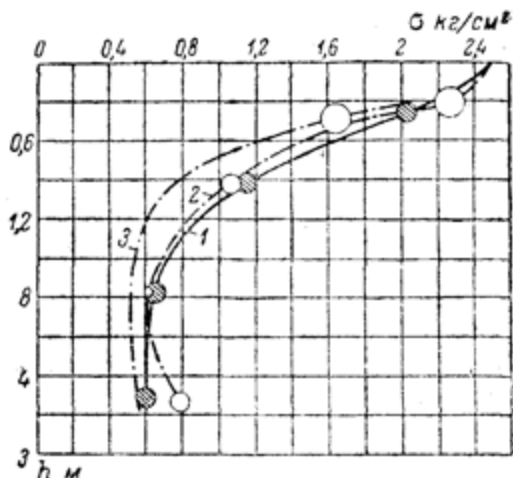
3. Установлено, что под подошвой жесткого штампа отнюдь не действует равномерное распределение давлений, но что давление имеет наибольшую величину в центре (до 2,5 от среднего давления) и быстро уменьшается к краю.

4. Линии одинаковых сжимающих напряжений (изобары), приведенные на фиг. 84 и построенные до глубины 60 см на основании результатов опыта, а глубже 60 см по формулам Буссинеска, показывают полное соответствие теоретических и опытных данных для области, лежащей несколько ниже подошвы штампа.

5. Предельная кривая распространения давлений в вертикальном сечении напряженного массива наклонена у края штампа под углом 35° к вертикали и с увеличением глубины становится более пологой.

6. Опыты с плитами разной жесткости показали, что при центральной нагрузке на плиту максимальное давление под центром плиты зависит от жесткости плиты и увеличивается с уменьшением ее жесткости.

Отметим интересные опыты, произведенные Г. И. Покровским и И. С. Федоровым,¹ по применению центробежного моделирования к вопросу изучения распределения напряжений в грунтах.² Опыты были поставлены с естественным песком в полевых условиях (испытание площадкой 5000 см^2) и на центрофуге по методу моделирования и сравнены с теоретическим распределением напряжений по оси штампа. Для измерения давлений были применены особые гидро-аэростатические динамометры Покровского, не требующие отсчетов во время действия нагрузки. На фиг. 85 изображены результаты непосредственных изме-



Фиг. 85. Сравнение экспериментальных и теоретических данных по распределению давлений в грунте (по Покровскому).

1—результаты полевых опытов; 2—результаты опытов по методу центробежного моделирования; 3—теоретическая кривая.

¹ Г. И. Покровский и И. С. Федоров, Исследование распределения напряжений в песке под модельным фундаментом при помощи центрофуги, Сборник ВИОС, № 6, 1935. См. также: а) Журнал технической физики, т. V, вып. 6, 1935; б) Technical Physics, v. II, № 43, 1935.

² Г. И. Покровский, Центробежное моделирование, ОНТИ, М., 1935.

рений вертикальных напряжений в грунте по оси штампа, причем кривая 1 проведена по результатам полевых опытов, кривая 2 — по результатам лабораторных опытов по методу центробежного моделирования и кривая 3 — теоретическая, построенная как для линейно деформируемого массива с учетом действия собственного веса грунта.

Результаты опытов показывают достаточно хорошую сходимость теории с экспериментом (наблюдающиеся отклонения могут быть объяснены условиями испытания), а также применимость метода центробежного моделирования к исследованию вопроса о распределении напряжений в грунтах.

При вдавливании плоского штампа в сыпучий грунт (как показали опыты М. Х. Пигулевского¹), в последнем образуется постоянная фигура, напоминающая собой конус с основанием в плоскости штампа, которая является ядром, деформирующим весь массив.



Фиг. 86. Вдавливание штампа в коническую пробу песка (по опытам Пигулевского).

Пигулевским были проведены опыты по разработанной им методике над вдавливанием жесткого штампа в конические пробы (с наклоном конуса, равным углу естественного откоса песка) и в пробы песка, ограниченные горизонтальными плоскостями, причем картина распределения давлений и деформаций оказалась в обоих случаях аналогичной. Опыты показали, что деформации и напряжения локализируются в конической пробе. На фиг. 86 дана фотография разреза сыпучего грунта после вдавливании в него жесткого штампа. По форме окрашенных полос песка, зафиксированных вязким составом, видно образование в теле насыпи деформирующей фигуры. Такие же опыты, но с коническим штампом, имеющим форму, идентичную с формой деформирующей фигуры, указали на отсутствие последней.

Опытов по изучению распределения напряжений при действии местной нагрузки в массивах связного грунта (глинистого и илистого) произведено незначительное количество, что объясняется сложностью постановки опытов. Сложность опытов заключается в том, что всякое внесение в связный грунт постороннего тела (например, прибора для измерения давлений) нарушает однородность грунта и дает иную картину распределения напряжений, чем в грунте однородном. Для глинистых грунтов, все поры которых заполнены водой, непосредственное определение давлений в скелете грунта возможно путем определения влажности в отдельных точках грунта, после того как процесс его уплотнения под действием местной нагрузки закончится. Так как для глинистых грунтов между влажностью и давлением существует опре-

¹ М. Х. Пигулевский, Физико-механические свойства рыхлых дорожных материалов, изд. Транспечати, 1929.

деленная закономерность (см. главу II), то, пользуясь диаграммой зависимости между давлением и влажностью, можно определить давление в скелете грунта. Нами было проделано несколько опытов определения давлений в слое глины при загрузке части ее поверхности равномерной нагрузкой, передающейся при посредстве жесткого фильтрующего штампа, имеющего длину, значительно превосходящую его ширину.

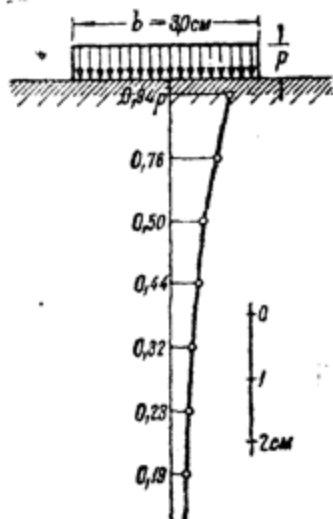
Время, необходимое для затухания осадок, определяемых с точностью до 0,001 мм, для слоя глины в 9 см толщиной в зависимости от условий опыта измерялось 10—15 днями. Для опытов применялся кубической формы сосуд размерами $12 \times 12 \times 12$ см. Штамп, передающий давление, имел площадь подошвы 3×12 см. Во время опыта была обеспечена фильтрация воды, выдавливаемой нагрузкой из пор глины, через мелкие отверстия штампа, закрытые фильтровальной бумагой. После затухания осадок штамп в образце глины брались пробы размером $0,5 \times 1 \times 2$ см для определения влажности, и по влажности определялось соответствующее давление (по кривой зависимости между давлением и влажностью).

Результаты одного из таких опытов для глины, содержащей частиц менее 0,005 мм — 33% и имеющей число пластичности, равное 12, приведены на фиг. 87, где изображена эпюра распределения давлений в глине под центром тяжести нагруженного штампа. Отметим, что полное уплотнение в приведенном опыте, повидимому, все же не было достигнуто, что сказалось на уменьшении давлений.

Из сравнения полученных данных с теоретическими (см. распределение напряжений для случая плоской задачи) можно сделать заключение, что формулы теории упругости с достаточной для практических целей точностью могут быть применяемы для глин, процесс осадки которых под действием внешней нагрузки закончился.

Распределение давлений по подошве жесткого штампа. Вопрос о распределении давлений по подошве жестких фундаментов имеет существенное значение для расчетов сооружений на сплошном грунтовом основании. Поэтому рядом исследователей были поставлены опыты по изучению распределения давлений по подошве жестких штампов.

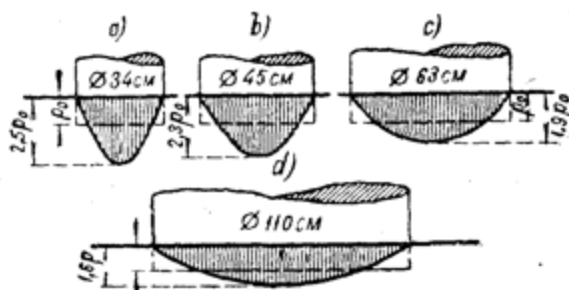
Довольно многочисленные опыты по определению давлений по подошве штампов, опирающихся на песчаный грунт, произведены Кеглером.¹ Результаты опытов Кеглера со штампами диаметром от 34 до 110 см изображены на фиг. 88. Если нагрузка не превосходит предельной, при которой наступает выпирание песка из-под штампа, то, при малых площадях передачи нагрузки (до 1 м²),



Фиг. 87. Распределение давлений в глине под фильтрующим штампом (по Цытовичу).

¹ Die Bautechnik, H. 52, 1929.

диаграмма распределения давлений по подошве имеет вид параболы, которая почти не зависит от величины нагрузки. Если же давление на грунт настолько возросло, что происходит выпирание грунта, то диаграмма давления по подошве переходит в треугольник и даже принимает форму острей стрелы, причем давление может достигать трехкратной и даже более величины от среднего давления на подошву.



Фиг. 88. Распределение давлений в песке по подошве жестких штампов разного диаметра (опыты Кеглера).

Рассматривая фиг. 88, видим, что чем больше диаметр штампа, тем более распределение давлений по подошве приближается к равномерному. Существовало мнение, довольно распространенное в литера-

ТАБЛИЦА 24.

Опыты Пресса по распределению давлений под жестким штампом (p_0 — среднее давление, p_m — давление под центром штампа).

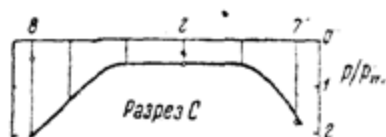
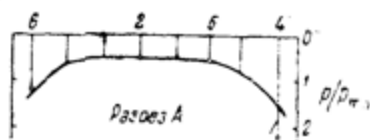
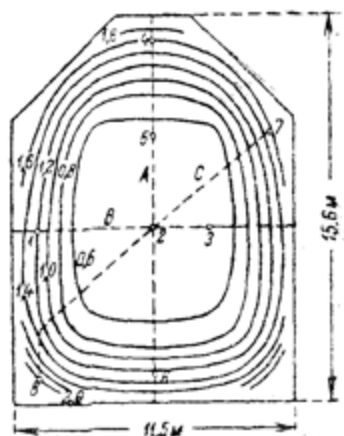
Условия испытания	Глубина заложения	Р о д г р у н т а *		
		песок сухой	глина А сухая	глина В; $w = 32\%$
Центральная нагрузка Размеры площади подошвы штампа 60×60 см	0	Параболическое распределение давлений $p_{\max} = 1,36 p_0$	Для малых нагрузок — седлообразная эпюра $p_m = 0,98 p_0$ $p_{\max} = 1,23 p_0$	Седлообразная эпюра $p_m = 0,96 p_0$ $p_{\max} = 1,26 p_0$
То же	30 см	Для малых нагрузок — седлообразная эпюра $p_m = 0,93 p_0$ Для больших — параболическая эпюра $p_{\max} = 1,15 p_0$	Для малых нагрузок — седлообразная эпюра $p_m = 0,98 p_0$ $p_{\max} = 1,2 p_0$ Для больших — параболическая эпюра $p_{\max} = 1,13 p_0$	Седлообразная эпюра $p_m = 0,97 p_0$ $p_{\max} = 1,23 p_0$

туре (Кеглер и др.), что характер распределения давлений по подошве зависит от вида грунта. Для песков характерно параболическое распределение давлений, для глин, приближающихся к упругим телам, — седлообразное; для достаточно же больших площадей загрузки на песке будет иметь место равномерное распределение давлений. Однако в свете новейших данных, приведенное мнение следует признать несостоятельным. Тщательно поставленные опыты Г. Пресса¹ показали, что параболическое распределение давлений наблюдается не только в песке, но при больших нагрузках и в глинах, седлообразное же распределение давлений, характерное для глин, наблюдается и в песках, но при малых нагрузках или при средних нагрузках для заглубленных штампов.

Результаты одной наиболее характерной серии опытов Пресса с жестким штампом площадью 60×60 см приведены в таблице 24.

Приведем еще результаты опытов Бюргера по определению давлений по подошве устоя моста через Рейн,² возведенного на гравелистом песке. Мессдозы для измерения давлений были заложены во время постройки в местах, указанных на верхнем чертеже фиг. 89.

На нижних чертежах фиг. 89 изображены эпюры распределения давлений по осям *A*, *B* и *C*, причем кружки соответствуют наблюдаемым величинам, а сплошные линии — теоретическим кривым, вычисленным Шлейхером по методу, изложенному в п. 4 настоящей главы. Из рассмотрения фиг. 89 можно заключить, что измеренное распределение давлений по подошве фундамента при большой площади загрузки для гравелистого песка также имеет седлообразный вид и что экспериментальные данные весьма близки к расчетным, полученным по теории линейно деформируемого полупространства. Описанные результаты наблю-



Фиг. 89. Распределение давлений в гравелистом песке по опытам Бюргера.

¹ H. Press, Druckverteilung unter starren und elastischen Lastflächen verschiedener Größe bei verschiedenartiger Belastung im Sand und Lehm, Die Bautechnik, № 43, 1934.

² B'urger, Die Bautechnik, № 45, 1932.

дений находят полное объяснение в теоретических исследованиях В. А. Флорина,¹ согласно которым вопрос о распределении давлений по подошве штампа решается не видом того или иного грунта, а степенью развития пластических деформаций, определяемой рядом факторов. Для малых площадей загрузки пластические выдавливания наступают при малой величине нагрузки (особенно, если нет боковой пригрузки) и для них характерно параболическое распределение давлений, переходящее при больших нагрузках в треугольное и типа острия стрелы.

Для больших площадей загрузки, особенно при наличии боковой пригрузки, для всех грунтов характерно седлообразное распределение давлений, близкое к решениям теории упругости для жестких фундаментов.

¹ В. А. Флорин, Некоторые теоретические положения расчета сооружений на податливых грунтах, Гидротехническое строительство, № 11, 1936, а также Сборник № 1 Гидростройпроекта и Сборник № 2 Гидроэнергопроекта.

Глава четвертая.

УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ.

1. Введение.

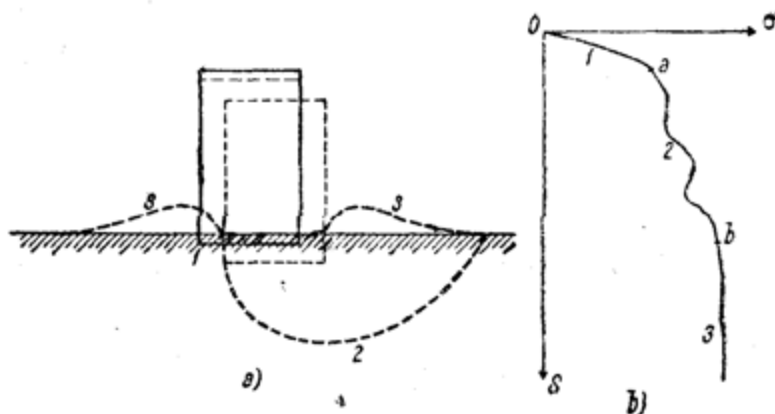
При возведении сооружений на сжимаемых грунтах вопрос о величине нагрузки, которую можно безопасно допустить на грунты, имеет первостепенное значение. Однако еще до сих пор в строительной практике определение допускаемых нагрузок на грунты производится по качественным характеристикам грунтов, по их внешним признакам. Внешние же признаки грунтов по отдельным нормативным данным различны, иногда случайны и допускают различные толкования. Иногда строители ограничиваются лишь материалами одного бурения и литологическими разрезами напластований грунтов, не учитывающими физического состояния их, имеющего первостепенное значение для оценки несущей способности оснований.

Если обратиться к нормам допускаемых давлений на грунты, принятым различными странами, то и здесь будет много неясного и противоречивого. Систематизация 55 существующих норм допускаемых давлений на грунты, произведенная ВИОС, показала, что одним и тем же по наименованию грунтам могут соответствовать весьма разные величины допускаемых давлений, что, по словам Н. И. Луцких, наглядно и отчетливо иллюстрирует беспринципную простоту, случайность и эмпиризм, которые до настоящего времени еще довольно широко распространены в строительной практике.¹ В то же время, уже сейчас есть ряд решений задач механики грунтов, которые могут осветить этот сложный вопрос и поставить его разрешение на научную основу. Следует считать определенно установленным, что допускаемые давления на грунт зависят: во-первых, от физических свойств грунтов оснований (их плотности, сопротивления сдвигу и пр.) и, во-вторых, от свойств сооружений, возводимых на грунте, их жесткости и чувствительности к осадкам. В дальнейшем будут подробно рассмотрены условия прочности грунтов и определение величины нагрузки предельной для данного грунта в данных условиях загрузки. Что же касается второго вопроса, а именно, влияния свойств сооружения, то он будет рассмотрен при выборе величины коэффициента безопасности для определения допускаемого давления на грунт по величине предельной нагрузки.

¹ Н. И. Луцких, Вопросы классификации грунтов оснований сооружений в практике изыскательских и строительных работ, Сборник ВИОС, № 7, стр. 41, 1937.

Фазы напряженного состояния грунта. Рассмотрим явления, которые имеют место при действии на поверхность грунта постепенно возрастающей местной нагрузки, передающейся при посредстве жесткого штампа (фиг. 90). Если нагрузка на штамп дается ступенями, причем во время опыта производится наблюдение осадок, то состояние грунта под штампом во время постепенного возрастания нагрузок можно охарактеризовать тремя фазами: фазой уплотнения грунта, фазой образования сдвигов и фазой выпирания грунта.¹

Первая фаза (1) характеризуется тем, что при увеличении нагрузки от 0 до некоторой величины, характеризуемой на диаграмме, выражающей зависимость осадки от нагрузки (фиг. 90), точкой *a*, происходит уплотнение грунта, обусловленное уменьшением его пористости.



Фиг. 90. Схема различных фаз напряженного состояния грунта.

В строительном отношении такое состояние грунта будет полезным, так как грунт приобретает более плотную структуру и при периодически действующей на него нагрузке будет давать значительно меньше осадки, приобретая упругое состояние. Фаза уплотнения грунта не может продолжаться беспредельно и при некотором давлении на грунт наступает вторая фаза напряженного состояния грунта.

Осадки второй фазы (2) значительно больше и могут иметь величину порядка десятков сантиметров; кроме того, они сопровождаются боковыми перемещениями нагруженного штампа, величина которых того же порядка, что и величина осадок. Причиной нарушения состояния грунта во второй фазе является образование в нем площадок сдвигов, так как от увеличения сжимающих напряжений, развивающихся в грунте, последний лишь уплотняется. Осадки, наблюдаемые в течение второй фазы (фиг. 90, *b*, часть *a—b* кривой), весьма неравномерны, эпюра осадок приобретает неправильный характер и, несмотря на возрастание реакции грунта во второй фазе, следует рассматривать ее

¹ К. Терцаги, Строительная механика грунта, стр. 232, ОНТИ, М., 1933.

как фазу разрушения грунта. Площадки сдвигов, развивающиеся в течение второй фазы, постепенно образуют криволинейную поверхность скольжения (фиг. 90, а, 2), и таким образом состояние грунта приближается к третьей фазе, заключающейся в том, что при некотором увеличении нагрузки штамм соскальзывает вниз, выпирая грунт и образуя на поверхности его (фиг. 90, а, 3) вал из выпученного грунта.

Третья фаза (3) обычно наступает внезапно и имеет явно катастрофический характер. Осадки третьей фазы измеряются несколькими десятками сантиметров и влекут за собой полное нарушение условий прочности грунта и сооружения.

В соответствии с этими тремя фазами мы имеем две критические нагрузки, разделяющие эти фазы между собой. Одна соответствует наступлению фазы сдвигов, другая—наступлению фазы выпирания.¹

Так как большинство сооружений, возводимых на мелкозернистых грунтах, не может безопасно воспринимать значительных сдвигов в стороны, то за критическую нагрузку необходимо принять нагрузку, соответствующую наступлению фазы сдвигов. Н. М. Герсевич отмечает, что все формулы, выводимые авторами для определения допускаемой нагрузки, как, например, формулы Паукера, Ренкина, Шведлера и др., имеют целью гарантировать сооружение от наступления третьей фазы, т. е. фазы выпирания грунта. Это является недостаточным, так как для большинства сооружений состояние грунта, соответствующее фазе сдвигов, будет совершенно недопустимым. Последнее состояние, т. е. фазу сдвигов, и следует считать критическим состоянием грунта с точки зрения его прочности.

В первой фазе напряженного состояния грунта, т. е. фазе уплотнения, зависимость между напряжениями и деформациями с достаточной степенью точности может быть принята линейной, а следовательно, для определения напряжений будут справедливы формулы теории линейно деформируемых тел (см. главу III). В начальной стадии фазы сдвигов зависимость между напряжениями и деформациями также может быть принята линейной, при дальнейшем же развитии фазы сдвигов определение напряжений по теории линейно деформируемых тел уже не может иметь места. В последнем случае для определения напряжений могут быть использованы другие зависимости, например формулы с переменным коэффициентом концентрации напряжений [формула (49) и ей подобные]. Возникновение в массиве грунта площадок сдвигов может иметь место лишь при определенных соотношениях между напряжениями в данной точке.

Исследуем общий случай напряженного состояния грунта в данной точке, что будет иметь первостепенное значение для установления математических условий возникновения отдельных фаз напряженного состояния грунта.

¹ Н. М. Герсевич, Опыт применения теории упругости и определения допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ проф. Терцаги, Труды МИИТ, вып. XV, 1930.

2. Основные зависимости.

Напряжения в данной точке. Величина и направление напряжения в данной точке массива грунта будут зависеть как от величины и направления внешних сил, так и от направления площадки, проведенной через заданную точку. Через данную точку можно провести бесчисленное множество различно направленных площадок, а следовательно, в ней будут возникать любым образом направленные напряжения. Нас будет интересовать величина наибольших нормальных и касательных напряжений в данной точке, а также направление площадок, для которых будут иметь место наибольшие нормальные и касательные напряжения. Напряжения, действующие на элементарную площадку, могут быть определены общими методами строительной механики.

В настоящем параграфе рассмотрим соотношения между напряжениями для случая плоской задачи, т. е. когда составляющие напряжения по одной из координатных осей или равны нулю, или постоянны. При рассмотрении условий равновесия системы сил, действующих на точку, не делается никаких ограничений относительно свойств материала, в котором изучаются напряжения, т. е. эти условия представляют чисто геометрические зависимости строительной механики и справедливы для каких угодно тел, в том числе и для грунтов.

Фиг. 91. Схема действия сил на элементарную призму для общего случая плоской задачи.

Выделим в грунте треугольную призму, толщиной равной единице, с бесконечно малыми сторонами dy , dz и ds (фиг. 91). Задача заключается в определении напряжений для наклонной грани AB , т. е. в определении σ_α и τ_α при заданных напряжениях σ_y , σ_z и τ , получаемых при решении задач о распределении напряжений в грунтовом массиве при заданной внешней нагрузке. Так как размеры призмы бесконечно малы, то напряжения в заданной точке O будут равны напряжениям, действующим на наклонную грань AB (с точностью до величин второго порядка малости). Для определения напряжения σ_α и τ_α проектируем все силы ($dy \cdot \sigma_z \cdot 1$; $\tau \cdot dy \cdot 1$ и т. д.) на направления σ_α и τ_α . Получим:

$$\sigma_\alpha = \sigma_y \sin^2 \alpha + \sigma_z \cos^2 \alpha + \tau \sin 2\alpha \quad (A)$$

и

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau \cos 2\alpha \quad (B)$$

Полное напряжение на наклонную грань AB будет равно геометрической сумме напряжений σ_α и τ_α , т. е.:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_\alpha^2 + \tau_\alpha^2}. \quad (C)$$

Величина и направление напряжений σ_α и τ_α изменяются с изменением угла наклона α , имея максимум и минимум. Для определения $\sigma_{\alpha \max}$ и $\sigma_{\alpha \min}$ берем первую производную от выражения (А) по α и приравниваем ее нулю; откуда получаем:

$$\operatorname{tg} 2\alpha_n = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}. \quad (D)$$

Так как величине тангенса соответствуют два угла, отличающиеся один от другого на 180° , то при одном значении угла $2\alpha_n$ будет существовать максимум, при другом — минимум, что определяется знаком второй производной от выражения (А). Такие направления площадок, для которых получаются наибольшие и наименьшие нормальные напряжения, называются главными направлениями, а соответствующие им напряжения — главными напряжениями в данной точке.

Сравнивая первую производную от σ_α с выражением (В), видим, что:

$$\frac{d\sigma_\alpha}{d\alpha} = -\frac{1}{2} \frac{\tau_\alpha}{\sin \alpha}, \quad (E)$$

т. е. площадки для $\sigma_{\alpha \max}$ и $\sigma_{\alpha \min}$ не имеют касательных напряжений; таким образом в каждой точке напряженного массива имеются две площадки, расположенные взаимно перпендикулярно и испытывающие только нормальные напряжения; эти площадки называются главными.

Полагая в формуле (А) и (В) $\tau = 0$, получим выражения для составляющих напряжений в данной точке для случая действия на грани ОА и ОВ (фиг. 91) главных напряжений: σ_1 по оси z и σ_2 по оси y , т. е. будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\alpha n} &= \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha, \\ \tau_{\alpha n} &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha. \end{aligned} \right\} \quad (72)$$

Для определения $\tau_{\max}$ и $\tau_{\min}$ в зависимости от угла α берем первую производную по α от выражения (В) и приравниваем ее нулю. Получим значение угла α_t , при котором будет существовать $\tau_{\alpha \max}$ и $\tau_{\alpha \min}$, а именно:

$$\operatorname{tg} 2\alpha_t = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau}. \quad (F)$$

Сравнивая формулу (F) с формулой (D), заключаем, что углы $2\alpha_n$ и $2\alpha_t$ отличаются на 90° , а следовательно, углы α_n и α_t — на 45° , т. е. наибольшие и наименьшие касательные напряжения действуют для площадок, расположенных под углом в 45° к площадкам с главными напряжениями.

Для площадок с наибольшими и наименьшими касательными (сдвигающими) напряжениями σ_α не равно нулю, а согласно формуле (А) будет равно:

$$\sigma_{\alpha_t} = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2}.$$

Для вычисления главных напряжений σ_1 и σ_2 и наибольших и наименьших касательных напряжений $\tau_{\max}$ и $\tau_{\min}$ служат выражения:

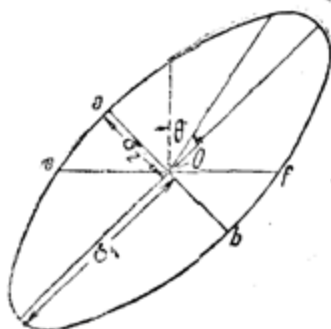
$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau^2},$$

$$\tau_{\max} = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}; \quad (73)$$

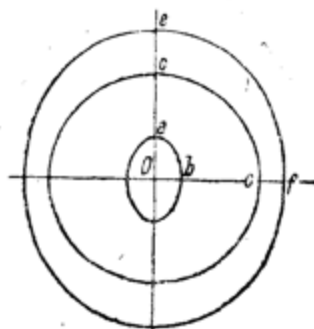
откуда также следует:

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_x + \sigma_z.$$

Эллипс напряжений. Если отложить от точки O , в которой изучается напряженное состояние, величину полного напряжения σ в зависимости от наклона площадок, проходящих через заданную точку, то концы векторов, изображающих напряжения, расположатся в вид.



Фиг. 92. Эллипс напряжений.



Фиг. 93. Влияние капиллярного давления на очертание эллипса напряжений.

эллипса, называемого эллипсом напряжений (фиг. 92). Полуосями эллипса будут главные напряжения σ_1 и σ_2 . Угол, составляемый полным напряжением для данной площадки и нормалью к ней (угол θ на фиг. 92), для главных площадок равен нулю. При вращении площадки между главными напряжениями угол θ возрастает до некоторого максимума, зависящего от отношения σ_1/σ_2 , и при дальнейшем вращении площадки до следующего главного напряжения снова доходит до нуля.

Угол между напряжением для данной площадки и нормалью к площадке называется углом отклонения. Максимальный угол отклонения, или величина наибольшего угла отклонения, является весьма важной характеристикой напряженного состояния грунта в данной точке, так как с увеличением этого угла уменьшается прочность грунта в данной точке и увеличиваются шансы к появлению сдвига.

Если $\sigma_1 = \sigma_2$, то эллипс напряжений обращается в окружность, и напряжения будут направлены перпендикулярно к любой площадке, т. е. будут по всем направлениям одинаковы. Это может иметь место только в том случае, если не могут возникать сдвигающие усилия, как, например, в спокойной воде. Напряженное состояние в этом случае

(когда эллипс напряжений переходит в окружность) носит название гидростатического.

Форма эллипса напряжений характеризует возможность появления сдвигов в данной точке, а следовательно, и устойчивость грунта в данной точке. Чем более вытянутую форму имеет эллипс напряжений, что обуславливается отношением главных напряжений σ_1/σ_2 , тем больше будет угол максимального отклонения Θ и тем меньше будет при той же величине напряжений устойчивость грунта в данной точке. При построении эллипса напряжений для данной точки грунтового массива должно быть учтено капиллярное давление, которое для связных грунтов имеет значительную величину. При учете капиллярного давления, по схеме всестороннего внутреннего давления, может получиться результат совсем противоположный тому, который получается при игнорировании внутреннего давления, что видно из примера, приводимого Н. М. Герсевановым.¹

Если предположить, что в какой-либо точке O (фиг. 93) картина напряжений (без учета внутреннего давления) изображается в виде довольно удлиненного эллипса с полуосями Oa и Ob , то такая удлиненная форма эллипса может нас привести к выводу, что грунт в этой точке очень близок к границе своей устойчивости. Между тем, если принять в соображение капиллярное давление в этой же точке грунта, изображаемое окружностью с радиусом Oc , то для получения истинной картины напряжений надлежит просуммировать эти две картины давлений. Для этого нужно построить новый эллипс напряжений, у которого малая полуось $Of = Ob + Oc$ и большая полуось $Oe = Oa + Oc$; полученный в результате истинный эллипс напряжений весьма мало отличается от окружности, что показывает весьма большую устойчивость грунта.

Таким образом игнорирование капиллярного давления в грунтах может привести к совершенно искаженным результатам при определении условий прочности грунта в данной точке.

Угол наибольшего отклонения. Для определения угла наибольшего отклонения выделим из напряженного массива призму бесконечно малых размеров таким образом, чтобы грани ее, примыкающие к прямому углу, испытывали только главные напряжения (фиг. 94). Угол, образуемый напряжением σ с нормалью к рассматриваемой площадке, определяется, согласно чертежу, выражением:

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{\tau_{\alpha n}}{\sigma_{\alpha n}}. \quad (a)$$

Подставляя в формулу (a) значения $\tau_{\alpha n}$ и $\sigma_{\alpha n}$ из выражений (72), будем иметь:

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\alpha}{2(\sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha)}. \quad (b)$$

Разделив числителя и знаменателя правой части выражения (b) на $\cos^2 \alpha$, получим:

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \operatorname{tg} \alpha}{\sigma_1 + \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \alpha}. \quad (c)$$

¹ Н. М. Герсеванов, Опыт применения теории упругости и определения допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ проф. Терцаги, Труды МИИТ, вып. XV, 1930.

Для определения максимума необходимо взять первую производную от выражения (с) по $\operatorname{tg} \alpha$ и приравнять ее нулю. Будем иметь:

$$\frac{d(\operatorname{tg} \theta)}{d(\operatorname{tg} \alpha)} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha)(\sigma_1 - \sigma_2) - 2(\sigma_1 - \sigma_2) \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{(\sigma_1 + \sigma_2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha)^2},$$

откуда

$$\frac{d(\operatorname{tg} \theta)}{d(\operatorname{tg} \alpha)} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha)(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\sigma_1 + \sigma_2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha)^2}.$$

Дробь равна нулю, когда числитель равен нулю. Так как для грунтов $\sigma_1 - \sigma_2$ не равно нулю, то будем иметь:

$$\sigma_1 - \sigma_2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha = 0,$$

откуда значение $\operatorname{tg} \alpha$, при котором будет существовать $\operatorname{tg} \theta_{\max}$, будет равно:

$$\operatorname{tg} \alpha = \pm \sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_2}}. \quad (d)$$

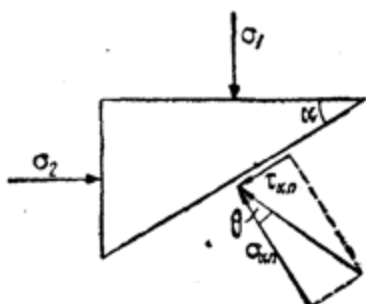
Введя обозначение:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \xi, \quad (e)$$

будем иметь:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{\sqrt{\xi}}. \quad (f)$$

Фиг. 94. Угол наибольшего отклонения при действии главных напряжений.



Формуле (с) для угла отклонения можно придать следующий вид:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\left(1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) \operatorname{tg} \alpha}{1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha}. \quad (c')$$

Подставляя в выражение (с') значение $\operatorname{tg} \alpha$ из формулы (f), получим:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{1 - \xi}{2 \sqrt{\xi}}. \quad (c'')$$

Возведя обе части выражения (f) в квадрат и перенеся все члены в одну часть, будем иметь следующее уравнение:

$$\xi^2 - 2\xi(1 + 2 \operatorname{tg}^2 \theta) + 1 = 0. \quad (g)$$

Решая уравнение (g) относительно ξ , получим:

$$\xi = 1 + 2 \operatorname{tg}^2 \theta \mp 2 \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \theta},$$

а так как $1 + \operatorname{tg}^2 \theta = \frac{1}{\cos^2 \theta}$, то

$$\xi = 1 + 2 \operatorname{tg}^2 \theta \mp \frac{2 \operatorname{tg} \theta}{\cos \theta}. \quad (h)$$

Преобразовывая, получим:

$$\xi = 1 + \frac{2 \sin^2 \theta}{\cos^2 \theta} \mp \frac{2 \sin \theta}{\cos^2 \theta}; \quad (h')$$

откуда:

$$\xi = \frac{1 + \sin^2 \theta \mp 2 \sin \theta}{\cos^2 \theta}, \quad (h'')$$

или:

$$\xi = \frac{(1 \mp \sin \theta)^2}{\cos^2 \theta}, \quad (h''')$$

а так как

$$\frac{1 \mp \sin \theta}{\cos \theta} = \operatorname{tg} \left(45^\circ \mp \frac{\theta}{2} \right),$$

то получим:

$$\xi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \mp \frac{\theta}{2} \right), \quad (i)$$

или, принимая во внимание обозначение (e), будем иметь:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \mp \frac{\theta}{2} \right). \quad (i')$$

Из двух знаков, стоящих перед $\theta/2$, при рассмотрении условий прочности грунтов следует выбрать знак минус, так как этому случаю будет соответствовать наименьшее значение отношения главных напряжений, при котором будет существовать $\theta_{\max}$. Знак плюс перед $\theta/2$ будет иметь значение лишь в особых случаях, которые будут рассмотрены в главе VIII. Итак, имеем:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad (74)$$

и

$$\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right). \quad (75)$$

Принимая в выражении (h''') перед $\sin \theta$ знак минус и подставляя в знаменатель $1 - \sin^2 \theta = \cos^2 \theta$, после сокращения будем иметь:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}, \quad (76)$$

откуда:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}. \quad (j)$$

Используя выражение (j), можно представить условие существования наибольшего угла отклонения в виде

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \theta. \quad (77)$$

Отметим еще выражение для угла наибольшего отклонения через оставляющие напряжения σ_x , σ_y и τ , которое проще всего получить, определяя $\operatorname{tg} \theta_{\max}$ для площадок с наибольшими касательными напряжениями.

Имеем:

$$\sin^2 \theta = \frac{(\sigma_x - \sigma_y) + 4\tau^2}{(\sigma_y + \sigma_x)^2}. \quad (78)$$

Полученные выражения (74—78), как будет подробно рассмотрено ниже, имеют первостепенное значение для установления условий прочности грунтов и определения давления грунтов на подпорные стенки.

3. Критическая нагрузка при пластическом течении.

В настоящем параграфе пластичность рассматривается не как физическое свойство тела, а как особое напряженное состояние. В этом состоянии материал приобретает свойство текучести, т. е. свойство под действием внешних сил определенной величины изменять свою форму без изменения объема и нарушения сплошности. Такое состояние текучести грунта под фундаментами следует считать совершенно недопустимым. Поэтому изучение пластического напряженного состояния грунтов и, особенно, определение величины нагрузки, при которой возникают пластические деформации, имеют весьма существенное значение для практики строительства.

При определенной величине нагрузки в некоторой области грунта под фундаментом возникают площадки сдвигов, следующие одна за другой, что и обуславливает возникновение фазы сдвигов. Нагрузку, обуславливающую фазу сдвигов, следует рассматривать как критическую нагрузку при пластическом течении. Таким образом пластическое напряженное состояние, при котором грунт приобретает свойство текучести, характеризуется необратимыми процессами сдвигов в некоторой области грунта под фундаментом. Определение величины нагрузки, при которой возникают пластические деформации, т. е. наступает фаза сдвигов, и составляет тему настоящего параграфа.

Условия пластичности. В отношении условий возникновения пластического состояния тел в настоящее время существует несколько теорий. Укажем главные из них.¹

По теории Сен-Венана напряжения на сдвиг имеют постоянную величину во всех точках напряженной массы. Сен-Венан дал математическую формулировку уравнения текучести для случая плоской задачи в виде:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2 = 4k_0^2 \quad (A)$$

или

$$\tau_{\max} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2} = k_0 = \text{const},$$

где k_0 — постоянная величина.

По теории Мора напряжения на сдвиг в плоскостях скольжения достигают у предела текучести наибольшей величины, зависящей от нормального напряжения σ , т. е.:

$$\tau_{\max} = f(\sigma). \quad (B)$$

¹ A. Nádai, Plastizität und Erddruck, Handbuch der Physik, Band VI, Kap. 6, Berlin, 1928.

А. Фелпль и Л. Фелпль, Сила и деформация, Прикладная теория упругости, т. 1, перевод В. М. Абрамова под редакцией проф. И. М. Рабиновича, Гостехиздат, 1933.

А. Надан, Пластичность, перевод с англ. под редакцией проф. Л. С. Лейбензона, ОНТИ, М., 1936.

С. Г. Михлин, Основные уравнения математической теории пластичности, изд. Академии наук СССР, 1934.

Сборник ЛГУ, Экспериментальные методы определения напряжений и деформаций в упругой и пластической зонах, Л., 1935.

Труды Конференции по пластическим деформациям, изд. Академии наук СССР, 1938.

По теории Генки-Мизеса условия наступления пластического течения материала определяются выражением:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = \text{const}, \quad (C)$$

где σ_1 , σ_2 и σ_3 — главные напряжения.

Из уравнения (C) вытекает, что „работа искажения формы“ у предельной текучести имеет постоянную величину.

Условиями пластичности, наиболее соответствующими физической природе грунтов, будут условия Мора. Действительно, сопротивление грунта сдвигу складывается из двух частей: из трения, прямо пропорционального давлению (нормальному напряжению), и из сцепления. Последнее, если пренебречь величиной весьма малого молекулярного сцепления, также будет функцией от нормального давления, так как оно равно произведению капиллярного давления на величину коэффициента внутреннего трения.

Переходя к рассмотрению напряжений в любой точке массива, отметим, что для грунтов угол отклонения полного напряжения от нормали к рассматриваемой площадке не может быть больше определенного предела. Действительно, тангенс угла отклонения определяется отношением сдвигающего напряжения к нормальному, причем при определенной величине сдвигающего напряжения, зависящей от свойств грунта и величины нормального давления, как установлено опытами (см. главу II), наступает скольжение или сдвиг грунта по грунту. Таким образом, значение $\text{tg } \theta_{\text{max}}$ не может быть больше $\text{tg } \varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта, и условием отсутствия фазы сдвигов, обуславливающей пластические течения, будет:

$$\text{tg } \theta_{\text{max}} < \text{tg } \varphi$$

или

$$\theta < \varphi. \quad (79)$$

Условие существования $\text{tg } \theta_{\text{max}}$ может быть выражено формулами (76), (77) или (78). Если в выражение (77) подставить вместо θ величину φ , то получим условие пластичности в виде:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi. \quad (80)$$

Это условие пластичности было дано для сыпучих грунтов Ренкиным еще в 1856 г.¹

Если при постепенном возрастании нагрузки в какой-либо точке грунта будет существовать равенство $\theta_{\text{max}} = \varphi$, то при дальнейшем увеличении нагрузки в этой точке максимальный угол отклонения сохранит постоянной свою величину, в смежных же точках грунта произойдет увеличение максимального угла отклонения до величины угла внутреннего трения грунта. Таким путем образуется пластическая область внутри грунта, увеличивающаяся с увеличением нагрузки. Если

¹ Условия пластичности для грунтов подробно обосновываются В. А. Флоринским в его работе „Определение очертаний областей пластических деформаций грунта и условий их возникновения“, Сборник Гидроэнергоспроекта, № 2, 1937.

грунт обладает сцеплением, то, при учете сил сцепления по схеме всестороннего капиллярного давления, величина главных напряжений может быть представлена в виде:

$$\sigma_1' = \sigma_1 + p_k \quad \text{и} \quad \sigma_2' = \sigma_2 + p_k,$$

где p_k — капиллярное давление.

Тогда условие пластичности (формула 80) примет следующий вид:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2p_k} = \sin \varphi,$$

или

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(p_k + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right). \quad (81)$$

Полученное выражение и есть условие пластичности для связных грунтов. Уравнение (81) может служить для определения величины

критической нагрузки, при которой наступает пластическое течение в некоторой области грунта под фундаментом.

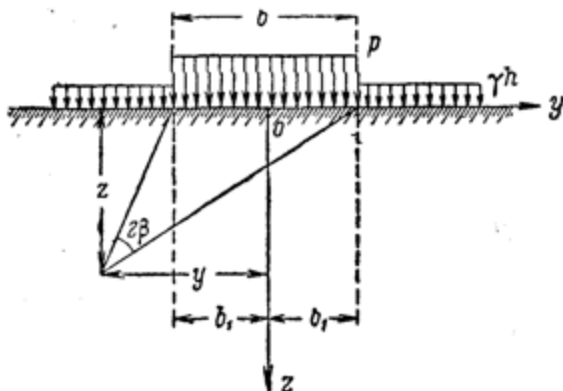
Краевая критическая нагрузка. Рассмотрим действие полосообразной нагрузки интенсивностью p кг/см², приложенной на некоторой глубине h от поверхности грунта. Боктовую пригрузку от веса грунта выше плоскости приложения полосообразной нагрузки заменим действием сплошной

равномерно распределенной нагрузки, интенсивностью γh , где γ — объемный вес грунта (фиг. 95). Определим максимальную величину интенсивности внешней нагрузки p , при которой в грунте еще не возникнет пластического течения. В начальной фазе пластического течения определять напряжения будем по формулам линейно деформируемых тел, рассмотренных в предыдущей главе. Вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта при горизонтальной ограничивающей плоскости будут равны:

$$\sigma_{10} = \gamma(h + z), \quad (a)$$

где h — глубина расположения ограничивающей плоскости от поверхности грунта (глубина заложения фундамента) и

z — глубина расположения рассматриваемой точки ниже ограничивающей плоскости.



Фиг. 95. Действие полосообразной и сплошной нагрузки.

Горизонтальные составляющие от действия собственного веса грунта, как известно (формула 27), будут равны:

$$\sigma_{2g} = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_{1g} \quad (b)$$

или

$$\sigma_{2g} = \xi_0 \sigma_{1g} \quad (c)$$

Для пластической области, которая характеризуется изменениями формы тела без изменений объема, следует положить коэффициент Пуассона $\mu = 0,5$, тогда:

$$\sigma_{2g} = \sigma_{1g} = \gamma(h+z). \quad (d)$$

Равенство (d) дает гидростатическое распределение давлений, которое можно считать справедливым для всей пластической области, где материал находится в текучем состоянии. Для остальной же области грунта под фундаментом не будет наблюдаться гидростатического распределения давлений от собственного веса грунта, т. е. будем иметь $\xi_0 < 1$, но при дальнейшем развитии пластических деформаций распределение давлений от собственного веса грунта будет приближаться к гидростатическому. Таким образом без большой погрешности можно при определении критической нагрузки при пластическом течении принимать $\mu = 0,5$, или что то же самое $\xi_0 = 1$.

Для полосообразной нагрузки главные напряжения в любой точке грунта определяются выведенными ранее формулами Мичеля (формула 57). Прибавляя к напряжениям от внешней нагрузки напряжения от собственного веса грунта и считая знак сжимающих напряжений положительным, будем иметь следующие формулы для главных напряжений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma(z+h), \\ \sigma_2 &= \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma(z+h), \end{aligned} \right\} \quad (e)$$

где 2β — угол видимости (фиг. 95).

Если в условие пластичности для связных грунтов (формула 81) подставить выражения для главных напряжений от действия полосообразной нагрузки и собственного веса грунта, то получим:

$$\frac{p}{\pi} \sin 2\beta = \sin \varphi \left(p_k + \frac{p}{\pi} 2\beta + \gamma z + \gamma h \right). \quad (f)$$

Выражение (f) есть уравнение граничной линии между упругой и пластической областью в связном грунте, обладающем сцеплением и внутренним трением, при действии равномерно распределенной полосообразной нагрузки, приложенной на глубине h .

Решая уравнение (f) относительно z , имеем:

$$z = \frac{p}{\pi\gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - \frac{p_k}{\gamma} - h. \quad (g)$$

Величина z соответствует ординате пластической области. Так как величина главных напряжений зависит только от величины угла 2β , то все точки, соответствующие одному и тому же значению 2β , будут

лежать на окружности, что дает возможность из чисто геометрических соотношений определить абсциссу пластической области в виде:

$$y = \sqrt{b_1^2 - z^2} + 2b_1 z \operatorname{ctg} 2\beta, \quad (h)$$

где b_1 — полуширина нагруженного участка.

Чтобы определить точку пересечения линии, ограничивающей пластическую область, с плоскостью приложения нагрузки, следует в уравнениях (f) и (h) положить $z=0$ и $\beta=0$. Из уравнений (f) и (h)

вытекает, что искомая точка пересечения будет находиться в крайних точках нагруженного участка, т. е. при $y = \pm b_1$.

На фиг. 96 изображены очертания пластических областей при разной величине интенсивности внешней нагрузки.¹ Важно отметить, что с увеличением интенсивности внешней нагрузки пластические области увеличиваются и что непосредственно под подошвой фундамента возникает замкнутое ядро, в котором грунт не находится в пластическом состоянии при любой величине внешней нагрузки.

Определим максимальную величину ординаты пластической области, для чего возьмем первую производную от

Фиг. 96. Очертание областей пластических деформаций грунта под фундаментом ($h = 2 \text{ м}$, $\varphi = 45^\circ$, $\gamma = 1,5 \text{ т/м}^3$).

выражения (f) и приравняем ее нулю. Получим значение 2β , при котором будет существовать $z_{\max}$.

Имеем:

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{p}{\pi\gamma} \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0,$$

откуда:

$$\cos 2\beta = \sin \varphi \quad \text{или} \quad 2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi.$$

Подставляя в выражение (f)

$$2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad \text{и} \quad \sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) = \cos \varphi,$$

получим:

$$z_{\max} = \frac{p}{\pi\gamma} \left[\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{p_k}{\gamma} - h. \quad (i)$$

¹ О. К. Фрелих, Распределение давления в грунте, перевод инж. Бабкова и инж. Гербурт-Гейбовича под редакцией проф. Г. И. Покровского, изд. Наркомхоза, М., 1938.

Определим величину интенсивности нагрузки p , при которой объем пластической области равен нулю. Для этого в уравнении (i) следует положить $z_{\max} = 0$. Обозначая величину интенсивности нагрузки, при которой еще не возникают пластические области под фундаментом, через $p_{кр}$ и решая уравнение (i) относительно $p_{кр}$, получим:

$$p_{кр} = \frac{\pi(p_k + \gamma h)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}. \quad (82)$$

Формула (82) дает значение критической краевой нагрузки,¹ так как с уменьшением $z_{\max}$ пластическая область приближается к краю полосы и при $z_{\max} = 0$ исчезает. Критическую краевую нагрузку можно рассматривать как предел пропорциональности, так как с увеличением нагрузки более $p_{кр}$ будут наблюдаться выдавливания грунта у края фундамента, и зависимость между деформациями и напряжениями не будет линейной. Согласно полученному уравнению (82) величина краевой критической нагрузки (предела пропорциональности) не зависит от ширины нагруженного участка. Как показало исследование Фрелиха, уравнение (82) будет справедливо и для краевой нагрузки при круглой, эллиптической и прямоугольной площадке, а также в том случае, если интенсивность нагрузки уменьшается от края к середине фундамента (например, для жесткого фундамента). Выражение (82), как можно доказать,² совпадает с формулой, полученной Герсевановым в 1930 г. для предельного давления на грунт, при котором еще не происходит никаких сдвигов и разрушений в грунтовом скелете грунта (при $h = 0$),³ и с формулой Пузыревского для глубины заложения фундаментов (при $p_k = 0$ и замене давления от фундамента и веса грунта весом эквивалентного столба грунта).⁴

Уравнение критической краевой нагрузки для сыпучих грунтов получим из формулы (82), полагая в ней $p_k = 0$,

$$p_{кр} = \frac{\pi \gamma h}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}. \quad (82')$$

Отметим, что объемный вес грунта ниже уровня грунтовых вод следует принимать с учетом взвешивающего действия воды, т. е. полагать:

$$\gamma_0 = \frac{\Delta - 1}{1 + \epsilon} \quad \text{или} \quad \gamma_0 = (\Delta - 1)(1 - n).$$

¹ Название „критическая краевая нагрузка“ дано О. К. Фрелихом в его работе „Druckverteilung im Baugrunde“, Wien, 1934.

² С. П. Шеляпин, Несущая способность грунтов в основаниях сооружений, Проект и стандарт, № 7, 1937.

В. А. Флорин, К расчету сооружений на слабых грунтах, Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, 1937.

П. И. Морозов, Определение допускаемой нагрузки на грунт по критически напряженному состоянию, Сборник ВНОС, № 9, 1938.

Р. Н. Флорин, К вопросу о расчете устойчивости сооружений на нескальных основаниях, Известия НИИГ, т. XXIII, 1938.

³ Н. М. Герсеванов, Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунт на основании экспериментальных работ проф. Терцаги, Труды МИИТ, вып. XV, 1930.

⁴ Н. П. Пузыревский, Фундаменты, ОНТИ, Л., 1934.

Формулы (82) и (83) для критической краевой нагрузки (Герсегова — Пузыревского — Фрелиха) являются основными зависимостями при теоретическом определении допускаемого давления на грунт.

Если при выводе формулы для критической краевой нагрузки принять, что $\xi_0 \neq 1$, то исследование очертаний областей пластических деформаций показывает, что критическая краевая нагрузка будет соответствовать (при $\xi_0 < 1$) значительному развитию области пластических деформаций, захватывающей почти все пространство, прилегающее к уплотненному ядру, соприкасающемуся с подошвой фундамента.¹

Для пластической области, в которой материал находится в текучем состоянии, коэффициент бокового давления $\xi_0 = 1$, в соседних же областях $\xi_0 \neq 1$. Поэтому рассматриваемую задачу следовало бы решить как смешанную задачу теории упругости и теории пластичности, что и может дать точное ее решение.

При отсутствии такого решения принятие для всего массива грунта значения $\xi_0 = 1$ или $\xi_0 < 1$ даст лишь приближенные результаты. При значительном же развитии пластических областей грунта под фундаментом принятие допущения $\xi_0 = 1$ мы считаем более отвечающим действительности.

Осевая критическая нагрузка. Пластические области, начинаясь у краев загруженной полосы, при возрастании нагрузки постепенно увеличиваются и при некоторой ее величине, которую можно назвать осевой критической нагрузкой, сливаются на оси нагрузки. Фундаменты, имеющие значительную ширину, а также более или менее значительно заглубленные в грунт, особенно при возведении их на грунтах с большим коэффициентом трения, могут безопасно выдержать нагрузку значительно большую, чем их предел пропорциональности (краевое $p_{кр}$). Если краевую критическую нагрузку рассматривать как предел пропорциональности, то осевую критическую нагрузку следует считать пределом несущей способности, т. е. максимальной величиной нагрузки, которую может воспринять грунт. Формулу для осевой критической нагрузки можно получить из общих условий устойчивости элемента внутри грунта под фундаментом, исходя из условия пластичности Мора (формула 81). При таком рассмотрении получается зависимость, аналогичная уравнению для краевой критической нагрузки с тем, однако, отличием, что величина осевой критической нагрузки будет зависеть от ширины (размеров) загруженного участка.

Поставленная задача решена В. А. Флориным,¹ С. П. Шеляпиным² и П. И. Морозовым,³ причем Шеляпин при выводе формул для осевой критической нагрузки для гибких фундаментов принимал коэффициент Пуассона $\mu = 0,5$ (или, что то же, $\xi_0 = 1$), тогда как у Флорина и Морозова решена та же задача, но при $\mu < 0,5$, как для гибких, так (у Морозова) и для жестких фундаментов. Формулы для гибких

¹ В. А. Флорин, К расчету сооружений на слабых грунтах, Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, 1937.

² С. П. Шеляпин, Несущая способность грунтов в основаниях сооружений, Проект и стандарт, № 7, 1937.

³ П. И. Морозов, Определение допускаемой нагрузки на грунт по критически напряженному состоянию, Сборник НИС Фундаментостроя, № 9, 1938.

фундаментов, полученные Шеляпиным и Морозовым при $\mu = 0,5$ совпадают.

Так как осевая критическая нагрузка (предел несущей способности) соответствует развитию пластических деформаций почти во всей области грунта под фундаментом (за исключением небольшого уплотненного ядра), то при определении ее величины следует принимать коэффициент Пуассона $\mu = 0,5$. В этом случае для осевой критической нагрузки будем иметь следующие формулы:¹

В случае равномерно распределенной полосообразной нагрузки:

$$p_{np} = \frac{\pi [\gamma f (h + b_1 \cdot \operatorname{ctg} \beta) + c_k]}{\sin 2\beta \sqrt{1 + f^2} - 2\beta f}, \quad (83)$$

где критическое значение угла видимости β определяется выражением:²

$$\cos 2\beta_k \approx \frac{(f\gamma h + c_k) \sin \varphi + 1,2 f \gamma b_1 (2,3 \sin \varphi - 1)}{f\gamma h + c_k + 1,2 f \gamma b_1}. \quad (84)$$

В случае равномерной нагрузки по площади круга:

$$p_{np} = \frac{4 [\gamma f (h + b_1 \cdot \operatorname{ctg} \beta) + c_k]}{3 \sin^2 \beta \cos \beta (\sqrt{1 + f^2} + f) - 4f(1 - \cos^3 \beta)}, \quad (85)$$

причем:

$$\cos \beta_k = \sqrt{\frac{2,3 f \gamma b_1 + 0,75 (f\gamma h + c_k) (1 + \sin \varphi)}{(3 - \sin \varphi) [0,75 (f\gamma h + c_k) + 0,975 \gamma b_1]}}. \quad (86)$$

В формулах (83) — (86) приняты следующие обозначения:

h — глубина заложения;

b_1 — полуширина (или радиус) нагруженной площади;

γ — объемный вес грунта;

$f = \operatorname{tg} \varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта;

c_k — сцепление грунта (в расчетах можно принимать величину капиллярного сцепления).

Для сыпучих грунтов, т. е. при $c_k = 0$, формулы (83) — (86) принимают более простой вид. Так, например, для случая полосообразной нагрузки, будем иметь:

$$p_{np} = \frac{\pi \gamma f (h + b_1 \cdot \operatorname{ctg} \beta)}{\sin 2\beta \sqrt{1 + f^2} - 2\beta f} \quad (83')$$

и

$$\cos 2\beta_k = \frac{h \sin \varphi + 1,2 b_1 (2,3 \sin \varphi - 1)}{h + 1,2 b_1}. \quad (84')$$

¹ С. П. Шеляпин, Несущая способность грунтов в основаниях сооружений, Проект и стандарт, № 7, 1937.

² Критический угол видимости β_k весьма просто можно находить по графикам, составленным П. И. Морозовым (Сборник НИС Фундаментостроя, № 9, 1938).

Пример 1. Определим величину краевой критической нагрузки для глинистого грунта, нагруженного фундаментом, подошва которого заложена на глубине $h = 200$ см, если угол внутреннего трения глины $\varphi = 17^\circ$ и объемный вес (с учетом взвешивающего действия воды) $\gamma_0 = 1 \text{ т/м}^3 = 0,001 \text{ кг/см}^3$. Капиллярное давление, определенное лабораторным путем для образца глины естественной структуры, равно $p_k = 2 \text{ кг/см}^2$.

Определим критическую краевую нагрузку, при которой наступают пластические деформации грунта.

Имеем:

$$\varphi = 17^\circ = 0,01745 \cdot 17 = 0,297; \operatorname{ctg} \varphi = 3,271.$$

По формуле (82) получим:

$$p_{кр} = \frac{3,14(p_k + \gamma h)}{3,271 - \frac{3,14}{2} + 0,297} = 1,57(p_k + \gamma h).$$

При $p_k = 2 \text{ кг/см}^2$ и $\gamma h = 0,001 \cdot 200 = 0,2 \text{ кг/см}^2$, имеем:

$$p_{кр} = 1,57 \cdot 2,2 = 3,45 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 2. Определим для того же грунта предельную (осевую критическую) нагрузку при той же глубине заложения ленточного фундамента и при ширине его, равной $b = 2b_1 = 1,40$ м.

Принимая во внимание, что при $\varphi = 17^\circ$ коэффициент трения — $f = \operatorname{tg} \varphi = 0,306$ и $\sin \varphi = 0,292$, имеем:

сцепление грунта:

$$c_k = fp_k = 0,306 \cdot 2 = 0,612 \text{ кг/см}^2;$$

критический угол видимости (формула 85):

$$\cos 2\beta_k = \frac{(f\gamma_0 h + c_k) \sin \varphi + 1,2 f \gamma_0 b_1 (2,3 \sin \varphi - 1)}{f\gamma_0 h + c_k + 1,2 f \gamma_0 b_1},$$

или, подставляя численные значения входящих в это выражение величин, получим:

$$\begin{aligned} \cos 2\beta_k &= \frac{(0,306 \cdot 0,001 \cdot 200 + 0,612) 0,292 + 1,2 \cdot 0,306 \cdot 0,001 \cdot 70 (2,3 \cdot 0,292 - 1)}{0,306 \cdot 0,001 \cdot 200 + 0,612 + 1,2 \cdot 0,306 \cdot 0,001 \cdot 70} = \\ &= 0,296, \end{aligned}$$

откуда: $2\beta = 74^\circ 20'$ или $2\beta = 0,01745 \cdot 74,33 = 1,296$; $\sin 2\beta = 0,963$;
 $\beta = 37^\circ 10'$; $\operatorname{ctg} \beta = 1,319$.

Величину осевой критической нагрузки вычисляем по формуле (83):

$$p_{np} = \frac{\pi [\gamma f (h + b_1 \operatorname{ctg} \beta) + c_k]}{\sin 2\beta \sqrt{1 + f^2 - 2\beta f}};$$

подставляя численные значения величин, входящих в выражение для P_{np} , получим:

$$P_{np} = \frac{3,14 \cdot [0,001 \cdot 0,306 (200 + 70 \cdot 1,319) + 0,612]}{0,9 \cdot 3 \cdot \sqrt{1 + 0,306^2} - 1,296 \cdot 0,306} = 3,61 \text{ кг/см}^2.$$

Из сопоставления результатов двух рассмотренных примеров видим, что предельная нагрузка, как и следовало ожидать, больше предела пропорциональности (краевой критической нагрузки). Для сыпучих грунтов, обладающих большим коэффициентом внутреннего трения, эта разница будет еще больше, возрастая с увеличением ширины загруженной площади. Отметим, что величина осевой критической нагрузки (P_{np}) для фундаментов с круглой площадью подошвы при тех же физических свойствах грунта при одинаковой глубине заложения и ширине фундамента будет, примерно, на 15—30% больше осевой критической нагрузки для ленточных фундаментов.

Для более наглядного изучения влияния отдельных факторов на величину критических нагрузок при пластическом течении в таблице 25 приведены результаты нескольких подсчетов по формулам (82) и (83).

ТАБЛИЦА 25.

Критические нагрузки при пластическом течении.

№ по пор.	Наименование грунта	Условия заложения фундамента		Физические свойства грунта			$P_{кр}$	P_{np}
		глубина h м	ширина подошвы $2b_1$ м	объемный вес γ кг/см ³	капиллярное давление P_k кг/см ²	угол внутр. трения φ	кг/см ² (формула 82)	кг/см ² (формула 83)
1	Глина тяжелая . . .	2	1,4	0,002	5,36	8°	3,16	3,25
2	Глина . . .	2	1,4	0,001	2,0	17°	3,45	3,61
3	Песок сухой . . .	2	1,4	0,00185	0	34°	2,31	3,73
4	" . . .	2	2,8	0,00185	0	34°	2,31	5,04
5	" . . .	2	14,0	0,00185	0	34°	2,31	15,1
6	Песок ниже уровня грунтовых вод . . .	2	1,4	0,001	0	34°	1,25	2,00

Некоторые выводы. Из анализа формул (82), (83) и (85) и рассмотрения данных таблицы 25 приходим к следующим выводам:

1. Для глинистых грунтов, у которых сцепление преобладает над трением, разница между пределом пропорциональности (краевым критическим давлением) и пределом несущей способности, при ширине фундаментов порядка 1—1,5 м, незначительна. С увеличением же коэффициента внутреннего трения эта разница возрастает и для песков является уже весьма ощутительной.

2. Величина предельной критической нагрузки (осевой) зависит не только от физических свойств грунта (от объемного веса и сопротивления грунта сдвигу), но и от размеров площади подошвы фундаментов.

3. Для песчаных грунтов величина критических нагрузок (краевой и осевой) будет прямо пропорциональна объемному весу грунта. Поэтому песчаные грунты, залегающие ниже уровня грунтовых вод, будут обладать при одной и той же плотности значительно меньшей несущей способностью, чем те же грунты, но залегающие выше уровня грунтовых вод (см. таблицу 25).

4. Осевая критическая нагрузка для фундаментов с круглой площадью подошвы, а также с квадратной и прямоугольной будет больше осевой критической нагрузки для ленточных фундаментов (полоскообразной нагрузки). Для абсолютно жестких фундаментов получаются еще большие пределы несущей способности (примерно на 20—30%),¹ что вполне понятно, так как по оси абсолютно жесткого фундамента сжимающие напряжения будут значительно меньше, чем у краев (см. главу III).

5. С увеличением площади передачи нагрузки величина предела несущей способности (осевой критической нагрузки) увеличивается и для широких фундаментов достигает значительных величин (см. таблицу 25, строки 4 и 5). Однако с увеличением размеров нагруженной площади, как было подробно исследовано в предыдущей главе, напряженная зона грунта под фундаментом также увеличивается, что, естественно, вызывает значительно большую осадку фундаментов, которую и необходимо учитывать при проектировании.

4. О выборе допускаемого давления на грунт.

Допускаемое давление на грунт часто рассматривают, как некоторую характеристику только механических свойств грунта, независимо от возводимого на нем сооружения. Такое рассмотрение следует признать совершенно неправильным, так как допускаемое давление на грунт будет зависеть не только от свойств грунта, но и от конструкции возводимого на нем сооружения. Основными факторами, влияющими на выбор величины допускаемого давления на грунт, следует считать: а) свойства грунтов основания; б) условия залегания грунтов под всем сооружением и в) конструктивные особенности сооружения.

Из показателей физических свойств грунтов, согласно вышеприведенным теоретическим зависимостям, в расчетные формулы входят: объемный вес, коэффициент внутреннего трения и сцепление грунта. Что касается условий залегания грунтов, то здесь особо важным будет характер напластования грунтов под всем сооружением. Если напластования согласные, грунты близки по плотности, сжимаемости и сопротивлению сдвигу, то на них можно допустить значительно большую

¹ См. статью П. И. Морозова, Определение допускаемой нагрузки на грунт по критически напряженному состоянию, Сборник НИС Фундаментостроя, № 9, 1938.

нагрузку, чем на неоднородные напластования грунтов, на которых возможны неравномерные осадки фундаментов. Наконец, выбор допускаемого давления на грунт также сильно зависит от конструктивных особенностей сооружения; здесь необходимо отметить: влияние размеров (ширины) фундаментов на глубину распределения давлений, на величину осевой критической нагрузки и пр., влияние допускаемой разности осадок отдельных частей сооружения, а также неравномерной плотности нагрузки по всей площади застройки.

Таким образом, вопрос о допускаемом давлении на грунт необходимо решать комплексно, учитывая и физические свойства грунтов и характер их напластования и конструкцию сооружений. Окончательный выбор величины допускаемого давления на грунт рекомендуется производить после сопоставления результатов определения допускаемых давлений по трем методам: теоретическому, результатам пробных нагрузок и нормативным данным.

Теоретические решения. Рассмотренные выше уравнения (82)—(86) для критической нагрузки при пластическом течении могут служить для научного обоснования величины допускаемого давления на грунт. При этом величину критической краевой нагрузки, соответствующую пределу пропорциональности для данного грунта, можно рассматривать как величину допускаемой нагрузки на грунт, т. е.:

$$\sigma_{дон} \leq P_{кр}. \quad (87)$$

Необходимо лишь, учитывая неизбежные погрешности при экспериментальном определении физических характеристик грунта, входящих в уравнение для краевой критической нагрузки, несколько уменьшать (примерно на 10—15%) полученное расчетное давление (сжимающее напряжение). Если определять допускаемое давление по величине предела несущей способности (формула 83 или 85), то следует ввести делителем коэффициент безопасности η , больший единицы. Тогда допускаемое давление на грунт будет равно:

$$\sigma_{дон} = \frac{P_{пр}}{\eta_1}. \quad (88)$$

Величина коэффициента безопасности η_1 выбирается в зависимости от характера напластований грунтов, конструктивных особенностей сооружения и чувствительности его к осадкам фундаментов. Допускаемое давление на грунт может быть принято, и большим, чем то вытекает из уравнения (87), если допустить несколько большие осадки фундаментов сооружения. Согласно вышеприведенным данным это особенно относится к широким фундаментам, для которых предел несущей способности, вследствие затрудненности выдавливания грунта из-под фундамента, может иметь значительную величину. Здесь первостепенное значение будут иметь осадки фундаментов, рассмотрению которых и будут посвящены следующие две главы.

Результаты пробных нагрузок. Полевые испытания грунтов пробными нагрузками производятся жестким квадратным или круглым штампом в открытых шурфах или буровых скважинах большого диаметра. За стандартный штамп при испытании грунта в открытых шур-

фах принимается¹ квадратный штамп с площадью подошвы в 5000 см^2 . Не останавливаясь в настоящем разделе подробно на методике испытания грунта пробной нагрузкой, укажем лишь, что при испытании нагрузка на грунт дается ступенями, причем измеряются осадки штампа до полного их затухания при данной ступени нагрузки.² В результате получают кривую осадок грунта в зависимости от нагрузки, изображенную на фиг. 97. Полученная кривая и используется для характеристики несущей способности испытываемого грунта. Если через точки, соответствующие полной осадке грунта для отдельных ступеней нагрузки, провести плавную кривую (фиг. 97), то на ней можно установить две характерные точки: первую p_e , соответствующую пределу пропорциональности, и вторую p_b — пределу несущей способности грунта для данных условий загрузки. Отметим, что местоположение указанных точек на кривой установить точно не всегда представляется возможным; поэтому эти пределы следует рассматривать лишь как приближенные характеристики механических свойств грунта.

Проведенные в Фундаментстрое опыты по изучению осадок штампов с различной площадью подошвы (от $0,25$ до $8,0 \text{ м}^2$) показали, что для однородных грунтов (например лёссовидных) предел пропорциональности не зависит от площади штампа и является таким образом константой для данного грунта.³ Это находится в полном соответствии с изложенной теорией возникновения пластического напряженного состояния, согласно которой предел пропорциональности (критическое краевое давление) также не зависит от величины площади загрузки.

Для слоистых напластований грунтов указанное постоянство предела пропорциональности между давлением и осадкой при увеличении площади фундамента может и не наблюдаться, так как с увеличением площади будут вовлекаться в работу новые слои грунта, свойства которых могут быть отличны от свойств вышележащих слоев. Если глубже сжатой зоны под штампом будут залегать более плотные грунты, то установление предела пропорциональности между давлением и осадкой по результатам испытания опытным штампом пойдет в запас прочности, если же будут залегать более слабые грунты, то мы получим недостаточно надежные результаты. При увеличении давления на грунт сверх определенного предела возникают пластические выдавливания грунта из-под штампа. Весьма определенной и чувствительной характеристикой начала пластического выдавливания грунта будет кривая изменения так называемого „приведенного коэффициента сжимаемости“ a_0 в зависимости от возрастания удельной нагрузки на подошву штампа. Приведенный коэффициент сжимаемости

¹ Инструкция по исследованию строительных свойств грунтов на месте постройки, ВНОС, 1933.

Проект Технических условий на исследование грунтов как оснований сооружений, ВОДГЕО, 1939.

² Более подробно пробные нагрузки рассматриваются в последней главе курса.

³ Ссылка на вышеописанные опыты приведена в книге Д. Д. Баркана, Расчет и проектирование фундаментов под машины, стр. 10, Госстройиздат, 1938.

численно равен осадке штампа, при давлении в 1 кг/см^2 , отнесенной к единице толщины слоя сжимаемого грунта. Величина его определяется выражением:¹

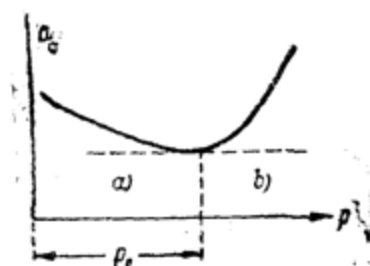
$$a_0 = \frac{s}{h_{\text{ср}} p}, \quad (\text{А})$$

где — осадка штампа от начала загрузки;
— удельное давление (суммарное от начала загрузки);

$h_{\text{ср}}$ — мощность так называемого „эквивалентного“ слоя грунта;

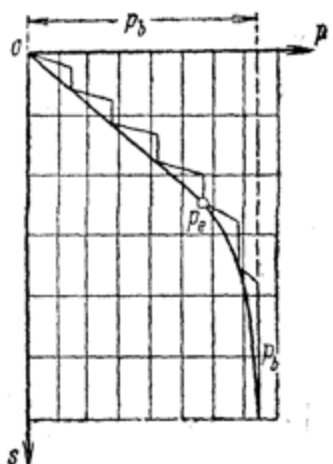
Последняя величина для различных грунтов может быть принята равной: для песков $1,01b$, для супесей $1,07b$, для суглинков $1,17b$, для глин $1,32b$ и для тяжелых глин $1,71b$, где b — ширина штампа.

На фиг. 98 изображена типичная кривая изменения приведенного коэффициента сжимаемости в зависимости от удельного давления на подошву опытного штампа. Согласно фиг. 98 до определенной величины нагрузки приведенный коэффициент сжимаемости уменьшается, после чего резко возрастает. Это возрастание и соответствует началу процесса выдавливания грунта из-под штампа. Величину этого давления, которую обозначим p_0 , и следует рассматривать как предел фазы уплотнения грунта при данных размерах штампа. Иногда при первой ступени нагрузки также получается большая величина a_0 , что показывает, что в момент установки штампа на грунт произошло нарушение структуры верхнего слоя грунта, или разжижение грунта, или же имело место неплотное соприкосновение штампа, с грунтом. Такой участок кривой, как случайный, следует исключить из рассмотрения.



Фиг. 98. Кривая изменения приведенного коэффициента сжимаемости, построенная по результатам пробной нагрузки: a — область уплотнения грунта; b — область бокового выдавливания грунта.

уплотнения p_0 . Перечисленные характеристики учитываются при определении допускаемого давления на грунт. Обычно, допускаемое давление выбирается как некоторая часть от предела p_b , причем предел p_e не должен быть превзойден. Однако последнее не обязательно, если учитывается неравномерность осадок фундаментов.



Фиг. 97. Диаграмма деформаций грунта при пробной нагрузке.

¹ Более подробно этот вопрос рассмотрен в главе VI, где дано обоснование величине эквивалентного слоя грунта $h_{\text{ср}}$.

Величина коэффициента безопасности, как указывалось выше, выбирается в зависимости от жесткости сооружения и чувствительности его к осадкам, причем меньшие значения соответствуют абсолютно жестким монолитным сооружениям и сухим грунтам, а большие — неразрезным конструкциям с жесткими узлами и насыщенным водой грунтам.¹ Следует отметить, что величина p_b на диаграмме осадок часто бывает весьма неясно выражена, что делает затруднительным определение допускаемого напряжения для данных условий загрузки по величине p_b . Кроме того, возникает весьма существенный общий вопрос о методике перенесения результатов, получаемых при пробной нагрузке, на действительные размеры сооружений. Вопрос этот можно решить, зная условия подобия при переменной величине площади загрузки. Исходя из уравнений пластичности, можно прийти к выводу,² что для сыпучих грунтов условия подобия будут соблюдены при увеличении ширины загруженной площади, при одновременном увеличении нагрузки и боковой пригрузки прямо пропорционально увеличению ширины площади. К тому же выводу, т. е. что для сыпучих грунтов величина предельных нагрузок будет прямо пропорциональна ширине площади загрузки, приходит и В. И. Новаторцев, давая обобщенное решение (и на случай горизонтальной нагрузки) задачи Прандтля и Рейснера.³

Относительно связных грунтов можно, пренебрегая влиянием собственного веса грунта и исходя из условий пластичности, прийти к заключению, что несущая способность не будет зависеть от размеров штампа, тогда как деформации при однородном грунте будут прямо пропорциональны ширине штампа. Однако, согласно исследованию Флорина, собственный вес грунта не будет оказывать заметного влияния на величину предельной нагрузки для фундаментов лишь при ширине последних, не превышающей 1—2 м (при условии, что напряжения от собственного веса грунта не превосходят 20% от напряжений, вызываемых внешней нагрузкой). При больших же площадях загрузки будут иметь место несравнимые между собой напряженные состояния, соответствующие различным стадиям развития пластических явлений. Таким образом, из условия подобия вытекает, что результаты испытания связных грунтов могут быть распространены лишь на небольшие площади загрузки (порядка 1—2 м ширины), что же касается однородных сыпучих грунтов, то для них условия подобия соблюдаются и для больших площадей загрузки.

Если испытание грунта пробной нагрузкой производится с боковой пригрузкой, причем, согласно теории подобия, соблюдается соотношение:

$$\frac{h}{b} = \frac{H}{B}, \quad (B)$$

¹ Ю. М. Абелев и Ш. Ц. Воин, Курс оснований и фундаментов, стр. 132—133, ОНТИ, М., 1934.

² В. А. Флорин, К расчету сооружений на слабых грунтах, раздел III, Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, 1937.

³ В. И. Новаторцев, Опыт применения теории пластичности к задачам об определении несущей способности оснований сооружений, Известия НИИГ, т. 22, 1938.

ТАБЛИЦА 26.

Допускаемые давления на грунты оснований при глубине заложения подошвы фундамента на 2,0 м¹ ниже дневной поверхности и ширине подошвы не менее 0,8 м (по ОСТ 90004-38).

Название грунта	Допускаемое давление на грунт в кг/см		
А. Глинистые грунты	Твердые	Пластичные	Текучие²
Глина	6—2,5	2,5—1,0	
Суглинок	4—2,5	2,5—1,0	
Б. Песчаные и гравелистые грунты	Плотные	Средней плотности	Рыхлые²
Супесь сухая	2,5	2,0	
„ влажная	2,0	1,5	
„ насыщенная водой	1,5	1,0	
Пылеватый песок сухой	2,5	2,0	
„ „ влажный	2,0	1,5	
„ „ насыщенный водой	1,5 ³	1,0 ³	
Мелкий песок сухой	3,0	2,0	
„ „ влажный	2,5	1,5	
„ „ насыщенный водой	2,5 ³	1,5 ³	
Песок средней крупности независимо от влажности	3,5	2,5	
Песок крупный и гравелистый независимо от влажности	4,5	3,5	
Гравий и галька независимо от влажности	6,0	5,0	

¹ При более глубоком заложении фундаментов допускаемое давление может быть повышено, согласно указаниям ОСТ 90004-38 (§ 16) или путем расчета, например по формуле (82).

² Определение допускаемого давления производится на основании специальных исследований.

³ При условии отсутствия разрыхления грунта восходящим потоком воды.

где h и H — глубины заложения штампа и соответственно фундамента (высоты боковых пригрузок),

b и B — ширины подошвы штампа и фундамента, то для определения допускаемого давления на грунт может служить соотношение:

$$\sigma_{\text{доп}} < \frac{p_0 B}{b}, \quad (89)$$

причем для сыпучих грунтов ширина фундамента B учитывается полностью, а для связных — не более 1—2 м.

Применение формулы (89) к результатам испытания грунта в открытом котловане будет давать известный запас.

В случае большой ширины площади подошвы фундаментов предельная нагрузка на грунт может значительно возрасти и, как указывалось ранее, фактором, определяющим величину допускаемого давления, будет не величина предельной нагрузки, а величина осадок фундаментов сооружения.

Отметим также, что, согласно теории распределения напряжений в грунтах, при малой площади штампа пробные нагрузки будут характеризовать лишь незначительную толщу грунта (на глубину, соответствующую, примерно, удвоенной ширине квадратного штампа). Поэтому результаты пробных нагрузок можно распространять на большие сооружения лишь в том случае, если послойно испытаны все слои грунта, составляющие сжатую зону под фундаментом (особенно более податливые).

Нормативные данные. Третьим способом определения допускаемых давлений на грунты, обычно применяемым лишь для предварительных расчетов, будет использование норм допускаемых давлений (см. таблицу 26).

Нормы допускаемых давлений на грунты следует рассматривать как чисто эмпирические данные. Приведенные в таблице 26 нормы выгодно отличаются от ряда им подобных потому, что они учитывают физическое состояние грунта, что делает пользование ими более определенным.

Итак, выбор допускаемого давления на грунт производится на основании комплексного сопоставления результатов теоретических расчетов критической нагрузки при пластическом течении, материалов пробной нагрузки и нормативных данных, при учете конструкции сооружения и величины осадок фундаментов.

ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ.

1. Природа деформаций грунтов.

Действие внешних сил на материальное тело вызывает его перемещения. Если тело совершает поступательное движение, или если оно вращается как абсолютно твердое, но при этом относительное расположение его частиц не меняется, то тело не деформируется; такие перемещения не вызывают никаких внутренних напряжений. Только перемещения отдельных частиц тела вызывают в нем напряженное состояние. Следует различать перемещения частиц или деформации тела, происходящие по одному какому-либо направлению (линейные) и называемые удлинениями и укорочениями, и деформации перекашивания углов — сдвиги.

Наибольшие и наименьшие удлинения или укорочения характеризуются отсутствием сдвигов и называются главными удлинениями или укорочениями. Между последними существуют такие же соотношения, как и между главными напряжениями. В грунтах могут возникать, главным образом, сжимающие и сдвигающие напряжения.

Если нагрузку, приложенную к деформируемому телу, снять, то частицы тела частью возвращаются в прежнее положение, частью же остаются в положении, полученном при действии нагрузки, т. е. наблюдаются упругие и остаточные деформации. Упругость тел может возникать вследствие различных физических причин. Одной из причин является молекулярное притяжение частиц, которое особенно имеет место в металлах и твердых телах. Во многих твердых телах, например в металлах, остаточные деформации незначительны, и ими часто можно пренебречь, т. е. рассматривать такие тела как упругие.

В грунтах при действии внешних сил наблюдаются как упругие деформации, так и остаточные, причем остаточные деформации часто в десятки раз превосходят упругие. Существенным отличием грунтов от упругих тел является то, что при действии внешних нагрузок остаточная деформация всегда сопутствует упругой, даже при незначительных нагрузках. Сумма остаточной и упругой деформации составляет полную деформацию.

Вопрос об определении деформаций грунтов является одним из важнейших вопросов строительной механики грунтов. В одних случаях, когда важно значение приобретает общая деформация грунтов, в других — упругая и, наконец, остаточная. Рассмотрим случаи, при которых

тот или иной вид деформаций имеет особенно важное значение для строительной практики. Из наблюдений за деформациями сооружений вытекает, что основной причиной, их вызывающей, и основным фактором, определяющим качество основания, является величина осадки и разность осадок отдельных частей сооружения.

Полная осадка и разность осадок отдельных частей сооружения вполне определяют строительные свойства основания в том случае, если основание несет только постоянную нагрузку, причем временная нагрузка незначительна по сравнению с постоянной и сооружение никаким иным воздействиям не подвергается. Равномерная осадка всего сооружения, хотя бы и значительная, не представляет опасности для существования сооружения, разность же осадок отдельных частей существенно влияет на распределение усилий в статически неопределимых системах, имеющих в настоящее время широкое распространение на практике. Следует, однако, отметить, что случаев равномерной осадки всего сооружения на практике почти не наблюдается, что вытекает и из изучения теории распределения напряжений.

Наличие упругой и остаточной осадки является случаем, наиболее распространенным на практике. Во всех основаниях сооружений, подверженных как постоянной, так и временной нагрузке (а таких сооружений большинство), будут возникать как остаточные, так и упругие деформации. При многократном действии временной нагрузки величина упругой осадки, зависящая от разности полной и временной нагрузки, будет определять напряжения в элементах сооружения, и по этой величине надлежит вести их расчет. Величина остаточной деформации, накапливающейся от последовательных нагрузок, и в этом случае имеет практическое значение.

Неравномерная остаточная деформация обуславливает напряжения в элементах сооружения по прошествии некоторого промежутка времени после возведения сооружения, что особенно важно для расчетов рамных, железобетонных конструкций, конструкций, несущих крановую нагрузку, и пр. Вопрос еще более осложняется, если под сооружением залегает разный по своим физическим свойствам грунт, хотя бы и дающий одну и ту же окончательную осадку, но с различной скоростью. В этом случае, если не учитывать влияния времени, неизбежно возникновение разных осадок в разное время существования сооружения, что влечет за собой часто недопустимые деформации сооружения.

Упругая осадка в чистом виде имеет место только после многократного уплотнения грунта (в течение различного для различных грунтов времени), при передаче сотрясений через грунт, при колебаниях фундаментов и других видах динамической нагрузки. В перечисленных случаях расчет фундаментов сооружений будет почти всецело зависеть от величины и характера упругих деформаций грунта.

Чисто остаточная деформация грунтов будет являться существенным фактором для сооружений, возводимых из грунта (насыпи, грунтовые дороги и пр.). В результате действия временной подвижной нагрузки остаточная деформация накапливается и в грунтовых дорогах образуются колеи, которые могут привести в совершенную негодность сооружение из грунта.

Таким образом вопрос о деформациях грунтов (упругих, остаточных, полных) при действии внешней нагрузки имеет существенное практическое значение.

Физические причины деформаций. Различные виды деформаций грунтов обуславливаются различными физическими причинами, главнейшие из которых могут быть систематизированы в следующем виде:

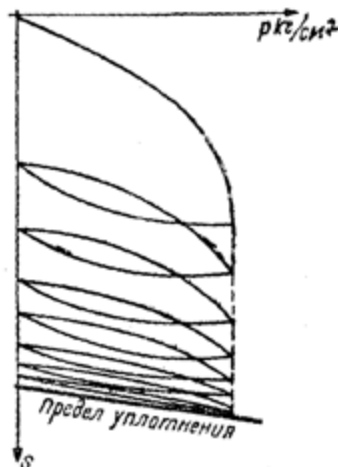
Виды деформаций	Основные физические причины
1. Упругие { a) Изменения объема b) Искращения формы	a) Изменения молекулярных сил упругости твердых частиц, тонких пленок воды и замкнутых пузырьков воздуха b) То же
2. Не упругие { a) Уплотнения и набухания b) Пластические c) Чисто остаточные	a) Изменения пористости при выдавливании или всасывании воды и воздуха b) Сдвиги частиц c) Нарушения структуры, излом частиц

Упругие деформации могут быть двух родов: упругие изменения объема, что имеет место при периодической нагрузке и разгрузке, и упругие искажения формы без изменения объема, наблюдающиеся при мгновенных нагрузках. В последнем случае, даже если мы имеем дело с грунтовой массой, содержание воды в грунте остается неизменным. Скорость распространения упругих деформаций равна скорости звука. Деформации уплотнения и набухания, которые следует отнести к неупругим деформациям, требуют значительного времени для своего развития и обуславливаются компрессионными свойствами грунтов. Эти деформации вызываются изменениями пористости при выдавливании воды и воздуха из пор грунта. Процессы уплотнения и набухания грунтов являются необратимыми, так как кривая уплотнения не совпадает с кривой набухания (см. главу II), что происходит вследствие нарушения структуры грунта, а также вследствие излома некоторого количества частиц грунта. Нарушения структуры грунтов также возникают вследствие перемещений частиц грунта друг относительно друга (сдвиги). Если при этом происходит изменение объема грунта, то сдвиги вызывают чисто остаточные деформации. При неизменном же объеме грунта, процессы необратимых сдвигов, согласно вышерассмотренным (см. главу IV) условиям пластичности, и являются причинами возникновения пластических деформаций грунтов.¹

¹ О физической природе пластических деформаций глин см.: Б. А. Кин, Физические свойства почв, глава V, перев. с англ. под ред. акад. А. Ф. Иоффе, ГТТИ, 1933.

Рассмотренные физические причины, обуславливающие характер тех или иных видов деформаций грунтов, в естественных условиях могут существовать в многообразном сочетании. В одних случаях будут иметь существенное значение одни причины, в других — другие; иногда же на деформации будет влиять одновременно несколько причин.

Влияние условий загрузки. Внешняя нагрузка может быть приложена к грунту различными способами, причем время действия нагрузки может быть весьма различно. Условия загрузки в сильной степени будут влиять на природу деформаций грунтов. Рассмотрим характер деформаций грунтов при периодически действующей, непрерывно возрастающей и постоянной нагрузках.



Фиг. 99. Схема стабилизации упругих свойств грунта при многократной нагрузке.

Периодически действующая нагрузка. Здесь следует рассмотреть по крайней мере два случая деформаций грунта: первый случай, когда последующая нагрузка прилагается лишь после прекращения упругого увеличения деформаций при снятии предыдущей нагрузки, и второй случай, когда нагрузка прилагается мгновенно.

В первом случае полная деформация грунта будет увеличиваться с увеличением числа циклов нагрузок (фиг. 99). Упругая же часть, равная разности между полной и остаточной деформацией, изменяется незначительно.

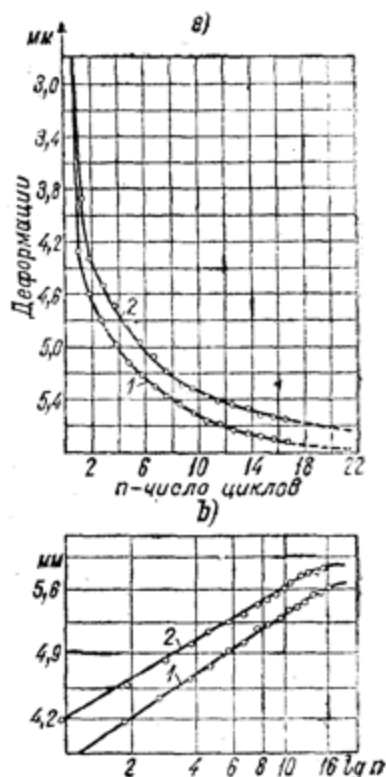
Отметим также, что полная деформация грунта стремится к некоторому пределу, причем при достаточно большом числе циклов нагрузок остается лишь упругая деформация, т. е. грунт приобретает упруго уплотненное состояние. Изложенные данные подтверждаются многочисленными исследованиями упругих свойств железнодорожного балласта при действии ряда последовательных нагрузок, передаваемых грунту при посредстве шпал.¹ Лабораторные опыты также подтверждают указанные зависимости. На фиг. 100 приведены результаты определения полной, остаточной и упругой деформаций образца супесчаного грунта, имеющего влажность 13,25% и последовательно нагружаемого круглым штампом диаметром 2,41 см до напряжения 1,74 кг/см².² По горизонтальной оси отложено число циклов нагрузок, по вертикальной — абсолютная величина деформаций. Из рассмотрения фиг. 101, а заключаем, что кривые полной и остаточной деформаций идут с почти постоянной разностью ординат, что указывает на сравнительное постоянство величины упругих деформаций. Однако с увеличением числа циклов последовательных нагрузок величина упругой деформации все же несколько умень-

¹ См., например, „Определение коэффициента постели шпал“, вып. 105, ЦНИУ НКПС, 1930.

² Н. Н. Иванов и П. П. Пономарев, Строительные свойства грунтов, стр. 101—103, ЦИАТ, Ленгосстройиздат, 1932.

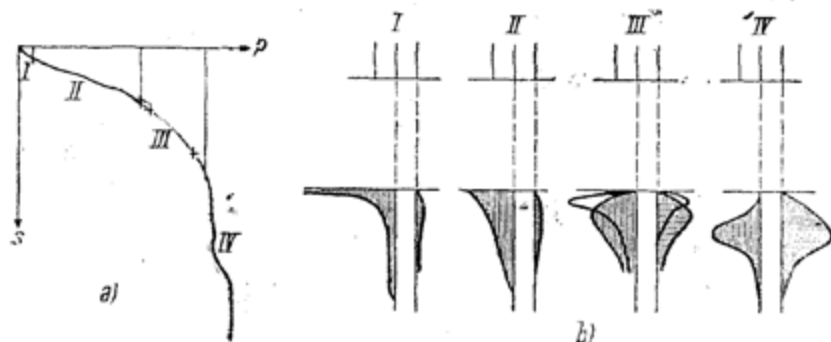
шается, что указывает на увеличение жесткости грунта. Это уменьшение упругой деформации легко можно усмотреть из чертежа, если изобразить кривые деформаций на полулогарифмической сетке (фиг. 101, б). Согласно фиг. 101, а как полные, так и остаточные, а следовательно и упругие деформации при увеличении числа последовательных нагрузок стремятся к определенным пределам, и грунт принимает упруго уплотненное состояние. Во втором случае, т. е. при мгновенной нагрузке, наблюдается меньшая величина упругих деформаций грунта, причем могут иметь место адиабатические осадки,¹ обусловленные искажением формы при неизменном объеме грунта. Такие осадки наблюдаются, например, при проходе поездов, при быстром проезде груженых автомобилей, при забивке свай и пр. При мгновенной нагрузке влажность грунтовой массы не изменяется, и деформация происходит исключительно за счет искажения формы нагруженных элементов грунта. Однако в определенных условиях при мгновенных нагрузках могут возникать местные разжижения грунта, что особенно часто наблюдается в грунтах с жестким скелетом.

Непрерывно возрастающая нагрузка. При непрерывном повышении нагрузки, передающейся на грунт при посредстве жесткого штампа, как установлено непосредственными измерениями



Фиг. 100. Деформации при многократной нагрузке.

1 — кривая полных деформаций, 2 — кривая остаточных деформаций.



Фиг. 101. Диаграммы перемещений частиц грунта по глубине: а — зависимость осадки s от нагрузки p ; б — перемещения частиц: слева от оси штампа — вертикальные и справа от края — горизонтальные.

¹ Термин введен по аналогии с тепловыми процессами.

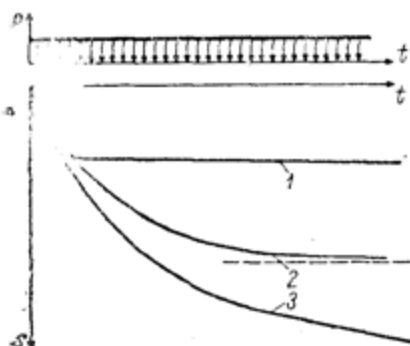
(Пигулевский, Кеглер, Шейдиг), деформации отдельных слоев песчаного грунта будут складываться из вертикальных и горизонтальных перемещений частиц. На фиг. 101 приведены диаграммы вертикальных и горизонтальных перемещений частиц по глубине в зависимости от величины нагрузки на штамп.¹ В диаграмме осадок (фиг. 101,а) можно рассматривать четыре стадии, соответствующим которым на фиг. 101,б изображены диаграммы деформаций грунта по глубине: с левой стороны вертикальные перемещения отдельных слоев по оси нагрузки, с правой — горизонтальные перемещения (сдвиги) точек, расположенных по вертикали под краем штампа. В I и II стадии полная осадка штампа обуславливается, главным образом, вертикальными перемещениями, причем во II

стадии заметное значение приобретают горизонтальные перемещения. В стадии III осадка определяется почти исключительно горизонтальными перемещениями частиц и, наконец, в стадии IV происходит разрыв грунта, вызывающий значительную осадку штампа. Деформации подобные описанным имеют место и при нагрузке связных грунтов. Таким образом основными причинами осадки жестких штампов при непрерывно повышающейся нагрузке будут вертикальные перемещения частиц грунта и их горизонтальные сдвиги.

Постоянная нагрузка. Если, не доводя нагрузку до величины, вызывающей значительные боковые перемещения частиц грунта и выпирание

его возле штампа, дальнейшее увеличение нагрузки прекратить, то деформации грунта не прекратятся непосредственно после снятия нагрузки, а будут продолжаться некоторый, иногда значительный промежуток времени. В этом случае будут иметь место деформации грунта при постоянной нагрузке и ограниченном боковом расширении. Непосредственные опыты с грунтами в условиях их естественного залегания и наблюдения за осадками сооружений показывают, что при постоянной нагрузке на грунт соотношение между временем и осадкой может быть схематически изображено согласно фиг. 102. Здесь необходимо различать, по крайней мере, три основных случая.

Случай I будет наблюдаться в песчаных, гравелистых и вообще крупнозернистых грунтах, имеющих жесткий скелет с относительно большими размерами отдельных пор. Осадку фундаментов на грунтах с жестким скелетом как при неполном насыщении их водой, так и в случае насыщения водой, происходит чрезвычайно быстро вследствие того, что сопротивление выдавливанию воды и воздуха из пор грунта для крупнозернистых грунтов ничтожно и затухание осадки происходит почти непосредственно после приложения нагрузки. Величина полной осадки



Фиг. 102. Осадка грунта как функция времени.

1 — крупнозернистые грунты; 2—3 — глинистые грунты.

¹ A. Scheidig. Neuere Verfahren in der Analyse und Vorhersage von Bauwerksetzungen, Die Bautechnik, H. 12 u. 15, 1933.

штампа на грунтах с жестким скелетом зависит почти исключительно от плотности залегания. При нагрузках, не превышающих фазы сдвигов, величина полной осадки обуславливается, главным образом, изменением пористости, и боковые сдвиги имеют относительно небольшое значение.

Случаи 2 и 3 будут иметь место в мелкозернистых грунтах и грунтах чешуйчатого строения, главным образом в глинистых и илистых. Эти грунты, особенно грунты глинистые, в условиях естественного залегания в подавляющем большинстве имеют все поры заполненными водой. Скорость затухания осадки и достижения ею стабилизированной величины будет зависеть почти исключительно от водопроницаемости грунта, т. е. от скорости выдавливания воды из пор грунта. Если под подошвой нагруженного штампа будет находиться водопроницаемый прослой из песка, то главным направлением фильтрации будет направление, противоположное направлению действия нагрузки. Если же вытекание воды под штамп затруднено, то будет иметь место перераспределение влажности в массиве грунта в области „луковицы напряжений“.

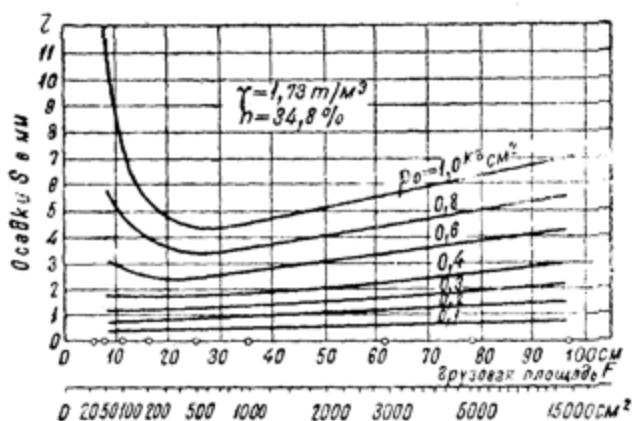
Непосредственно после приложения нагрузок приращения осадок в единицу времени будут наибольшие. В дальнейшем необходимо различать два основных случая:

а) приращение осадок с течением времени стремится к нулю (случай 2, фиг. 102), и в пределе величина осадки принимает стабильное значение;

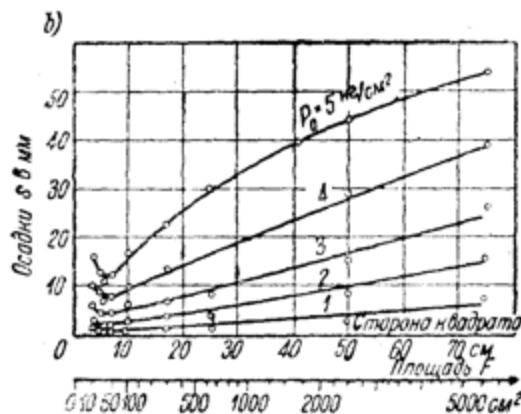
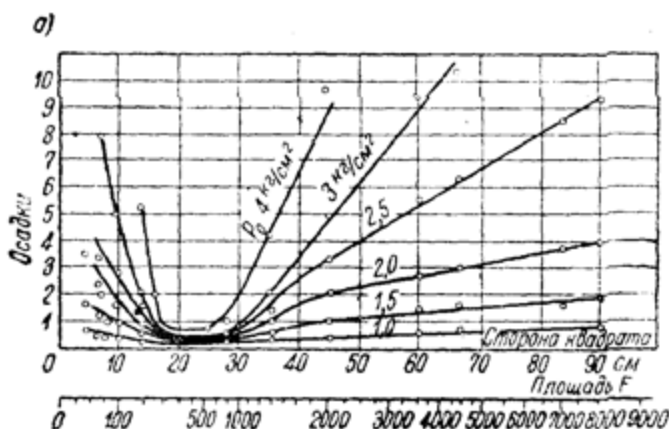
б) разность осадок с течением времени стремится к постоянной величине (случай 3, фиг. 102), причем величина предельной или стабилизированной осадки не может быть достигнута. Последний случай имеет место также в основаниях сооружений и соответствует случаю пластического течения. Так например, по данным Американского общества гражданских инженеров¹ памятник Вашингтону дает постоянную осадку в 0,6 мм в год в течение последних 34 лет. Здание одной почтовой конторы в Австрии, основанное на слое мягкой глины, расположенной между двумя слоями проницаемого песка, оседает в течение последних 15 лет на постоянную величину в 8,4 мм в год.

Влияние размеров загруженной площади. Из рассмотрения вопроса о распределении напряжений в грунтах при действии местной нагрузки (см. главу III) вытекает, что величина напряженной зоны грунта будет зависеть от величины загруженной площади. Чем загруженная площадь будет больше, тем на большую глубину будут распределяться напряжения, а следовательно, тем большая область массива грунта будет подвержена деформации. Отсюда вытекает, что осадки грунта будут зависеть от величины загруженной площади.

Непосредственные опыты по изучению зависимости между величиной осадки и размерами загруженной площади показывают, что для связных грунтов (глинистых) осадка под действием местной нагрузки будет в определенных пределах прямо пропорциональна величине площади: для сыпучих грунтов осадка также будет зависеть от размеров загруженной площади, но влияние размеров особенно сильно будет сказываться при нагрузках, превосходящих предел пропорциональности между напряжениями и деформациями.



Фиг. 103. Зависимость осадки от размеров грузовой площади (по Кеглеру).



Фиг. 104. Зависимость осадки от размеров грузовой площади (по Прессу): а — для песка ($\gamma = 1,52 \text{ т/м}^3$, $n = 42\%$); б — для суглинка, содержащего 46% песка.

Рассмотрим опытные данные, относящиеся к излагаемому вопросу, имеющему большое значение для практики строительства.

Кеглер в 1926—1928 гг. провел обширные опыты в лабораторной обстановке по изучению зависимости осадок грунта от величины загруженной площади и напряжения на грунт.¹ Опыты были поставлены с песчаным грунтом объемного веса $\gamma = 1,59—1,73 \text{ т/м}^3$ и пористостью $n = 40—34,8\%$. Нагрузка сообщалась ступенями и передавалась на грунт при посредстве жестких штампов. Результаты опытов с плотным песком приведены на фиг. 103, где на вертикальной оси отложены осадки в миллиметрах, а на горизонтальной — диаметр штампа в сантиметрах.

Совершенно аналогичные опыты были произведены Прессом на грунте в условиях естественного залегания.² Некоторые из результатов опытов Пресса приведены на фиг. 104, где изобра-

¹ S. Kögler, Über Baugrund — Probebelastungen, Die Bautechnik, № 24, 1931.

² Die Bautechnik, H. 42, 1930.

жена зависимость осадки от величины площади загрузки для песчаного грунта (фиг. 104, а) и для суглинка (фиг. 104, б).

Из рассмотрения результатов опытов над песчаными и суглинистыми грунтами вытекают следующие выводы:

а) Площади разных размеров при одинаковых напряжениях на грунт обнаруживают разные осадки. Это положение было установлено еще в 1893 г. Энгессором на основании теоретических соображений.

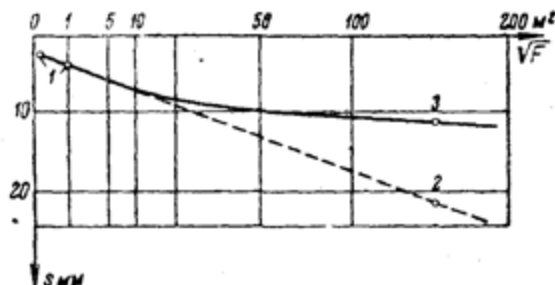
б) Площади большей величины, начиная с определенного предела обнаруживают большие осадки, нежели меньшие площади на том же грунте и при том же на него давлении. Таким пределом, полученным Кеглером и Прессом опытным путем, можно считать круглые площадки диаметром не менее 35 см или квадратные со стороной квадрата не менее 45 см.

с) Для очень малых площадей осадки будут возрастать при уменьшении площади нагрузки. Так из фиг. 103 вытекает, что при давлении в 1 кг/см^2 площадь в 100 см^2 дает осадку $s = 8 \text{ мм}$, а площадь в 700 см^2 — осадку $s = 4,3 \text{ мм}$. Это явление, повидимому, происходит от того, что грунт, особенно песчаный, у края местной нагрузки будет испытывать главным образом горизонтальные перемещения, причем возникает выпирание грунта, вследствие чего осадки увеличиваются. Выпирание грунта оказывает на общую осадку тем большее влияние, чем меньше загруженная площадь, так как для очень малых площадей возникают явления, в известной мере аналогичные погружению свай. Явление выпирания грунта и увеличения осадок с уменьшением площади (для малых площадей нагрузки) обнаруживается тем отчетливей, чем больше удельная нагрузка на грунт.

д) Из изучения опытных данных вытекает весьма важное положение, а именно: при испытании грунта пробными нагрузками площадки должны быть не менее 2500 см^2 .

е) Для площадок размером более 2500 см^2 зависимость между осадкой и размером площадки, при одном и том же напряжении на грунт, в пределах испытанных площадей, по Кеглеру может быть выражена уравнением первой степени от корня квадратного из площади.

Иногда соотношение между осадкой и величиной загруженной площади, получаемое на основании результатов пробных нагрузок, применяют к вычислению предполагаемой осадки сооружения, т. е. экстраполируют полученные результаты на большие площади, что является недостаточно обоснованным. Результаты непосредственных измерений осадок сооружений показывают, что линейная зависимость осадки от корня квадратного из площади будет справедлива лишь до некоторого



Фиг. 105. Соотношение между осадками, полученными по результатам пробных нагрузок, и осадками измеренными.

1 — осадки при пробных нагрузках; 2 — осадка, ожидаемая на основании пробной нагрузки; 3 — измеренная осадка сооружения.

предела. Как пример, на фиг. 105 приведено, по данным Кеглера, соотношение между величиной осадки, предполагаемой на основании результатов пробных нагрузок, и действительными измеренными осадками сооружения; это соотношение подтверждает высказанные выше положения.

Отступления от прямолинейной зависимости между осадкой и корнем квадратным из площади при больших площадях нагрузки можно объяснить более плотным сложением глубоких слоев грунта, вовлекаемых в работу по мере увеличения размеров загруженной площади. При одинаковой же плотности грунтов по глубине пропорциональность осадки корню квадратному из площади может быть установлена как на основе теоретических данных, что будет рассмотрено ниже, так и на основе результатов непосредственных опытов. По испытаниям Фундаментстроя на лёссовидных грунтах, однородных по глубине, получено,¹ что осадка грунта в зависимости от величины загруженной площади, с достаточной для практических целей точностью, при средней величине нагрузки может быть выражена уравнением:

$$s = kp \sqrt{F}, \quad (90)$$

где p — среднее давление на грунт от фундамента;

k — коэффициент, постоянный для одного и того же грунта и одной и той же геометрической формы фундамента.

Отмеченные опыты Фундаментстроя были произведены с фундаментами, имеющими площадь подошвы от 0,25 до 8 м².

2. Упругие деформации.

Упругость грунтов. Если поверхность грунта подвергается действию местной нагрузки, то при разгрузке будут наблюдаться кроме остаточных также и упругие деформации грунта. Упругие деформации возникают не только в месте приложения нагрузки (местные упругие деформации), но и на некотором удалении от нее. Для иллюстрации вышеизложенного, приведем результаты известных опытов А. Фелля, который во дворе своей лаборатории измерял упругие перемещения поверхности грунта на некотором расстоянии от места приложения нагрузки.² Для измерения был применен очень чувствительный зеркальный прибор, дающий возможность измерять осадки с точностью до 0,1 микрона. Нагрузка состояла из постоянного груза весом в 100 кг и площадью основания 78,5 см².

Фелль получил следующие данные:

при расстоянии от места приложения груза, равном:

$$r = 20; \dots 40; \dots 60; \dots 80 \text{ см},$$

упругая осадка, выраженная в микронах, оказалась соответственно равной:

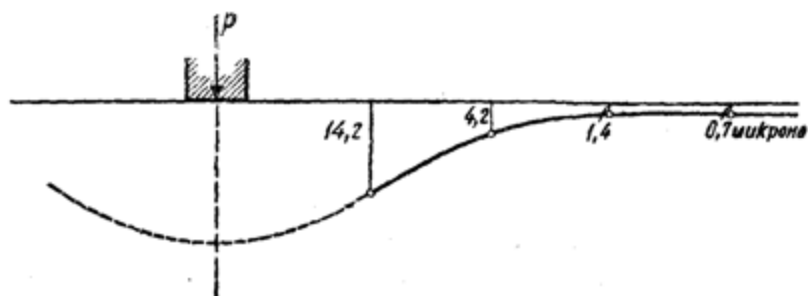
$$s = 14,2; \dots 4,2; \dots 1,4; \dots 0,7.$$

¹ Д. Е. Польшин, Влияние площади и формы фундамента на его осадку, Стройиндустрия, № 3, 1937.

² А. Föppel, Vorlesungen über technische Mechanik, Band III, S. 268—269, 10 Auflage, 1927.

Для нагрузки в 50 кг упругая осадка в расстоянии 20 см от места приложения нагрузки имела величину $s = 7,3$, т. е. деформация оказалась почти точно пропорциональной нагрузке.

Кривая упругих деформаций поверхности грунта, построенная по приведенным данным, изображена на фиг. 106. Здесь интересно отметить, что так как упругие деформации грунта возникали на некотором удалении от места приложения нагрузки, то при описанных условиях можно считать, что деформации грунта были аналогичны деформациям упругого полупространства. Для проверки влияния однородности грунта на характер деформаций, ввиду возникших сомнений в свойствах грунта двора лаборатории Феппля, исследования были повторены его учеником Бастианом на почти нетронутом грунте в деревне, расположенной на берегу озера в удаленном от уличного движения месте. Опыты Бастиана дали результаты, весьма близкие к измеренным Фепплем величинам упругих деформаций грунта.



Фиг. 106. Упругие осадки поверхности грунта по опытам Феппля.

Таким образом из приведенных данных вытекает, что грунт при определенных условиях может по своим свойствам приближаться к упругому телу. Однако грунты не являются упругими телами, так как их предел упругости, т. е. то напряжение, при котором остаточные деформации исчезающе малы, имеет весьма небольшую величину, часто измеряемую сотыми долями килограмма на квадратный сантиметр. Для ряда грунтов предел упругости будет практически близок к нулю, что означает, что, даже при весьма небольших нагрузках, кроме упругих деформаций будут наблюдаться и остаточные. При напряжении большем предела упругости, грунты также будут обладать упругостью, но условие обратимости деформаций уже не будет иметь места. При достаточно большом числе циклов нагрузки и при величине нагрузки, не превосходящей предела, соответствующего началу пластического выдавливания, как было рассмотрено ранее, грунт принимает упруго уплотненное состояние. Ниже рассматриваются деформации, обусловленные упругими изменениями объема грунта, при статической нагрузке.

Методы определения упругих деформаций. Среди методов определения упругих деформаций грунтов следует различать метод общих деформаций, когда учитываются упругие перемещения не только точек, лежащих под нагруженной поверхностью, но и точек, лежащих вне ее, и метод местных деформаций, когда определяются лишь осадки нагруженной поверхности без учета общих деформаций упругой среды.

Последний метод базируется на гипотезе Винклера и применяется при расчетах балок и плит, лежащих на сплошном упругом основании. Из работ, учитывающих общие упругие деформации, следует указать работы: Буссинеска (см. главу III), Вигхардта,¹ Шлейхера,² Иванова,³ Герсегонова и Мачерета⁴ и других.

Метод общих деформаций. Рассмотрим определение упругих осадок грунта под действием местной нагрузки по методу Буссинеска — Шлейхера.² Вертикальные перемещения любой точки (с координатами x, y, z), расположенной на расстоянии R от точки приложения сосредоточенной силы P , по Буссинеску определяются выражением (см. главу III):

$$W = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \cdot \left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\mu)}{R} \right]. \quad (A)$$

Вертикальные перемещения (осадки) точек, лежащих на ограничивающей полупространство плоскости ($z=0$), соответственно равны:

$$W_{(0, x, y)} = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi ER}, \quad (B)$$

или, обозначив

$$C = \frac{E}{1-\mu^2}, \quad (91)$$

будем иметь:

$$W_{(0, x, y)} = \frac{P}{\pi CR}. \quad (92)$$

Если на ограничивающую неподвижное полупространство плоскость действует равномерно распределенная по площади F нагрузка p (давление), то осадки нагруженной

площади определяются путем интегрирования выражения для перемещения W , вызываемого действием сосредоточенных сил $p dF$. Если в уравнение (92) подставить

$$P = p(\xi, \eta) d\xi d\eta$$

и

$$R = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2},$$

где ξ и η — координаты элементарной нагруженной площадки, а x, y — координаты точки, осадка которой определяется (фиг. 107), то вертикальные перемещения любых точек получим из уравнения:

$$W_{(x, y)} = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{p(\xi, \eta)}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} d\xi d\eta. \quad (C)$$

¹ Zeitschr. f. angew. Math. u. Mech., 1922.

² Zur Theorie des Baugrundes, der Bauingenieur, H. 48—49, 1926, а также Zeitschr. f. ang. Math. u. Mech., 1928.

³ Сборник ЦУМТ, № 13, 1926.

⁴ Н. М. Герсегонов и Я. А. Мачерет, К вопросу о бесконечно длинной балке на упругой почве, нагруженной силой P , Гидротехническое строительство, № 10, 1935.

Решение уравнения (С) для круга дано Буссинеском, а для прямоугольника с любым отношением сторон — Шлейхером. Если начало координат расположить в центре прямоугольника со сторонами $2l_1 = l$ и $2b_1 = b$, то осадка любых точек внутри или вне загруженного прямоугольника после интегрирования выражения (С) будет равна:

$$W_{(x,y)} = \frac{p}{\pi C} \left[(b_1 - y) \ln \frac{\sqrt{(l_1 - x)^2 + (b_1 - y)^2} + (l_1 - x)}{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 - y)^2} - (l_1 + x)} + \right. \\ \left. + (b_1 + y) \ln \frac{\sqrt{(l_1 - x)^2 + (b_1 + y)^2} + (l_1 - x)}{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 + y)^2} - (l_1 + x)} + \right. \\ \left. + (l_1 - x) \ln \frac{\sqrt{(l_1 - x)^2 + (b_1 - y)^2} + (b_1 - y)}{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 - y)^2} - (b_1 - y)} + \right. \\ \left. + (l_1 + x) \ln \frac{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 - y)^2} + (b_1 - y)}{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 + y)^2} - (b_1 + y)} \right]. \quad (D)$$

Большое значение имеет величина средней осадки для всей загруженной площади. Для ее определения необходимо решить уравнение:

$$W_m = \frac{\int_0^{l_1} dx \int_0^{b_1} W_{(x,y)} dy}{l_1 b_1}. \quad (E)$$

При нагружении по площади любого прямоугольника средняя осадка по Шлейхеру будет равна:

$$W_m = \frac{p}{\pi C} \left[2l_1 \ln \frac{\sqrt{l_1^2 + b_1^2} + b_1}{\sqrt{l_1^2 + b_1^2} - b_1} + 2b_1 \ln \frac{\sqrt{l_1^2 + b_1^2} + l_1}{\sqrt{l_1^2 + b_1^2} - l_1} - \right. \\ \left. - \frac{4}{3} \frac{(l_1^2 + b_1^2)^{\frac{3}{2}} - (l_1^3 + b_1^3)}{l_1 b_1} \right]. \quad (F)$$

Для случая равномерно распределенной нагрузки по площади круга имеем (по Буссинеску) осадку в центре круга с радиусом r :

$$W_{(0)} = \frac{2rp}{C} \quad (G)$$

и по периметру круга:

$$W_{(r)} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{rp}{C}. \quad (H)$$

Средняя осадка для всей загруженной площади равна:

$$W_m = \frac{16rp}{3\pi C}. \quad (I)$$

Кривая осадок поверхности упругого грунта для случая нагрузки по площади круга изображена на фиг. 108.

Интересно отметить, что кривая осадок, построенная по теоретическим формулам, совершенно аналогична кривой осадок, полученной Фепплом опытным путем (фиг. 106).

Формулам (D—I) для осадок отдельных точек поверхности можно придать более простой вид, если ввести обозначения:

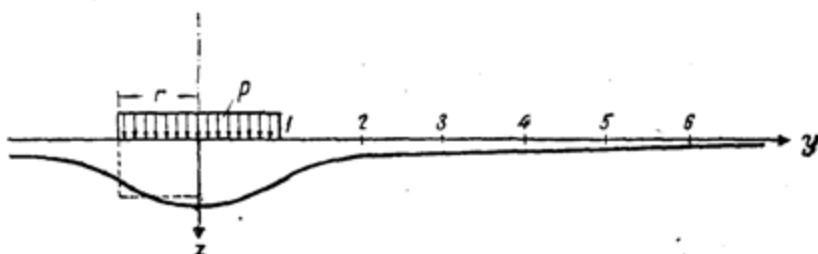
$$\alpha = \frac{l_1}{b_1} = \frac{b}{b},$$

где l — длина загруженного прямоугольника и b — его ширина.

Если, кроме того, обозначим: ω — коэффициент, представляющий численное значение постоянных величин и величин, зависящих от формы загруженной площади (отношения сторон α), входящих в уравнения (D—I), то тогда формула для осадок точек под нагруженной площадью и средних осадок для всей площади может быть выражена уравнением:

$$s = W = \frac{\omega p \sqrt{F}}{C}. \quad (93)$$

Формула (93) справедлива и для нагрузки по площади круга. Некоторые значения коэффициента ω приведены в таблице 27.



Фиг. 108. Теоретическая кривая упругих осадок поверхности грунта для круглого штампа.

Пользуясь данными таблицы 27 и известным значением коэффициента упругого полупространства C , легко определить максимальную, минимальную и среднюю упругую осадку точек поверхности грунта при действии местной нагрузки.

Отметим, что приведенные данные будут справедливы для упруго уплотненного состояния грунта в том случае, если местная нагрузка может следовать за осадками точек поверхности грунта, т. е. для гибких фундаментов. Для абсолютно жестких фундаментов осадки всех точек под нагруженной площадью будут одинаковы. Точное решение последней задачи получено для круга Буссинеском и для условий плоской задачи Мусхелишвили; для других же фундаментов может быть применен метод суммирования, изложенный в III главе.

Пример. Определим упругие осадки фундамента, имеющего площадь подошвы $1,20 \times 1,80$ м, подверженного действию нагрузки интенсивностью 10 т/м^2 . Грунт — однородный песок, модуль нормальной упругости которого $E = 300 \text{ кг/см}^2$ и коэффициент Пуассона $\mu = 0,20$.

По формуле (91) имеем:

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2} = \frac{300}{1 - 0,2^2} \approx 312 \text{ кг/см}^2.$$

ТАБЛИЦА 27.

Значения коэффициента ω в формуле (93).¹

Форма загруженной площади	Центр для $W_{(0,0)} = s_{\max}$	Точки на периметре для круга $W_{(r)}$			Среднее значение для W_m	Абсолютно жесткий фундамент для W_{const}
		для $W_{(b_i, 0)}$	для $W_{(0, l_i)}$	для $W_{(l_i, b_i)}$		
Круг *	1,13	0,72	0,72	0,72	0,96	0,89
Квадрат $\alpha = 1^*$	1,12	0,76	0,76	0,56	0,95	
Прямоугольник:						
$\alpha = 1,5^*$	1,11	0,79	0,73	0,55	0,94	0,88
$\alpha = 2^*$	1,08	0,79	0,69	0,54	0,92	
$\alpha = 3^*$	1,03	0,78	0,64	0,51	0,88	
$\alpha = 4$	0,98	0,77	0,61	0,50	0,85	
$\alpha = 5^*$	0,94	0,75	0,57	0,47	0,82	
$\alpha = 6$	0,91	0,73	0,56	0,46	0,80	
$\alpha = 7$	0,88	0,71	0,54	0,44	0,77	
$\alpha = 8$	0,85	0,69	0,50	0,42	0,75	
$\alpha = 9$	0,83	0,68	0,48	0,41	0,73	
$\alpha = 10^*$	0,80	0,67	0,47	0,40	0,71	
$\alpha = 20$	0,66	0,57	0,36	0,33	0,59	
$\alpha = 30$	0,59	0,53	0,33	0,30	0,53	
$\alpha = 40$	0,54	0,47	0,31	0,27	0,48	
$\alpha = 50$	0,50	0,44	0,28	0,25	0,45	
$\alpha = 100^*$	0,40	0,36	0,22	0,20	0,37	
Точки по фиг. 107	O	A	B	C		

Случай 1. Гибкий фундамент. Осадки определяем по формуле (93).
Имеем:

$$l = 180 \text{ см}, \quad b = 120 \text{ см}, \quad \alpha = \frac{l}{b} = \frac{180}{120} = 1,5;$$

$$\sqrt{F} = \sqrt{180 \cdot 120} = 147 \text{ см}, \text{ нагрузка } p = 1 \text{ кг/см}^2.$$

Пользуясь таблицей 27, находим:
осадка в центре:

$$s_{\max} = \frac{\omega p \sqrt{F}}{C} = \frac{1,11 \cdot 1,0 \cdot 147}{312} = 0,52 \text{ см};$$

осадки точек по периметру подошвы (см. фиг. 107):

$$s_A = \frac{0,79 \cdot 1 \cdot 147}{312} = 0,37 \text{ см},$$

$$s_B = \frac{0,73 \cdot 1 \cdot 147}{312} = 0,34 \text{ см},$$

$$s_{\min} = s_C = \frac{0,55 \cdot 1 \cdot 147}{312} = 0,26 \text{ см}.$$

¹ Значения ω , отмеченные в таблице звездочкой, заимствованы из цитированной работы Шлейхера; остальные вычислены вновь.

Случай 2. Средняя осадка всей загруженной площади подошвы равна:

$$s_m = \frac{0,94 \cdot 1,0 \cdot 147}{312} = 0,44 \text{ см.}$$

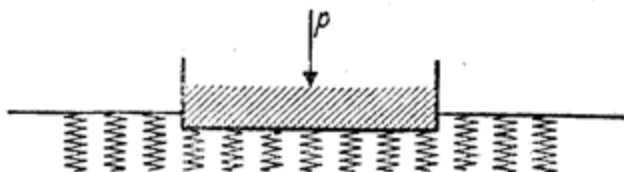
Случай 3. Абсолютно жесткий фундамент.

Для определения осадки воспользуемся примером п. 4, главы III. Осадка абсолютно жесткого фундамента площадью подошвы $1,20 \times 1,80 \text{ м}$, при $p = 2 \text{ кг/см}^2$ была равна:

$$s_{\text{const}} = W_{\text{const}} = \frac{816,5}{\pi C}.$$

Для рассматриваемого случая при нагрузке $p = 1 \text{ кг/см}^2$ будем иметь:

$$s_{\text{const}} = \frac{816,5}{2\pi C} = \frac{816,5}{2 \cdot 3,14 \cdot 312} \approx 0,42 \text{ см.}$$



Фиг. 109. Схема условного упругого основания.

Отметим, что осадки для случаев 2 и 3 отличаются незначительно друг от друга.

Метод местных деформаций базируется на гипотезе Винклера, согласно которой давление в любой точке прямо пропорционально местной осадке грунта в этой точке, т. е.

$$p = C_z z, \quad (94)$$

где p — удельное давление;

z — вертикальное упругое перемещение точки (осадка);

C_z — коэффициент упругого равномерного сжатия грунта.

Это простейшее соотношение между давлением и осадкой (формула 94) предполагает осадку грунта, при действии на него местной нагрузки, в незагруженных участках равной нулю, что, на основании теории распределения напряжений в грунтах и опытных данных (Фелпса, Бастиана и других), следует признать не соответствующим действительности.

Коэффициент упругого сжатия грунта C_z следует рассматривать как условную расчетную характеристику упругих свойств грунта. Условность коэффициента упругой осадки заключается в том, что грунт рассматривается состоящим как бы из отдельных независимых друг от друга упругих пружин (фиг. 109). При таком рассмотрении осадки оказываются строго пропорциональны производимому давлению, и легко можно определить местные деформации, особенно если фундамент абсолютно жесткий. Действительно, при центральной нагрузке, считая

реакцию основания равномерной, будем иметь, согласно уравнению (94), следующее выражение для местной упругой осадки:

$$z = \frac{p}{C_z}. \quad (94')$$

Если нагрузка приложена к жесткому фундаменту внецентренно, то подошва фундамента повернется на некоторый угол α , величину которого можно определить, исходя из общих уравнений равновесия. Рассмотрим только те напряжения, которые развиваются в основании вследствие поворота подошвы жесткого фундамента под действием внешней пары сил, измеряемой моментом M_0 (фиг. 110). Уравнение равновесия дает, что сумма моментов всех сил относительно оси вращения должна равняться нулю, т. е.:

$$M_0 - \int_F p \, dF \, y = 0, \quad (a)$$

где интеграл должен быть распространен на всю площадь подошвы. Так как:

$$p = C_z z$$

и по малости угла α (фиг. 110):

$$z = \alpha y, \quad (b)$$

то, подставляя значения p и z в уравнение (a), получим:

$$M_0 = \int_F C_z \alpha y^2 dF. \quad (c)$$

Так как $\int_F y^2 dF = J_0$ является моментом инерции площади подошвы фундамента относительно оси вращения, то из уравнения (c) получим:

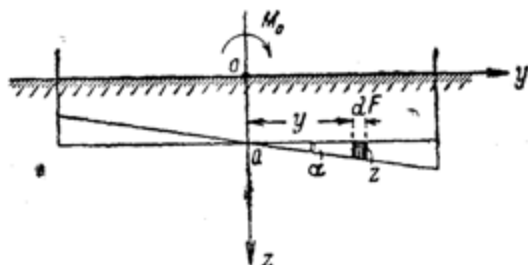
$$\alpha = \frac{M_0}{C_z J_0}. \quad (95)$$

Отметим, что приведенное выражение для угла поворота жесткого фундамента может быть использовано для проверки устойчивости жестких стен и колонн с учетом упругости грунта.¹ В случае упругих фундаментов деформации грунта будут зависеть от деформаций фундаментов (см. расчеты балок и плит, лежащих на сплошном упругом основании).

Упругие постоянные. Как установлено теорией упругости, для изотропного тела все коэффициенты упругости без труда могут быть выражены через две постоянные. За такие постоянные в технических приложениях принимают: модуль нормальной упругости, или модуль Юнга E , и коэффициент Пуассона μ .

¹ Н. П. Павлюк, Влияние упругости грунта на устойчивость отдельно стоящих стоек, Бюллетень Гипромеза, № 2, 1930.

Его же, Устойчивость жестких стен и колонн, Труды ЛИИКС, вып. II, 1935.

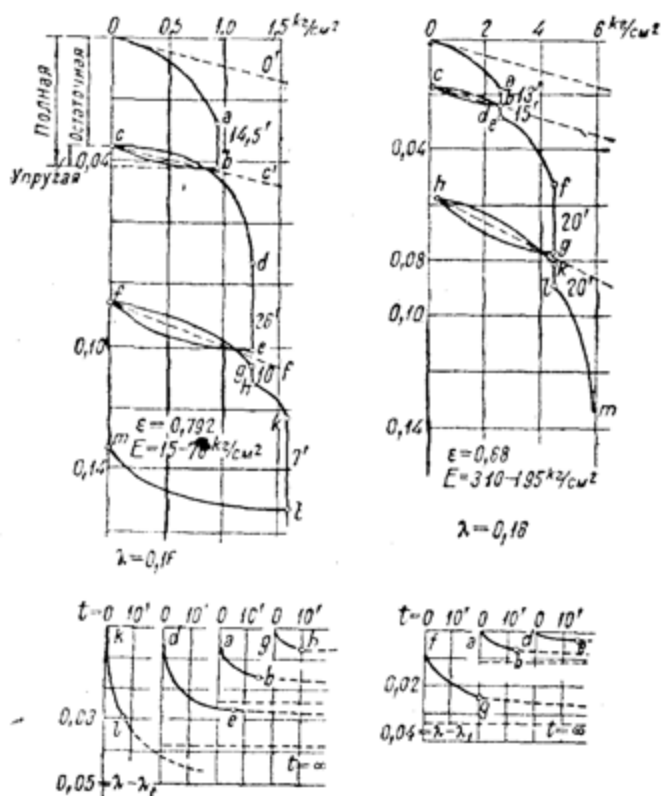


Фиг. 110.

Модуль Юнга. Для связных глинистых грунтов величину модуля Юнга можно определить на основании результатов измерения деформаций при последовательных нагрузках и разгрузках образца грунта по известной формуле:

$$E = \frac{\sigma}{\lambda},$$

где σ — нормальное сжимающее напряжение (давление) и
 λ — относительное упругое изменение длины образца по направлению давления.



Фиг. 111. Деформации кубиков глины при сжатии.

Понятие модуля нормальной упругости следует относить лишь к чисто упругой деформации, не смешивая его с модулем общей деформации, определяемым по нисходящей ветви компрессионной кривой.

На фиг. 111 изображены диаграммы сжатия для кубиков глины по опытам Терцаги.¹ Из рассмотрения результатов испытаний кубиков (фиг. 111) приходим к следующим выводам:

- упругие деформации значительно меньше остаточных;
- при разгрузке наблюдаются петли гистерезиса с прямолинейной осью, чем они и отличаются от данных компрессионных испытаний, где оси петель гистерезиса криволинейны;

¹ К. Терцаги, Строительная механика грунта, ОНТИ, 1933.

с) модуль нормальной упругости, равный тангенсу угла наклона оси гистерезиса к оси деформаций, для нагрузок, не превышающих примерно половины временного сопротивления сжатию, может считаться величиной постоянной;

д) замедление деформаций при постоянной нагрузке, изображенное на нижних кривых фиг. 111, имеет совершенно иной характер, чем затухание осадок при выдавливании воды из пор грунта и является упругим последствием, происходящим при постоянной влажности грунта.

Для глинистых грунтов модуль нормальной упругости имеет постоянное значение лишь для грунта постоянной влажности. При уменьшении влажности, модуль нормальной упругости увеличивается, а при увеличении — уменьшается. Так как для глинистых грунтов существует определенная зависимость между давлением (уплотнением) и влажностью, то модуль нормальной упругости будет зависеть от уплотнения образца грунта или от его внутреннего капиллярного давления. Опытами Терцаги установлено, что отношение между модулем нормальной упругости и внутренним капиллярным давлением для данной глины есть величина постоянная:

$$\frac{E}{p_k} = \zeta = \text{const}, \quad (96)$$

или

$$E = \zeta p_k. \quad (96')$$

Если известны для данного образца грунта модуль Юнга E и капиллярное давление p_k , то по формуле (96) определяем и величину ζ , что дает возможность вычислять модуль упругости связных грунтов для любой их влажности (каждой влажности будет соответствовать определенная величина уплотняющего давления p_s , а следовательно, и p_k).

Модуль нормальной упругости для песков в высокой степени зависит от плотности структуры песка. Для определения модуля нормальной упругости сыпучих грунтов, находящихся в упруго уплотненном состоянии, обычно производят испытания без возможности бокового расширения грунта или при ограниченном его боковом расширении (вдавливании площадки), а при вычислениях пользуются теоретическими зависимостями, вытекающими из формул Буссинеска (Н. Иванов, Ф. Шлейхер, Ф. Итерсон, Е. Герчиков и другие).

Некоторые значения модуля нормальной упругости, характерные для грунтов, приведены в таблице 28.

Коэффициент Пуассона для грунтов определяется (см. главу II) по формуле:

$$\mu = \frac{\xi_0}{1 + \xi_0},$$

где ξ_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

При определении коэффициента Пуассона следует грунт действием циклической нагрузки привести в упруго уплотненное состояние, только тогда можно рассматривать коэффициент Пуассона как величину постоянную. Некоторые значения коэффициента Пуассона для грунтов, полученные опытным путем, приведены в таблице 29.

ТАБЛИЦА 28.

Значение модуля нормальной упругости для грунтов.

Наименование грунта	Физические свойства				E кг/см ²	Автор и источник
	предел текуче- сти W_L в %	число пластич- ности F	коэффициент на- сыщения G	коэффициент по- ристости e		
Желтая осадочная глина	58	33,8	1	0,792	11—76	К. Терцаги (Основа- ния механики грун- тов). Опыты с куби- ками
То же	58	33,8	1	0,681	310—195	
"	58	33,8	1	0,490	3760—2460	
"	58	33,8	1	0,482	7300	
Мелкий дюнный песок	—	Не пласт.	1	—	370—540	F. Iterson (Der Bau- ing., H. 48, 1928). Вы- числено по опытам пробных нагрузок Wolterbeek'a
Плывун в усло- виях естест- венного зале- гания (опыты пробных нагру- зок, 1928)	21,3	3,1	1	—	145—511	Н. Иванов и П. По- номарев (Строитель- ные свойства грун- тов)

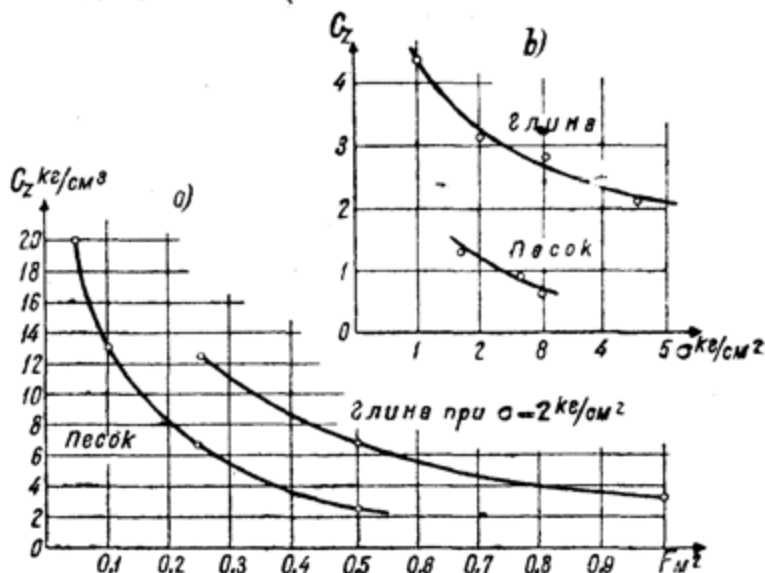
ТАБЛИЦА 29.

Значение коэффициента Пуассона для грунтов.

Наименование грунта по гранулометрическому составу	Значение коэффициента Пуассона	Рекомендуе- мая расчет- ная вели- чина	Исследователь
Гравелисто-галечный .	0,12—0,17	0,15	Цытович и Копылова (ЛИИКС) Вильсон Терцаги Гуменский, Цытович Покровский, Эрлих, Лафе- тин, Гуменский Терцаги Гуменский
Песок	0,17—0,24	0,20	
Песок	0,20—0,29	0,25	
Супесь	0,21—0,29	0,30—0,35	
Суглинок	0,30—0,37	0,35—0,37	
Глинистый грунт . . .	0,36—0,39	0,40	
Глина тяжелая	0,40		

Рассмотренные упругие постоянные (E и μ) вполне определяют упругие свойства однородного грунта. Однако, например при расчетах фундаментов на динамическую нагрузку и при проверке на вибрации, обычно пользуются условным коэффициентом упругого сжатия грунтов C_z , характеризующим лишь местную упругую осадку.

Коэффициент упругого сжатия. Опыты показали, что величина коэффициента упругого сжатия для грунтов зависит от ряда факторов, главнейшими из которых будут: внешнее давление, размеры и форма нагруженной площади, а также жесткость фундамента, передающего нагрузку на грунт.¹ На фиг. 112 приведены кривые изменения



Фиг. 112. Зависимость коэффициента упругого сжатия грунтов: а — от размеров загруженной площади, б — от величины давления на грунт.

коэффициента упругого сжатия грунтов от величины сжимающего напряжения σ и площади передачи нагрузки F , построенные для глины по данным исследований трассы Волго-Донского канала² и для песка по данным Гольдмана и Вольтербека.³

Зависимость коэффициента упругого сжатия от величины и формы площади подошвы, а также и от жесткости массивных фундаментов, можно установить путем сравнения упругой осадки по методу общих и методу местных деформаций. Согласно уравнениям (94') и (93) имеем:

$$z = \frac{p}{C_z},$$

$$W = \frac{\omega p \sqrt{F}}{C}.$$

¹ Н. А. Цытович, К вопросу о коэффициенте упругого сжатия грунтов при статической нагрузке, Бюллетень ЛИС, № 46, 1932.

² Опытнo-исследовательские работы по грунтам трассы Волго-Донского канала, вып. XII, 1930.

³ Der Bauingenieur, S. 411, 1925.

Полагая $z = W$ и решая относительно C_z , получим:

$$C_z = \frac{C}{\omega \sqrt{F}},$$

или, подставляя $C = \frac{E}{1-\mu^2}$, будем иметь:

$$C_z = \frac{E}{(1-\mu^2)\omega \sqrt{F}}. \quad (97)$$

Уравнение (97) устанавливает зависимость коэффициента упругого сжатия грунтов от упругих постоянных данного грунта, величины площади подошвы и жесткости фундамента. Последняя учитывается коэффициентом ω , значение которого может быть принято по таблице 27 для гибких фундамента, как для максимальной осадки, а для жестких, как для средней осадки всей загруженной площади.

Более точная зависимость коэффициента упругого сжатия от жесткости фундамента в настоящее время получена лишь для бесконечно длинной балки, нагруженной сосредоточенной силой; она имеет следующий вид:¹

$$C_z = 0,28 \cdot C \sqrt{\frac{bC}{E_1 J_1}}, \quad (98)$$

где $C = \frac{E}{1-\mu^2}$ — коэффициент упругого полупространства,

b — ширина балки,

$E_1 J_1$ — жесткость балки (E_1 — модуль Юнга, J_1 — момент инерции площади поперечного сечения балки).

Как вытекает из формул (97) и (98), коэффициент упругого сжатия не может служить константой, характеризующей упругие свойства грунтов, так как зависит не только от свойств грунта и величины площади загрузки, но и от жесткости фундамента, уменьшаясь с увеличением последней. Согласно формуле (97) значения коэффициентов упругого сжатия при различных площадях подошвы фундамента F_1 и F_2 будут связаны между собой соотношением:

$$C_{z2} = C_{z1} \sqrt{\frac{F_1}{F_2}}. \quad (99)$$

Опыты по изучению зависимости коэффициента упругого сжатия от величины площади подошвы фундамента показывают,² что уравнение (99) может считаться, с достаточной для практических целей точностью, отвечающим действительности, если величина площади не превосходит 10 м². При больших площадях подошвы фундамента можно считать величину C_z независимой от величины площади. Последнее можно объяснить, повидимому, тем, что, как указывалось ранее, при больших площадях загрузки включаются в работу более плотные слои грунта,

¹ Н. М. Герсевич и Я. А. Мачерет. К вопросу о бесконечно длинной балке на упругой почве, нагруженной силой P . Гидротехническое строительство, № 10, 1935.

² Опыты: Я. Н. Смоликова в Фундаментострое (Д. Д. Баркан, Расчет и проектирование фундаментов под машины с динамическими нагрузками, Госстройиздат, 1938), Кернера (Geologie und Bauwesen, Н. 3, 1932) и Лоренца и Гертвига (Der Bauingenieur, Н. 25—26, 1935).

залегающие на большей глубине; при этом допущение о полной однородности грунта, лежащее в основе формул (97) и (99), не может считаться достоверным.

На основании изложенного, при определении значения коэффициента упругого сжатия грунтов, соответствующего данной площади фундамента, следует определить величину C_z для опытного штампа (желательно с площадью подошвы $F \geq 1 \text{ м}^2$) и путем пересчета полученной величины по формуле (99) получить значение коэффициента упругого сжатия для данной площади фундамента, если последняя не превосходит 10 м^2 . При большей величине площади фундамента следует перечислить полученное значение C_z на площадь в 10 м^2 и считать ее при дальнейшем увеличении площади фундамента постоянной. Предел применимости формулы (99) в настоящее время установлен весьма приближенно и, при дальнейшем уточнении рассматриваемого вопроса, этот предел, повидимому, будет различным для различных грунтовых напластований. Приведем некоторые значения коэффициента упругого сжатия по опытам Фундаментстроя (см. таблицу 30).

ТАБЛИЦА 30.
Значения C_z по опытам Фундаментстроя.

Характер грунта	$C_z \text{ кг/см}^3$ для $F \geq 10 \text{ м}^2$	Примечания
Пропитанный водой илистый суглинок	1,35	$F = 1,5; 1,0; 0,5 \text{ м}^2$ — статические и динамические испытания
Суглинок, насыщенный водой	2,0	$F = 8,0; 4,0; 2,0 \text{ м}^2$ — статические и динамические испытания
Песок среднезернистый, влажный	2,0	$F = 1,5 \text{ м}^2$ — динамические испытания
Мелкозернистый песок, насыщенный водой	3,0—3,5	$F = 11,6 \text{ м}^2$ — динамические испытания
Тяжелый плотный суглинок (выше уровня грунтовых вод)	10,7	$F = 8,4 \text{ м}^2$ — динамические испытания
Песок среднезернистый	3,1	$F = 8,75 \text{ м}^2$ — динамические испытания
Сухой песок рыхлый с гравием	2,0	$F = 0,25 \text{ м}^2$ — динамические испытания
Лёсс (естественной влажности)	4,0—5,0	$F = 0,81; 1,4; 2,0; 4,0 \text{ м}^2$ — статические и динамические испытания
Лёссовидный суглинок влажный	4,7	$F = 90 \text{ м}^2$ — динамические испытания

При внецентренной нагрузке или при вращательных колебаниях фундаментов распределение давлений по подошве будет неравномерным. При этом, как показывают теоретические данные, полученные путем развития

решения Шлейхера на случай внецентренной нагрузки и подтверждаемые результатами непосредственных опытов, величина коэффициента упругого неравномерного сжатия (при поворотах подошвы фундаментов) C_φ будет больше коэффициента упругого равномерного сжатия C_z . Для различных отношений сторон прямоугольной площади подошвы $\alpha = \frac{l}{b}$, где l — длина и b — ширина (сторона прямоугольника перпендикулярная оси вращения), Барканом¹ вычислены (при средней осадке загруженной площади) отношения C_φ/C_z , приведенные в таблице 31, с помощью которых легко определяется коэффициент C_φ — при известном C_z .

ТАБЛИЦА 31.

Значения C_φ/C_z для различных отношений $\frac{l}{b} = \alpha$ для прямоугольной площади подошвы фундаментов.

α	0,33	0,50	1,0	1,5	2	3	5	10
C_φ/C_z	1,46	1,57	1,87	2,11	2,31	2,62	3,04	3,53

При действии горизонтальных сил на фундамент наблюдаются упругие деформации сдвига фундамента по грунту, величина которых может быть охарактеризована так называемым коэффициентом упругого сдвига C_φ , определяемым опытным путем и зависящим как от величины площади подошвы, так и от времени действия нагрузки.

3. Деформации уплотнения.

Если слой сжимается в условиях невозможности бокового расширения, например, если он нагружен сплошной равномерно распределенной нагрузкой или заключен в жесткое кольцо, или подвергается действию местной нагрузки, интенсивность которой меньше предела, вызывающего фазу сдвигов, то будет иметь место уплотнение грунта под действием внешней нагрузки. Так как допускаемое давление на грунт выбирается так (см. главу IV), чтобы в грунте не возникало площадок сдвигов, т. е. отсутствовало пластическое течение, то деформации уплотнения будут иметь для практики первостепенное значение. Особенно важным будет определение величины полной осадки фундаментов и разности осадок соседних фундаментов. Рассмотрим основную задачу теории деформаций уплотнения грунтов, а именно вопрос об осадке слоя грунта при сплошной нагрузке.

Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке. Пусть слой грунта (фиг. 113, а), значительно распространенный в стороны (теоретически до бесконечности), залегает на несжимаемом и водонепроницаемом

¹ Д. Д. Баркан, Расчет и проектирование фундаментов под машины с динамическими нагрузками, Госстройиздат, 1938.

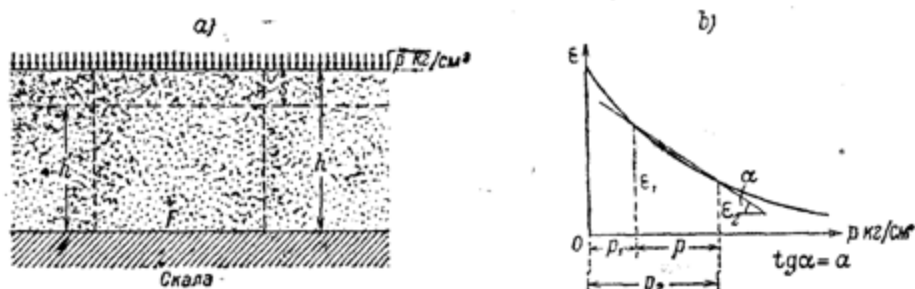
основании (на скале) и нагружен сплошной равномерно распределенной нагрузкой. Даны толщина слоя, величина нагрузки и компрессионная кривая грунта (фиг. 113, б). Определим полную стабилизированную осадку слоя грунта. Эта осадка может быть найдена путем рассмотрения изменения объема грунта, обусловленного уменьшением пористости грунта при увеличении давления. Введем обозначения:

p — внешнее давление на грунт (на единицу площади);

ε_1 — коэффициент пористости грунта, соответствующий условиям его естественного залегания;

ε_2 — коэффициент пористости грунта, соответствующий увеличению нагрузки на величину p ;

h и h' — начальная и конечная высота слоя грунта.



Фиг. 113. Сжатие слоя грунта при сплошной нагрузке: а — схема действия сил, б — компрессионная кривая.

Очевидно, полная осадка грунта s будет равна разности начальной и конечной высот столба грунта, т. е.

$$s = h - h'. \quad (a)$$

Величину h' определим из того условия, что объем скелета грунта до деформации и после затухания осадки остается постоянным. Как известно, объем скелета грунта в 1 см^3 грунта равен (см. главу I):

$$m = \frac{1}{1 + \varepsilon},$$

тогда, для определения высоты слоя грунта h' будем иметь равенство:

$$\frac{Fh}{1 + \varepsilon_1} = \frac{Fh'}{1 + \varepsilon_2}, \quad (b)$$

где F — площадь выделенной призмы грунта.

При сплошной нагрузке грунт не сможет расширяться в стороны, т. е. поперечное сечение выделенной призмы остается постоянным и может быть сокращено в выражении (b). Из выражения (b) имеем:

$$h' = \frac{1 + \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} h. \quad (c)$$

Подставляя найденное значение h' в уравнение (a), после простейших преобразований получим:

$$s = h \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}. \quad (100)$$

Это и есть формула для полной стабилизованной осадки слоя грунта. Ей можно придать иной вид, введя коэффициент сжимаемости a и давление p . Для коэффициента сжимаемости (см. главу II, а также фиг. 113, б) имеем следующую формулу:

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p}, \quad (d)$$

откуда:

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = ap. \quad (e)$$

Заменяя в формуле (100) величину $\varepsilon_1 - \varepsilon_2$ через ap , получим:

$$s = h \frac{ap}{1 + \varepsilon_1}. \quad (100')$$

Величина $\frac{a}{1 + \varepsilon_1}$ зависит только от компрессионных свойств грунта и может быть названа приведенным коэффициентом сжимаемости грунта. Обозначая:

$$a_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon_1} \quad (101)$$

и подставляя в формулу (100'), получим:

$$s = h a_0 p. \quad (102)$$

Согласно формуле (102) полная осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (в условиях невозможности бокового расширения) прямо пропорциональна толщине слоя сжимаемого грунта, интенсивности внешней нагрузки и зависит от свойств грунта, на что указывает коэффициент a_0 .

Формулы (100) — (102) будут справедливы для любых грунтов, независимо от того, насыщен ли грунт водой или нет. Однако осадка различных грунтов произойдет в разное время, зависящее главным образом от скорости выдавливания воды и воздуха из пор грунта.

Модуль общей деформации. Отметим, что анализ деформаций в случае сжатия слоя грунта без возможности его бокового расширения дает возможность определить так называемый модуль общей деформации грунта E_0 . Действительно, в этом случае (см. главу II, п. 4):

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 p \quad \text{и} \quad \sigma_z = p, \quad (A)$$

где $\xi_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$ — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Относительная деформация по направлению, перпендикулярному к плоскости загрузки (ось z совпадает с направлением p), будет равна:

$$\lambda_z = \frac{p}{E_0} \left[\frac{(1 - \xi_0)(1 + 2\xi_0)}{1 + \xi_0} \right]. \quad (B)$$

Принимая во внимание, что относительное изменение высоты слоя грунта равно отношению осадки s к первоначальной высоте слоя грунта h , получим:

$$s = \lambda_z h. \quad (C)$$

Подставляя значение λ_x из формулы (B), имеем:

$$s = \frac{ph}{E_0} \left[\frac{(1 - \xi_0)(1 + 2\xi_0)}{1 + \xi_0} \right]. \quad (D)$$

Сравнивая выражение (D) с выражением (100'), получим:

$$\frac{ph}{E_0} \left[\frac{(1 - \xi_0)(1 + 2\xi_0)}{1 + \xi_0} \right] = \frac{pha}{1 + \epsilon_1}. \quad (E)$$

Решая уравнение (E) относительно E_0 , после сокращения находим:

$$E_0 = \frac{(1 - \xi_0)(1 + 2\xi_0)}{1 + \xi_0} \cdot \frac{1 + \epsilon_1}{a}. \quad (103)$$

Это и есть выражение для модуля общей деформации грунта, полученное Герсевановым иным путем.¹

Обозначим постоянную для данного грунта величину:

$$\frac{(1 - \xi_0)(1 + 2\xi_0)}{1 + \xi_0} = \beta. \quad (104)$$

Если принять, например, по опытам Терцаги, для песков $\xi_0 = 0,42$ и для глин $\xi_0 = 0,70$, то получим для песков $\beta = 0,77$ и для глин $\beta = 0,42$.

Формула (103) переписывается в виде:

$$E_0 = \frac{\beta(1 + \epsilon_1)}{a}. \quad (105)$$

Выведенная формула (105) дает возможность, при известном для данного грунта коэффициенте бокового давления в состоянии покоя ξ_0 , определить при помощи компрессионной кривой модуль, аналогичный модулю Юнга для твердых тел, который, однако, будет характеризовать общую деформацию грунта, а не упругую ее часть.

Пример. Для глины, характеризуемой начальным коэффициентом пористости $\epsilon_1 = 0,90$ и коэффициентом сжимаемости (уплотнения) $a = 0,01 \text{ см}^2/\text{кг}$, модуль общей деформации будет равен:

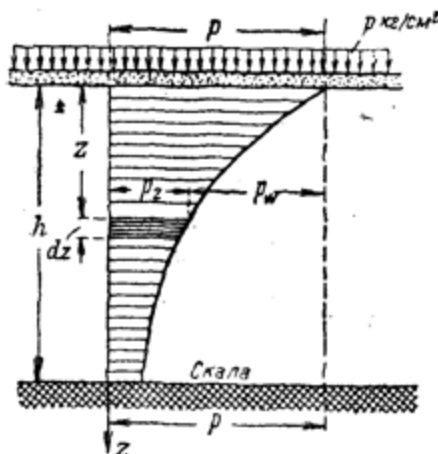
$$E_0 = \frac{0,42(1 + 0,90)}{0,01} = 80 \text{ кг/см}^2.$$

Теория гидродинамических напряжений и затухания осадок во времени. Деформации, определяемые по формуле (102), соответствуют полной стабилизовавшейся во времени осадке грунта, причем время стабилизации может быть для различных грунтов весьма различным. Определение затухания осадок во времени производится на основе теории гидродинамических напряжений, относящейся лишь к грунтам, все поры которых заполнены водой, т. е. к грунтовой массе. Так как в условиях естественного залегания большинство глин, суглинков и илистых грунтов имеет все поры заполненными водой, то о напряжениях и деформациях этих грунтов нельзя составить сколько-нибудь правильного суждения без рассмотрения гидродинамических напряжений. Если же в порах грунта, кроме воды, находится воздух, то, вследствие возникновения поверхностного натяжения воды на границах

¹ Н. М. Герсеванов, Основы динамики грунтовой массы, стр. 147—150, ОНТИ, 1937.

раздела воздух — вода, изменения состояния будут отличны от изменений в грунтовой массе.

Гидродинамическими напряжениями называются напряжения, вызываемые давлением воды в порах грунта. При увеличении давления происходит изменение влажности грунтовой массы вследствие притока или вытекания воды, причем для маловодопроницаемых грунтов необходима значительная разность напоров. Разность напоров между отдельными точками грунта выравнивается в течение большего или меньшего промежутка времени в зависимости от водопроницаемости грунта, причем во время выравнивания часть внешнего давления не будет полностью передаваться на скелет грунта, а будет создавать давление в потоке воды, вытекающей из пор грунта. Изменение расхода воды для мелкозернистых грунтов с достаточной точностью может быть выражено законом Дарси, изменение же влажности, пропорциональное для грунтовой массы изменению относительной пористости, выражается законом Терцаги (см. главу II).



Фиг. 114. Давления p_z и p_w в грунтовой массе для некоторого момента времени от начала уплотнения.

распространенной во все стороны по горизонтальной плоскости слоя (фиг. 114). Казалось бы, что рассматриваемый случай имеет чисто теоретическое значение, так как при возведении сооружений нагрузка передается на грунт на участке, имеющем конечные размеры; однако, как будет изложено ниже, к рассматриваемому случаю может быть приведен и случай действия местной нагрузки на части поверхности грунта.

Дифференциальное уравнение гидродинамических давлений. Рассмотрим только добавочные давления, возникающие в слое грунта от действия внешней нагрузки p (фиг. 114). Обозначим: p_z — давление, передающееся на твердые частицы грунта, и p_w — давление, передающееся на воду.

При загрузке слоя грунта часть внешнего давления будет передаваться на скелет грунта, часть — на воду, причем в любой момент времени сумма давлений будет равна внешнему давлению, т. е.:

$$p_z + p_w = p. \quad (a)$$

При этом с течением времени p_z на данной глубине будет увеличиваться, а p_w — уменьшаться. Под действием напора, вызываемого

внешней нагрузкой, вода будет выдавливаться из пор грунта. Для любого промежутка времени в грунтовой массе увеличение расхода воды будет равно уменьшению влажности (относительной пористости) грунта, т. е. можно положить:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}, \quad (b)$$

где q — расход воды через единицу площади поперечного сечения (так называемая скорость фильтрации);

ε — коэффициент пористости;

t — время.

При сжатии слоя грунта вода будет подниматься кверху, тогда как твердые частицы грунта будут опускаться книзу. Для того чтобы не учитывать движения твердых частиц, отнесем все наши рассуждения не к полной высоте слоя грунта h , а к приведенной, т. е. к высоте, которую слой грунта имел бы при отсутствии пустот. Эта высота, постоянная во все время сжатия грунта, будет равна:

$$h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon_1}. \quad (c)$$

По закону Дарси для рассматриваемого элемента dz , будем иметь:

$$q = -k_0 \cdot \frac{\partial H}{\partial z}. \quad (d)$$

Из уравнения (d) имеем:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k_0 \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \quad (e)$$

где $k_0 = \frac{k}{1 + \varepsilon_1}$ — приведенный коэффициент фильтрации грунта и H — напор.

Напор будет равен давлению в воде, деленному на объемный вес воды Δ_0 . В рассматриваемом случае давление в воде по уравнению (a) будет равно:

$$p_w = p - p_z, \quad (f)$$

тогда

$$H = \frac{p_w}{\Delta_0} \text{ или } H = \frac{p - p_z}{\Delta_0}. \quad (g)$$

После двукратного дифференцирования выражения (g), получим:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = - \frac{1}{\Delta_0} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2}. \quad (h)$$

Таким образом, левая часть уравнения (b) может быть представлена в виде:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{k_0}{\Delta_0} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2}. \quad (i)$$

Для правой части уравнения (b) по закону Терцаги (см. главу II) имеем:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -a \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (k)$$

Подставляя в выражение (b) значения $\frac{\partial q}{\partial z}$ и $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$, получим:

$$\frac{k_0}{\Delta_0} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = a \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (1)$$

Перенеся постоянные величины в левую часть уравнения и подставляя $k_0 = \frac{k}{1 + \varepsilon_1}$, будем иметь:

$$\frac{k}{a(1 + \varepsilon_1)\Delta_0} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (m)$$

Обозначая постоянный множитель левой части уравнения (m), который иногда называют коэффициентом консолидации грунта, одной буквой c , т. е. полагая

$$c = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1)\Delta_0}, \quad (106)$$

получим:

$$c \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (107)$$

Так как по уравнению (f) избыточное давление в воде

$$p_w = p - p_z,$$

то уравнение гидродинамических давлений может быть представлено в виде:

$$c \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} = \frac{\partial p_w}{\partial t}. \quad (107')$$

Уравнение (107) и есть известное дифференциальное уравнение гидродинамических давлений для случая линейной задачи, данное впервые Терцаги и математически проанализированное Герсевановым.¹ Полу-

ченное значение коэффициента $c = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1)\Delta_0}$ отличается от коэффициента $c = \frac{k}{a}$, приведенного Терцаги в его „Строительной механике грунта“, и является исправленным значением коэффициента c .

Уравнение (107) относится к однородным линейным уравнениям с постоянными коэффициентами. Решение его находится путем определения частных решений, удовлетворяющих граничным условиям, и составления из частных решений полного решения, например путем применения рядов Фурье. Граничные условия могут быть удовлетворены более просто, если рассматривать процесс выравнивания гидродинамических напряжений в слое грунта толщиной $2h_0$ (фиг. 115) с водопроницаемыми верхней и нижней поверхностями, что совершенно тождественно с процессом выравнивания напряжений в слое грунта

¹ K. Terzaghi, *Erdbaumechanik*, 1925.

Н. М. Герсеванов, *Основы динамики грунтовой массы*, Гостройиздат, 1933.

Можно доказать, что уравнение Герсеванова, полученное для рассматриваемой задачи иным методом, совпадает с приведенным уравнением (107), если в уравнении Герсеванова заменить множитель $(1 + A)$ его точным значением $(1 + \varepsilon_1)$, что нами отмечалось еще в 1934 г. (см. 1-ое издание настоящей книги).

толщиной h_0 , лежащем на водонепроницаемом и несжимаемом (скальном) основании. Для случая равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине решение уравнения (107) получено Терцаги в виде ¹

$$p_z = p \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h_0} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h_0} e^{-9N} - \dots \right. \\ \left. \dots - \frac{4}{(2m+1)\pi} \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2h_0} e^{-(2m+1)^2 N} \right], \quad (108)$$

где p_z — давление в скелете грунта на глубине z ;

e — Неперово число;

m — любое положительное целое число и

$$N = \frac{\pi^2 c t}{4 h_0^2}. \quad (109)$$

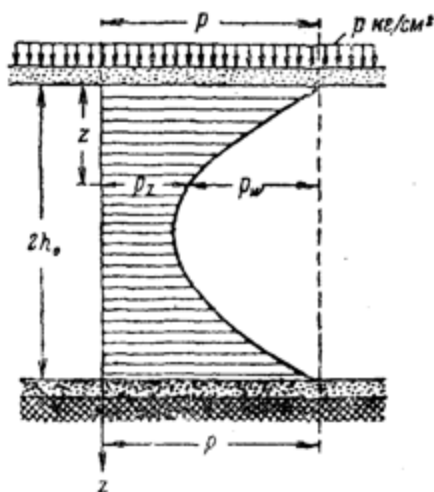
В практических условиях имеет большое значение величина давления на коренную породу, особенно в тех случаях, когда слой грунта, кроме вертикальной нагрузки, подвергается действию горизонтальных усилий и для его устойчивости требуется соответственное развитие трения, пропорционального давлению. Если слой грунта лежит на водонепроницаемом слое (например на скале), то для определения давления на коренную породу в формуле (108) необходимо положить $z = h_0$. Если в формуле (108) ограничиться первым членом ряда, что во многих случаях может быть принято с достаточной для практических целей точностью, то будем иметь:

$$p_{z=h_0} = p \left[1 - \frac{4}{\pi} e^{-N} \right]. \quad (110)$$

Формула (110) может служить для определения как функции времени давлений на коренную водонепроницаемую породу.

Для облегчения расчетов в таблице 32 приведены значения e^{-x} в зависимости от x , причем x следует рассматривать как показатель степени e в формуле (108).

Пример. Найдем распределение давлений в скелете глинистого грунта, залегающего на несжимаемой породе слоем в 5 м и подвергающегося действию сплошной равномерно распределенной нагрузки, интенсивностью $p = 2 \text{ кг/см}^2$ через 2 года от начала загрузки. Даны следующие показатели физических свойств грунта: коэффициент филь-



Фиг. 115. Давления p_z и p_w в грунтовой массе при двусторонней фильтрации.

¹ К. Terzaghi, Erdbaumechnik, S., 140—145, 1925.

К. Terzaghi, Proceedings Am. Soc. of Civ. Eng., May, 1933.

ТАБЛИЦА 32.

Значения величины e^{-x} в зависимости от x .

x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}
0,001	0,999	0,50	0,607	1,10	0,333	1,70	0,183
0,002	0,998	0,52	0,595	1,12	0,326	1,72	0,179
0,004	0,996	0,54	0,583	1,14	0,320	1,74	0,176
0,006	0,994	0,56	0,571	1,16	0,313	1,76	0,172
0,008	0,992	0,58	0,560	1,18	0,307	1,78	0,169
0,01	0,990	0,60	0,549	1,20	0,301	1,80	0,165
0,02	0,980	0,62	0,538	1,22	0,295	1,82	0,162
0,04	0,960	0,64	0,527	1,24	0,289	1,84	0,159
0,06	0,942	0,66	0,517	1,26	0,284	1,86	0,156
0,08	0,923	0,68	0,507	1,28	0,278	1,88	0,153
0,10	0,905	0,70	0,497	1,30	0,273	1,90	0,150
0,12	0,886	0,72	0,487	1,32	0,267	1,92	0,147
0,14	0,869	0,74	0,477	1,34	0,262	1,94	0,144
0,16	0,852	0,76	0,468	1,36	0,257	1,96	0,141
0,18	0,835	0,78	0,458	1,38	0,252	1,98	0,138
0,20	0,819	0,80	0,449	1,40	0,247	2,0	0,135
0,22	0,803	0,82	0,440	1,42	0,242	2,1	0,122
0,24	0,787	0,84	0,432	1,44	0,237	2,2	0,111
0,26	0,771	0,86	0,423	1,46	0,232	2,3	0,100
0,28	0,756	0,88	0,415	1,48	0,228	2,4	0,091
0,30	0,741	0,90	0,407	1,50	0,223	2,5	0,082
0,32	0,726	0,92	0,399	1,52	0,219	2,6	0,074
0,34	0,712	0,94	0,391	1,54	0,214	2,7	0,067
0,36	0,698	0,96	0,383	1,56	0,210	2,8	0,061
0,38	0,684	0,98	0,375	1,58	0,206	2,9	0,055
0,40	0,670	1,00	0,368	1,60	0,202	3,0	0,050
0,42	0,657	1,02	0,361	1,62	0,198	4,0	0,018
0,44	0,644	1,04	0,353	1,64	0,194	5,0	0,007
0,46	0,631	1,06	0,346	1,66	0,190	7,0	0,001
0,48	0,619	1,08	0,340	1,68	0,186	10,0	0,000

трации $k = 10^{-8}$ см/сек, коэффициент пористости $\varepsilon_1 = 0,60$ и коэффициент сжимаемости (уплотнения) $\alpha = 0,015$ см²/кг.

Определим величины, входящие в уравнение для N (формула 109). Приведенная толщина слоя грунта:

$$h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon_1} = \frac{500}{1 + 0,6} = 313 \text{ см};$$

коэффициент консолидации:

$$c = \frac{k}{a(1 + \epsilon_1) \Delta_0}.$$

Принимая во внимание, что $1 \text{ см/сек} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$, объемный вес воды $\Delta_0 = 0,001 \text{ кг/см}^3$, и подставляя численные значения величин, входящих в выражение для c , получим:

$$c = \frac{10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0,015 \cdot (1 + 0,60) \cdot 0,001} = 12500 \text{ см}^2/\text{год}.$$

Величину N вычисляем по формуле (109):

$$N = \frac{\pi^2 c}{4h_0^2} t = \frac{9,87 \cdot 12500}{4 \cdot 313^2} t = 0,315 t.$$

Для $t = 2$ года, получим $N = 0,63$. Этому значению по таблице 32 по интерполяции соответствует:

$$e^{-N} = 0,533.$$

Определим давление p_z на глубине $\frac{1}{4} h_0$, причем ограничимся первым членом ряда в выражении (108). При $z = \frac{h_0}{4}$ имеем:

$$p_z = p \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi h_0}{4 \cdot 2h_0^2} e^{-N} \right) = p (1 - 1,273 \cdot \sin 22^\circ 30' \cdot 0,533).$$

Произведя вычисления, получим:

$$p_z = 0,74 p.$$

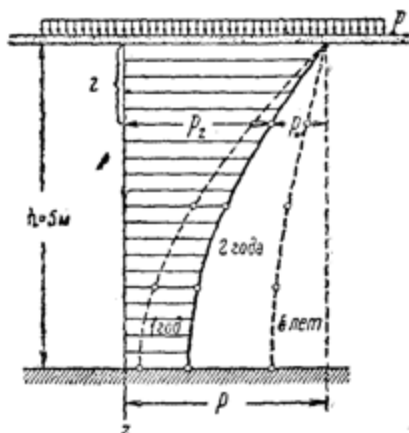
Точно так же для других глубин найдем:

$$\text{при } z = \frac{h_0}{2} \quad p_z = p \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin 45^\circ e^{-N} \right) = 0,52 p;$$

$$\text{при } z = \frac{3}{4} h_0 \quad p_z = p \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin 67^\circ 30' e^{-N} \right) = 0,38 p;$$

$$\text{при } z = h_0 \quad p_z = p \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin 90^\circ e^{-N} \right) = 0,32 p.$$

По полученным данным построена кривая распределения давлений p_z (фиг. 116), соответствующая времени $t = 2$ годам. На том же чертеже построены кривые распределения давлений в скелете грунта и для времени $t = 1$ год и $t = 5$ лет. Из рассмотрения полученных кривых вытекает, что с увеличением времени часть давления, передающаяся на скелет грунта, увеличивается, и что нагрузка полностью передастся на скелет грунта лишь по прошествии длительного промежутка времени.



Фиг. 116. Пример распределения напряжений в скелете грунта для различных от начала загрузки промежутков времени.

Отметим, что осадка грунта будет обуславливаться только той частью давления, которая передается на скелет грунта.

Степень уплотнения. Если принять полное уплотнение, соответствующее полной или стабилизированной осадке, за единицу и обозначить уплотнение, соответствующее любой части от полного уплотнения, или степень уплотнения через Q , то величина Q будет пропорциональна изменению давления в скелете грунта за время t . Уравнение для определения степени уплотнения получим, взяв отношение площади эпюры распределения давлений в скелете p_z для времени t к площади окончательной или стабилизовавшейся эпюры давлений. Для рассматриваемого случая сжатия слоя грунта толщиной $2h_0$ с фильтрацией воды в обе стороны и равномерным распределением уплотняющих давлений по глубине (который назовем случаем основным — 0), степень уплотнения определим по уравнению:

$$Q_0 = \frac{\int_0^{2h_0} p_z dz}{2h_0 p} \quad (111)$$

Подставляя в формулу (111) выражение для давлений в скелете из формулы (108), получим:

$$Q_0 = \frac{p \int_0^{2h_0} \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h_0} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h_0} e^{-9N} - \dots \right) dz}{2h_0 p}$$

Произведя интегрирование и сокращая на p , будем иметь:

$$Q_0 = \frac{\left(z + \frac{8h_0}{\pi^2} e^{-N} \cos \frac{\pi z}{2h_0} + \frac{8h_0}{9\pi^2} e^{-9N} \cos \frac{3\pi z}{2h_0} + \dots \right)_0^{2h_0}}{2h_0}$$

После подстановки пределов и сокращения получим:

$$Q_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right) \quad (112)$$

Так как e^{-N} правильная дробь, то для практических целей можно при больших значениях N (например при $N > 0,4$) ограничиться первым членом ряда, что будет достаточно точно, т. е. можем принять:

$$Q_0 \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \quad (112')$$

Так как полному уплотнению соответствует полная или стабилизированная осадка, а части полного уплотнения соответствует такая же часть от полной осадки, то с помощью формулы (112) и формулы для окончательной осадки (102) легко определяется осадка слоя грунта как функция времени. Действительно, степень осадки равна:

$$Q = \frac{s_t}{s} \quad (113)$$

где s_t — осадка за данное время t и

s — окончательная или стабилизированная осадка слоя грунта, для рассматриваемого случая, определяемая по формуле (100), (100') или (102).

Из соотношения (113) имеем:

$$s_t = Qs. \quad (114)$$

Для рассмотренного выше случая, согласно формулам (112) и (102), получим:

$$s_t = h a_0 p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots) \right]. \quad (115)$$

Формула (115) будет определять осадку слоя грунта как функцию времени и свойств грунта и будет справедлива лишь для бесконечно распространенной нагрузки или для слоя грунта, сжимаемого без возможности его бокового расширения. Применение указанной зависимости к расчету осадок фундаментов, имеющих определенные размеры, требует особого рассмотрения, что будет изложено ниже.

Пример. Определим для рассмотренной в предыдущем примере задачи осадки слоя грунта через $t=1$ год, $t=2$ года и $t=5$ лет.

Дано: $p=2 \text{ кг/см}^2$; $a=0,01 \text{ см}^2/\text{кг}$; $\varepsilon_1=0,60$; $h=5 \text{ м}$. Кроме того, было вычислено, что $N=0,315t$. Полную осадку слоя грунта определим по формуле (102):

$$s = h a_0 p = h \frac{a}{1+\varepsilon_1} p.$$

Подставляя численные значения входящих величин, получим:

$$s = 500 \cdot \frac{0,01}{1+0,60} \cdot 2 = 6,25 \text{ см.}$$

Для вычисления осадки s_t , которую слой грунта будет иметь через 1 год после загрузки, подставим в формулу (115):

$$e^{-N} = e^{-0,315 \cdot 1} = 0,726 \text{ и } e^{-9N} = e^{-9 \cdot 0,315 \cdot 1} = 0,058.$$

Тогда осадка слоя грунта через 1 год будет равна:

$$s_1 = h a_0 p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N}) \right] = 6,25 [1 - 0,81 (0,726 + 0,006)] = 2,5 \text{ см.}$$

Точно так же, для $t=2$ годам, ограничиваясь первым членом ряда в формуле (115), получим:

$$e^{-N} = e^{-0,315 \cdot 2} = 0,532$$

и

$$s_2 = 6,25 (1 - 0,81 \cdot 0,532) = 3,6 \text{ см,}$$

а при $t=5$ лет:

$$s_5 = 6,25 (1 - 0,81 \cdot e^{-0,315 \cdot 5}) = 5,1 \text{ см.}$$

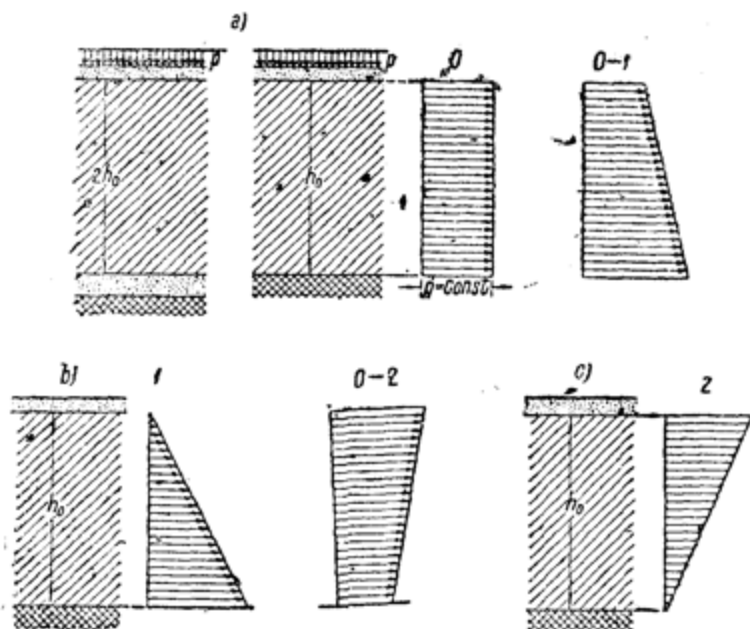
Различные случаи уплотняющих давлений. Выше было рассмотрено распределение напряжений и величина осадок как функция времени для случая равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине, т. е. для случая, изображенного на фиг. 117, а. От действия собственного веса слой рыхлого грунта будет иметь уплотняющее давление, распределенное по глубине по закону треугольника

(фиг. 117, б). Степень уплотнения для этого случая, который назовем случаем 1, по Джилюбо равна: ¹

$$Q_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3} \left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} + \frac{1}{125} e^{-25N} - \dots \right). \quad (116)$$

Уравнение (116) для определения Q_1 дает ряд быстро сходящийся, и для практических приложений часто можно ограничиться первым членом ряда, т. е. принимать в расчетах:

$$Q_1 \approx 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-N}. \quad (116')$$



Фиг. 117. Различные случаи уплотняющих давлений: а — равномерное по глубине давление (случай 0); б — давление по закону треугольника с вершиной у поверхности (случай 1); с — давление по закону треугольника с вершиной у подошвы слоя (случай 2), 0-1 и 0-2 — промежуточные случаи.

Широкое практическое применение (при расчетах осадок фундаментов) имеет случай 2 распределения уплотняющих давлений по закону треугольника с основанием, равным p кг/см² у дренирующей поверхности, и вершиной у водонепроницаемой породы (фиг. 117, с). Этот случай впервые рассмотрен инж. Кимбал. ² Степень уплотнения для случая 2 приведена в таблице 31.

На фиг. 118 изображен общий случай распределения уплотняющих давлений по закону треугольника, когда вершина эпюры окончательных давлений лежит на некоторой глубине от дренирующей поверхности. Решение дифференциального уравнения гидродинамических давле-

¹ Proceedings Am. Soc. of Civ. Eng., May, 1933.

² Proceedings Am. Soc. of Civ. Eng., August, 1933.

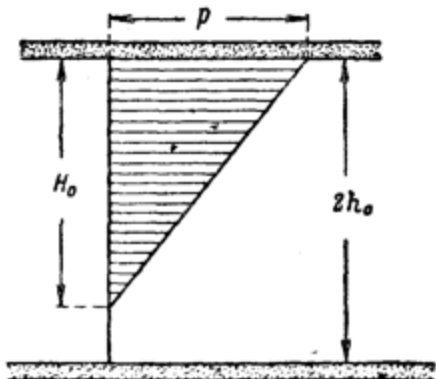
ний для рассматриваемого случая с последующим определением степени уплотнения дает следующее выражение для степени уплотнения:¹

$$Q_2' = 1 - \frac{16}{\pi^2} \frac{h_0}{H_0} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} \left(1 - \frac{2h_0}{m\pi H_0} \cdot \sin \frac{m\pi H_0}{2h_0} \right) e^{-m^2 N}, \quad (117)$$

или

$$Q_2' = 1 - \frac{16}{\pi^2} \cdot \frac{h_0}{H_0} \left[\left(1 - \frac{2h_0}{\pi H_0} \cdot \sin \frac{\pi H_0}{2h_0} \right) e^{-N} + \right. \\ \left. + \frac{1}{9} \left(1 - \frac{2h_0}{3\pi H_0} \cdot \sin \frac{3\pi H_0}{2h_0} \right) e^{-9N} + \right. \\ \left. + \frac{1}{25} \left(1 - \frac{2h_0}{5\pi H_0} \cdot \sin \frac{5\pi H_0}{2h_0} \right) e^{-25N} + \dots \right]. \quad (117')$$

Уравнение (117') представляет собою ряд медленно сходящийся, и для вычисления значения Q_2' , особенно при малых величинах N (например, при $N < 0,4$), необходимо брать не менее трех членов ряда. При больших же значениях N можно ограничиться и одним первым членом ряда. В частном случае, когда $H_0 = h_0$, т. е. вершина треугольника уплотняющих давлений лежит на середине слоя, ограниченного сверху и снизу фильтрующими прослойками, уравнение (117') принимает более простой вид. В этом случае будем иметь:



Фиг. 118. Треугольная эпюра уплотняющих давлений по глубине при двусторонней фильтрации.

$$Q_2' = 1 - 1,62 (0,363 e^{-N} + 0,088 e^{-9N} + 0,035 e^{-25N} + \dots). \quad (117'')$$

В формулах для степени уплотнения попрежнему:

$$N = \frac{c\pi^2}{4h_0^2} t,$$

где

$$c = \frac{k}{a(1 + \epsilon_1) \Delta_0} \quad \text{и} \quad h_0 = \frac{h}{1 + \epsilon_1},$$

причем для различных значений времени t величина Q легко вычисляется с помощью таблицы 32.

Для упрощения расчетов в таблице 33 приведены значения N в зависимости от Q для различных случаев уплотняющих давлений: для случая 0 и 1, а также для случая 2, когда вершина треугольника лежит на водонепроницаемой породе (фиг. 117, с).

¹ K. Terzaghi und O. K. Fröhlich, Theorie der Setzung von Tonschichten, Wien, 1936.

ТАБЛИЦА 33.

Значения Q и N для вычисления осадок грунта как функции времени.¹

$Q = \frac{s_t}{s}$	Величины N			$Q = \frac{s_t}{s}$	Величины N		
	случай 0	случай 1	случай 2		случай 0	случай 1	случай 2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,03	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,40	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,07	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,24	1,00	∞	∞	∞

Если уплотняющее давление в слое грунта будет распределяться по трапециoidalному закону (случай, часто встречающийся на практике), то значения Q и N могут быть определены по интерполяции табличных данных для случаев 0 и 1 или 0 и 2. Обозначим отношение уплотняющих давлений при $z=0$ и $z=h_0$ через v .

Тогда значения N для трапециoidalного распределения уплотняющих давлений определяются выражениями:

для случая 0—1:

$$N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0)I; \quad (118)$$

для случая 0—2:

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2)I'. \quad (119)$$

Величина интерполяционных коэффициентов будет определяться уравнениями:

для случая 0—1:

$$I = \frac{\lg \frac{\pi(1+v)}{2(\pi-2)v+4}}{\lg \frac{\pi}{4}}; \quad (120)$$

для случая 0—2:

$$I' = \frac{\lg \frac{\pi(1+v)}{2(\pi-2)v+4}}{\lg \frac{2(\pi-2)}{\pi}}. \quad (120')$$

Для облегчения вычислений может служить таблица 34 значений интерполяционных коэффициентов. Приведенные зависимости дают возможность без длительных вычислений определить осадку слоя сжимаемого грунта как функцию времени.

¹ Proceedings Am. Soc. of Civ. Eng., May, 1933.

ТАБЛИЦА 34.
Значения I и I' .

Случай 0-1	$v = 0,0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	$I = 1,00$	0,84	0,69	0,56	0,46	0,36	0,27	0,19	0,12	0,06	0,00
Случай 0-2	$v = 1,0$	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0
	$I' = 1,00$	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,42	0,39	0,34	0,30
	$v = 8,0$	9,0	10,0	12,0	15,0	20,0					
	$I' = 0,27$	0,25	0,23	0,20	0,17	0,13					

Согласно формуле (109) имеем:

$$N = \frac{\pi^2 c t}{4 h_0^2},$$

откуда

$$t = \frac{4 h_0^2}{\pi^2 c} N. \quad (121)$$

Пользуясь формулой (121) и приведенными табличными данными для N , находим время, необходимое для уплотнения грунта до любого процента от полного уплотнения или полной осадки, определяемой формулой (100') или (102).

Пример. Определим осадки слоя глинистого грунта мощностью 8 м, лежащего на водонепроницаемом скальном грунте, если он подвержен уплотняющему давлению, изменяющемуся по закону трапеции от $p = 2,4 \text{ кг/см}^2$ у поверхности до $p = 1,6 \text{ кг/см}^2$ при $z = 8 \text{ м}$. Пусть среднее значение коэффициента пористости слоя грунта равно: начальное $\varepsilon_1 = 0,88$ и конечное, при увеличении давления на $\frac{2,4+1,6}{2} = 2 \text{ кг/см}^2$, $\varepsilon_2 = 0,83$; кроме того, коэффициент фильтрации $k = 0,6 \cdot 10^{-8} \text{ см/сек}$.

Полную или стабилизированную осадку определяем по формуле (100):

$$s = h \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} = 800 \frac{0,88 - 0,83}{1,88} \approx 21,3 \text{ см}.$$

Для вычисления времени t , соответствующего любой части полного уплотнения грунта, определяем коэффициенты, входящие в формулу (121):

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p} = \frac{0,88 - 0,83}{2} = 0,025 \text{ см}^2/\text{кг};$$

$$k = 0,6 \cdot 10^{-8} \text{ см/сек} = 0,6 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7 \text{ см/год} = 0,18 \text{ см/год};$$

$$c = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1) \Delta_0} = \frac{0,18}{0,025 \cdot 1,88 \cdot 0,001} = 3825 \text{ см}^2/\text{год};$$

$$h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon_1} = \frac{800}{1,88} = 426 \text{ см}.$$

Подставляя найденные значения в формулу (121) будем иметь:

$$t = \frac{4 h_0^2}{\pi^2 c} N = \frac{181476}{2,5 \cdot 3825} N \approx 19N.$$

При помощи найденной зависимости и данных таблиц 33 и 34 определяем время, соответствующее любой части от времени полной

осадки. Отношение давления при $z=0$ к давлению при $z=h$ для данного случая равно:

$$v = \frac{2,4}{1,6} = 1,5,$$

чему соответствует по таблице 34 для случая 0—2 коэффициент интерполяции $I' = 0,83$. Определим, например, время, необходимое для достижения 0,25; 0,50; 0,75 и 0,85 полной осадки.

При $Q = \frac{s}{s} = 0,25$, что соответствует осадке

$$s_{0,25} = s \cdot Q = 21,3 \cdot 0,25 = 5,3 \text{ см}$$

по таблице находим:

$$N_2 = 0,03, \quad N_0 = 0,12.$$

По формуле (119) имеем:

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2) I' = 0,03 + (0,12 - 0,03) \cdot 0,83 = 0,105,$$

откуда

$$t_{0,25} = 19 \cdot N_{0-2} = 19 \cdot 0,105 = 2,0 \text{ года.}$$

Точно так же находим:

При $Q = 0,5$,

$$s_{0,5} = 21,3 \cdot 0,5 = 10,7 \text{ см;}$$

$$N_{0-2} = 0,24 +$$

Фиг. 119. Кривая затухания осадок глинистого грунта во времени (к численному примеру).

$$+ (0,49 - 0,24) \cdot 0,83 = 0,448,$$

откуда

$$t = 19 \cdot N_{0-2} = 19 \cdot 0,448 = 8,5 \text{ года.}$$

При $Q = 0,75$, $s_{0,75} = 16,0 \text{ см}$, $t = 21,5 \text{ года}$.

При $Q = 0,85$, $s_{0,85} = 18,1 \text{ см}$, $t = 31,0 \text{ года}$.

Кривая осадок грунта как функция времени, построенная по приведенным данным, изображена на фиг. 119.

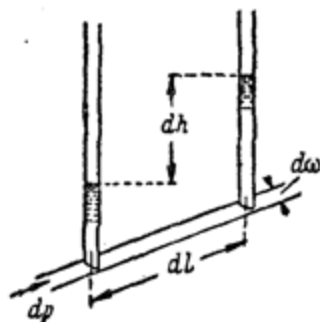
Отметим, что сравнение теоретических кривых затухания осадок во времени с кривыми, полученными чисто экспериментальным путем, показывает, что совпадение кривых наблюдается лишь до степени уплотнения $Q = 0,85—0,90$, чему экспериментально и будет соответствовать время почти полного затухания осадок.

4. Дальнейшее развитие теории гидродинамических напряжений.

Теория гидродинамических напряжений, начала которой положены решениями рассмотренной выше линейной задачи выравнивания напряжений в скелете грунта при сплошной нагрузке (дифференциальное уравнение гидродинамических напряжений Терцаги—Герсеванова), в даль-

нейшем получает развитие, главным образом, в работах советских ученых (Н. М. Герсевича, В. А. Флорина и других).¹ В настоящее время даны общие уравнения гидродинамических напряжений для случая плоской и пространственной задачи и получены решения их для некоторых частных случаев. Кроме того, разработана теория расчета деформаций не только уплотнения, но и набухания грунтов, как при разгрузке слоя грунта, так и при изменении гидрологического режима грунтов, а также получено решение для деформаций уплотнения и набухания в случае возрастания нагрузки по закону прямой и любой ломаной.²

Деформации грунтов при набухании. Набухание грунтовой массы может происходить от двух причин: во-первых, от разгрузки грунтового скелета при снятии части нагрузки, уплотнявшей грунт, и, во-вторых, при изменении режима воды в порах грунта, когда напорное давление воды действует в направлении, противоположном силе тяжести. В первом случае, после выравнивания не установившегося процесса набухания, движение воды прекращается. Во втором случае устанавливается равномерное фильтрационное движение воды, причем возникают так называемые гидродинамические давления. Гидродинамическое давление фильтрующейся воды при установившемся стационарном движении является следствием того сопротивления, которое оказывает грунт движению в нем воды. Если в грунте выделить элемент фильтрационного потока длиной dl и площадью поперечного сечения $d\omega$ (фиг. 120), то давление в нем воды будет равно:



Фиг. 120. Схема элемента фильтрационного потока.

$$dW = \Delta_0 dh d\omega,$$

где dh — разность пьезометрических уровней для крайних сечений элемента и

Δ_0 — объемный вес воды.

Гидродинамическое давление фильтрующейся воды, которое обозначим через D , можно рассматривать, как объемную силу, т. е. для его определения следует величину dW разделить на объем рассматриваемого элемента:

$$D = \frac{dW}{d\omega dl} = \Delta_0 \frac{dh d\omega}{d\omega dl};$$

¹ Н. М. Герсевич, Основы динамики грунтовой массы, Госстройиздат, 1933.

В. А. Флорин, К вопросу о гидродинамических напряжениях в грунтовой массе, ГОНТИ, 1938.

² С. А. Роза, Разбухание слоя глинистого грунта, Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, 1937.

В. Черноградский, Расчет осадок гидротехнических сооружений с учетом плана работ, Гидротехническое строительство, № 2, 1937.

К. Terzaghi и О. К. Fröhlich, Theorie der Setzung von Tonschichten, 1936.

здесь dh/dl — отношение потери напора к длине пути фильтрации, т. е. гидравлический уклон I .

Таким образом, после сокращения на $d\omega$ и замены $dh/dl = I$, получим:

$$D = \Delta_0 I, \quad (122)$$

т. е. гидродинамическое давление равно произведению объемного веса воды на гидравлический уклон.

Составим уравнение равновесия для элемента грунтовой массы (объем которого для простоты примем равным единице) при установившемся движении воды, параллельно оси z , например, при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки. Силами, действующими на скелет грунта, будут: собственный вес грунта, облегченный весом вытесненного им объема воды, т. е. $\gamma_0 = \frac{\Delta - \Delta_0}{1 + \epsilon}$; давление в грунтовой скелете, для рассматриваемого элемента равное dp/dz , и гидродинамическое давление фильтрующейся воды D . Приняв положительное направление вертикальной оси снизу вверх и проектируя все силы, действующие на рассматриваемый элемент, на вертикальную ось, получим:

$$D - \frac{dp}{dz} - \frac{\Delta - \Delta_0}{1 + \epsilon} = 0. \quad (a)$$

По закону Терцаги имеем:

$$d\epsilon = -a dp; \quad (b)$$

откуда

$$dp = -\frac{d\epsilon}{a}. \quad (c)$$

Подставляя величину dp из уравнения (c) и величину D из уравнения (122) в уравнение (a), получим:

$$\Delta_0 I + \frac{1}{a} \cdot \frac{d\epsilon}{dz} - \frac{\Delta - \Delta_0}{1 + \epsilon} = 0, \quad (d)$$

откуда

$$\frac{d\epsilon}{dz} = a \left(\frac{\Delta - \Delta_0}{1 + \epsilon} - \Delta_0 I \right); \quad (e)$$

или, подставляя $\gamma_0 = \frac{\Delta - \Delta_0}{1 + \epsilon}$, получим:

$$\frac{d\epsilon}{dz} = a (\gamma_0 - \Delta_0 I). \quad (123)$$

Уравнение (123)¹ дает возможность проанализировать действие на слой грунта установившегося фильтрационного потока воды. Если

$$\Delta_0 I = \gamma_0, \quad (f)$$

то вес всего грунтового слоя поддерживается потоком фильтрующейся воды, и грунт, теряя полностью свой вес, деформируется или выпирается. При этом, по уравнению (123), $\frac{d\epsilon}{dz} = 0$, т. е. коэффициент пори-

¹ Уравнение (123) впервые получено Н. М. Герсевановым при рассмотрении общих условий равновесия грунтовой массы при установившемся движении воды (Основы динамики грунтовой массы, Госстройиздат, 1933).

стости не меняется с глубиной. Гидравлический уклон (градиент), соответствующий уравнению (f), называется критическим градиентом. Если

$$\Delta_0 f > \gamma_0, \quad (g)$$

то $dz/dz < 0$, т. е. с увеличением глубины коэффициент пористости грунта увеличивается, и грунт как бы размокает со стороны напора. Свойства грунта при этом значительно ухудшаются, так как с увеличением влажности понижается его общее сопротивление сдвигу. Наконец, если

$$\Delta_0 f < \gamma_0, \quad (h)$$

то $dz/dz > 0$, т. е. давление грунтового скелета частично воспринимается потоком движущейся воды и коэффициент пористости (а следовательно и влажность грунта) уменьшается с глубиной. Таким образом, при движении воды сквозь толщу грунта, будет наблюдаться увеличение влажности со стороны наибольшего напора, постепенно уменьшающееся по направлению движения воды. При увеличении же влажности грунта объем его увеличивается, т. е. грунт набухает. Набухание грунта может составить существенную часть его полной деформации, поэтому весьма важно уметь определять как стабилизовавшуюся деформацию грунта при набухании, так и протекание процесса набухания грунта при неустановившемся фильтрационном потоке.

Набухание слоя грунта при разгрузке. Если насыщенный водой грунт был уплотнен некоторой нагрузкой, то при снятии части нагрузки произойдет его набухание. При этом деформации набухания определяются прежними уравнениями для расчета осадок грунта при уплотнении, путем замены коэффициента сжимаемости (уплотнения) a коэффициентом набухания a_n , определяемым по ветви набухания компрессионной кривой. Так, для случая сжатия слоя грунта толщиной $2h$, находящегося между двумя водопроницаемыми песчаными прослойками, при уменьшении интенсивности сплошной равномерно распределенной нагрузки на величину p_1 , для определения полного стабилизовавшегося набухания, принимая во внимание его знак, противоположный осадке, будем иметь уравнение:

$$s_n = -2h \frac{a_n p_1}{1 + \epsilon_1}. \quad (124)$$

Величина набухания для любого промежутка времени t , если пренебречь ничтожной потерей напора в слое песка, будет равна:

$$s_{nt} = s_n Q_{0n}, \quad (125)$$

где Q_{0n} — степень набухания, определяемая уравнением:

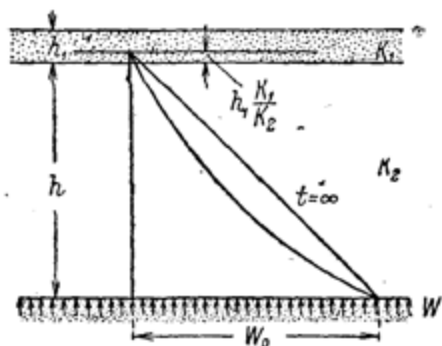
$$Q_{0n} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N_0} + \frac{1}{9} e^{-9N_0} + \frac{1}{25} e^{-25N_0} + \dots \right),$$

т. е. получим:

$$s_{nt} = -2h \frac{a_n p_1}{1 + \epsilon_1} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N_0} + \frac{1}{9} e^{-9N_0} + \dots \right) \right], \quad (126)$$

где попрежнему: $N_0 = \frac{c\pi^2}{4h_0^2}t$ и $c = \frac{k_1}{a_n(1+\varepsilon_1')\Delta_0}$, причем все коэффициенты (k_1 , ε_1' и т. д.) отнесены к ветви набухания компрессионной кривой.

Набухание слоя грунта при изменении напорного режима водоносного горизонта. Если водоносный горизонт с постоянным гидростатическим давлением W_0 находится под слоем глины толщиной h , то процесс набухания слоя глины под действием гидростатического давления в водоносном горизонте может быть представлен кривой, изображенной на фиг. 121. Эюра распределения давлений в скелете грунта по окончании процесса набухания, как показывает анализ основного дифференциального уравнения гидродинамических напряжений, рассмотренный для данного случая С. А. Роза,¹ будет изображаться треугольником с основанием W_0 у водоносного горизонта и нулем у свободной поверхности (на фиг. 121 учтено и сопротивление фильтрации слоя песка путем приведения его к толщине эквивалентной по фильтрации с глиной).



Фиг. 121. Эюра набухания грунта при изменении напорного режима водоносного горизонта.

Величина полного набухания в рассматриваемом случае будет равна:

$$s_n = -\frac{1}{2}h \frac{a_n W_0}{1+\varepsilon_1'}, \quad (127)$$

и набухание для любого промежутка времени под действием неустановившегося восходящего движения фильтрационного потока, пренебрегая потерей напора в песке, будет равно:

$$s_{nt} = -\frac{1}{2}h \frac{a_n W_0}{1+\varepsilon_1'} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N'} + \frac{1}{9}e^{-9N'} + \dots \right) \right]; \quad (128)$$

здесь:

$$N' = \frac{\pi^2 c}{h_0^2} t. \quad (129)$$

Сравнивая величину N' с величиной N_0 для случая равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине или набухания при разгрузке слоя грунта, заключенного между двумя водопроницаемыми прослойками, видим, что:

$$N' = 4N_0$$

т. е. набухание под действием одностороннего гидростатического напора пойдет значительно быстрее, чем осадка того же слоя грунта.

Отметим, что, на основании исследования Роза,¹ для промежутков времени, не превосходящих величины

$$t' \leq \frac{h_0^2}{6 \cdot c}, \quad (130)$$

¹ С. А. Роза, Разбухание слоя глинистого грунта, Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, 1937.

расчет набухания может быть произведен по формулам для бесконечно толстого слоя грунта, что значительно упрощает расчеты и дает достаточно точные результаты.

Величина набухания в этом случае определяется уравнением:

$$s_{nt} = -1,13 W_0 \sqrt{\frac{k a_n}{(1 + \epsilon_1') \Delta_0}} t, \quad (131)$$

где обозначения те же, что и в предыдущих формулах. Для промежутков времени $t > t'$ величина набухания вычисляется по формулам (127)—(129) с помощью таблиц 32 или 33.

Пример. Определим набухание слоя глинистого грунта толщиной 3,5 м, подвергающегося действию снизу вверх напорных вод с гидростатическим давлением $W_0 = 1 \text{ кг/см}^2$. Дано: коэффициент пористости $\epsilon_1' = 0,75$, коэффициент набухания $a_n = 0,005 \text{ см}^2/\text{кг}$, коэффициент фильтрации $k = 0,3 \text{ см/год}$. Величину полного набухания определим по формуле (127):

$$s_n = -\frac{1}{2} h \frac{a_n W_0}{1 + \epsilon_1'} = -\frac{1}{2} 350 \cdot \frac{0,005 \cdot 1}{1 + 0,75} = -0,5 \text{ см.}$$

Для вычисления набухания во времени воспользуемся формулой для бесконечно толстого слоя (131); она будет применима при соблюдении условия (130):

$$c = \frac{k}{a_n (1 + \epsilon_1') \Delta_0} = \frac{0,3}{0,005 \cdot 1,75 \cdot 0,001} = 34200 \text{ см}^2/\text{год},$$

$$h_0 = \frac{h}{1 + \epsilon_1'} = \frac{350}{1 + 0,75} = 200 \text{ см.}$$

Тогда условие (130) может быть представлено в виде:

$$t' \leq \frac{h_0^2}{6 \cdot c} \leq \frac{200^2}{6 \cdot 34200} \leq 0,19 \text{ года.}$$

Следовательно, для времени $t \leq 0,19$ года можно величину набухания вычислять по формуле для бесконечно толстого слоя (131).

Для того чтобы знать, какую долю время t' составляет от времени, например, соответствующего 90% полного набухания, определим величину N' :

$$N' = \frac{\pi^2 c}{h_0^2} t = \frac{9,87 \cdot 34200}{200^2} t = 8,4t.$$

По таблице 33 — 90% полной деформации для случая 0, математически совпадающего с рассматриваемым случаем набухания слоя грунта под действием неустановившегося фильтрационного потока, будет соответствовать $N_0 = 2,09$. Тогда

$$t_{0,9} = \frac{N_0}{8,4} = \frac{2,09}{8,4} = 0,25 \text{ года,}$$

т. е. в рассматриваемом примере для большей части времени набухания можно вести расчет по формулам для бесконечного слоя. Итак, по формуле (131) получим:

$$s_{nt} = -1,13 W_0 \sqrt{\frac{k a_n}{(1 + \epsilon_1') \Delta_0}} t = -1,13 \cdot 1 \sqrt{\frac{0,3 \cdot 0,005}{1,75 \cdot 0,001}},$$

$$s_{nt} = -1,046 \sqrt{t}.$$

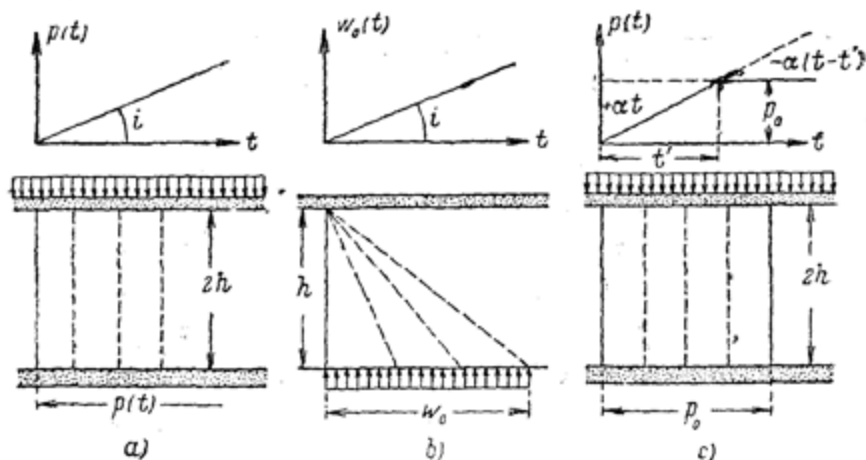
Для $t = 0,05$ года $s_{nt} = -1,046 \sqrt{0,05} = -0,23$ см,

для $t = 0,1$ года $s_{nt} = -1,046 \sqrt{0,1} = -0,33$ см

и для $t = 0,15$ года $s_{nt} = -1,041 \sqrt{0,15} = -0,40$ см.

Для больших промежутков времени величину s_{nt} необходимо рассчитывать по формуле (128).

Уплотнение и набухание грунтов при переменной нагрузке. Во всех предыдущих формулах, относящихся к уплотнению и набуханию



Фиг. 122. Эпюры уплотняющих давлений при возрастании нагрузки по закону прямой.

грунтов, предполагалось, что нагрузка полностью прилагается в некоторый весьма небольшой промежуток времени. На практике же нагрузка на слой грунта весьма часто возрастает постепенно в определенное время, например за период постройки. Поэтому весьма важно уметь определять осадки и набухания грунтов, происходящие в процессе нагрузки и разгрузки грунта. Задача эта является частным решением общего дифференциального уравнения гидродинамических напряжений (107). Для случая линейной задачи, при возрастании нагрузки в зависимости от времени по закону прямой, определяемой уравнением $p = \alpha t$, решение получено Роза, Черноградским, Флориным, Терцаги и Фрелихом, исходя из известной аналогии между дифференциальным уравнением гидродинамических напряжений и дифференциальным уравнением нестационарного теплового потока, уже решенным для ряда случаев в теории теплопередачи.

При постепенном возрастании нагрузки можно различать несколько случаев уплотнения и набухания слоя грунта.

Случай а). При двустороннем уплотнении или разбухании слоя грунта, заключенного между водопроницаемыми прослойками (фиг. 122, а), и при возрастании или убывании нагрузки по линейному за-

кону $p(t) = \alpha t$, в предположении равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине, деформация во времени определяется уравнением:¹

$$s_t = \frac{2\alpha ah^3}{c} \left[\frac{ct}{h_0^2} - \frac{1}{3} + \frac{32}{\pi^4} \left(e^{-N} + \frac{1}{81} e^{-9N} + \frac{1}{625} e^{-25N} + \dots \right) \right]. \quad (132)$$

Здесь α — угловой коэффициент прямой непрерывного повышения или убывания нагрузки и $N = \frac{\pi^2 c}{4h_0^2} t$, остальные обозначения — прежние. В практических приложениях, при вычислении s_t по формуле (132) можно ограничиться первым членом ряда, стоящего в круглых скобках. Для промежутков времени, не превосходящих приблизительно величины $t' \leq \frac{h_0^2}{6 \cdot c}$, можно для вычисления s_t пользоваться более простой формулой, относящейся к случаю уплотнения или набухания слоя грунта бесконечно большой толщины при линейном возрастании или убывании нагрузки.² В этом случае, т. е. при $h = \infty$, деформация грунта будет определяться уравнением:

$$s_t' = \frac{4}{3} \alpha \sqrt{\frac{ak}{\Delta_0 \pi (1 + \varepsilon_1)}} t^{3/2}. \quad (133)$$

Случай б) будет соответствовать разбуханию слоя глинистого грунта при изменении давления в водоносном горизонте, расположенном под слоем глины (фиг. 122, б), по линейному закону $W_0 = \alpha t$. В этом случае набухание грунта для любого момента времени t по решению, рассмотренному Роза, будет определяться уравнением:

$$s_t = \frac{\alpha a h_0^3}{c} \left[\frac{ct}{2h_0^2} - \frac{1}{24} + \frac{4}{\pi^4} \left(e^{-N} + \frac{1}{81} e^{-9N} + \dots \right) \right]. \quad (134)$$

Здесь:

$$N = \frac{\pi^2 c}{h_0^2} t.$$

Случай с), имеющий большое практическое значение, можно рассматривать как суммарное действие возрастающей от 0 до времени t и убывающей от времени t' до t нагрузки, меняющейся по закону прямой с одним и тем же угловым коэффициентом α (фиг. 122, с). Для любого момента времени t меньшего t' осадка слоя грунта при двустороннем уплотнении или набухании определится по уравнению (132). Ограничиваясь первым членом ряда и полагая

$$\frac{\pi^2 c}{4h_0^2} = M, \quad (135)$$

будем иметь при $t \leq t'$:

$$s_t = \frac{2\alpha ah_0^3}{c} \left[\frac{ct}{h_0^2} - \frac{1}{3} + \frac{1}{3} e^{-Mt} \right]. \quad (136)$$

При $t \geq t'$ следует к интенсивности нагрузки, меняющейся по закону $+\alpha t$, прибавить действие такой же нагрузки, но меняющейся

¹ См. вторую сноску на стр. 221.

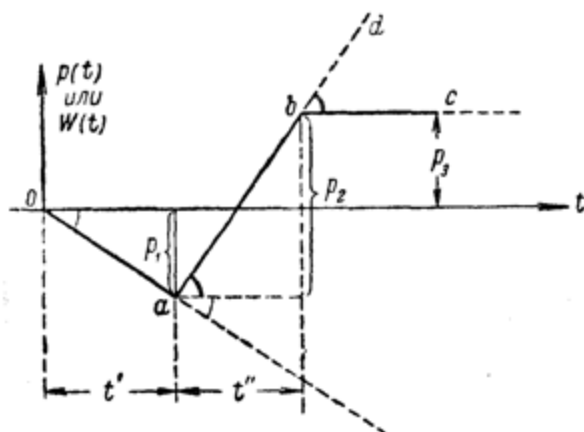
² В. А. Флорин, К вопросу о гидродинамических напряжениях в грунтовой массе, ГОНТИ, 1938.

по закону $-\alpha(t-t')$. Тогда, после некоторых преобразований, получим:

$$s_t' = \frac{2\alpha ah_0^3}{c} \left\{ \frac{ct'}{h_0^2} + \frac{1}{3} \left[e^{-Mt} - e^{-M(t-t')} \right] \right\}. \quad (137)$$

Уравнения (135)–(137) можно несколько уточнить, если при их составлении взять большее число членов ряда, однако и приведенные выражения с достаточной точностью будут определять осадку или набухание грунта для рассмотренного случая.

Более общим случаем является случай, когда возрастание и убывание нагрузки или изменение напорного режима водоносного горизонта будут происходить по закону ломаной линии (фиг. 123).



Фиг. 123. Изменение внешней нагрузки по закону ломаной.

ных значениях $(t-t')$. Определение осадок при изменении нагрузки по любой ломаной кривой производится по вышеприведенным формулам путем суммирования в указанных пределах при разном значении параметра α .

Так, например, согласно фиг. 123, для первого участка, соответствующего разгрузке грунта (рытье котлована, действие напорной воды и пр.), угловой коэффициент прямой непрерывного изменения нагрузки равен:

$$\alpha_1 = -\frac{p_1}{t'},$$

для второго участка

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \frac{p_2}{t''}$$

и для третьего участка равен тангенсу угла наклона прямой ab (фиг. 123), т. е. p_2/t'' , но только со знаком минус, что необходимо принять для получения заданного графика нагрузки, т. е. $\alpha_3 = -p_2/t''$. Если время t (текущая координата) будет в первом участке, то s_t определяется при α_1 ; если же — во втором участке, то как сумма двух слагаемых при α_1 и α_2 , и, наконец, если в третьем участке, то как сумма трех слагаемых при α_1 , α_2 и α_3 .

В этом случае изменение нагрузки или напорного режима водоносного горизонта можно представить в виде:

$$p(t) \text{ или } W_0(t) = \alpha_1 t + \alpha_2 (t-t') + \alpha_3 (t-t'-t'') + \dots,$$

где α_1 , α_2 , α_3 — угловые коэффициенты отрезков прямых, взятые со знаком $(+)$ при возрастании внешнего давления и $(-)$ при убывании.

Приведенное равенство будет справедливо лишь при положительных

Пример. Определим осадки слоя грунта, заключенного между двумя водопроницаемыми прослойками и подверженного действию сплошной равномерно распределенной нагрузки, изменяющейся в течение первого года по закону прямой от нуля до 2 кг/см^2 и далее остающейся постоянной. Дано: мощность слоя грунта $2h = 700 \text{ см}$; коэффициент пористости $\varepsilon_1 = 0,75$; коэффициент сжимаемости $a = 0,02 \text{ см}^2/\text{кг}$; коэффициент фильтрации $k = 0,35 \text{ см/год}$. Требуется построить кривую затухания осадок во времени.

До времени $t < 1$ года расчет ведем по формуле (136), а при $t > 1$ года по формуле (137). Вычислим вспомогательные величины:

$$\alpha = \frac{p}{t} = 2 \text{ кг/см}^2\text{год}; \quad h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon_1} = \frac{350}{1 + 0,75} = 200 \text{ см}$$

$$c = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1)\Delta_0} = \frac{0,35}{0,02 \cdot 1,75 \cdot 0,001} = 10000 \text{ см}^2/\text{год}.$$

$$M = \frac{\pi^2 c}{4h_0^2} = \frac{10 \cdot 10000}{4 \cdot 200^2} = 0,625.$$

Определим осадки в различные промежутки времени, например при $t = 0,4$ года, 1 год, 2 года, 5 лет. При $t = 0,4$ по формуле (136) имеем:

$$s_{0,4} = \frac{2\alpha ah_0^3}{c} \left(\frac{ct}{h_0^2} - \frac{1}{3} + \frac{1}{3} e^{-Mt} \right) = \frac{2 \cdot 2 \cdot 0,02 \cdot 200^3}{10000} \left(\frac{10000 \cdot 0,4}{200^2} - \frac{1}{3} + \frac{1}{3} e^{-0,625 \cdot 0,4} \right) = 1,7 \text{ см}.$$

Здесь значения e^{-Mt} определены по таблице 32 в зависимости от величины $-Mt$.

При $t = 1$ год:

$$s_1 = \frac{2 \cdot 2 \cdot 0,02 \cdot 200^3}{10000} \left(\frac{10000 \cdot 1}{200^2} - \frac{1}{3} + \frac{1}{3} e^{-0,625 \cdot 1} \right) = 6,1 \text{ см}.$$

Для промежутков времени $t = 2$ года и $t = 5$ лет расчет ведем по формуле (137). Имеем:

$$s_2 = \frac{2 \cdot 2 \cdot 0,02 \cdot 200^3}{10000} \left[\frac{10000 \cdot 1}{200^2} + \frac{1}{3} \left(e^{-0,625 \cdot 2} - e^{-0,625(2-1)} \right) \right] = 10,7 \text{ см}$$

и

$$s_5 = 64 \left[0,25 + \frac{1}{3} \left(e^{-0,625 \cdot 5} - e^{-0,625 \cdot 4} \right) \right] = 15,2 \text{ см}.$$

Полная стабилизированная осадка определится по формуле (100'):

$$s_{\infty} = 2h \frac{ap}{1 + \varepsilon_1} = 700 \cdot \frac{0,02 \cdot 2}{1 + 0,75} = 16,0 \text{ см}.$$

По полученным данным построена кривая затухания осадок во времени, показанная на фиг. 124.

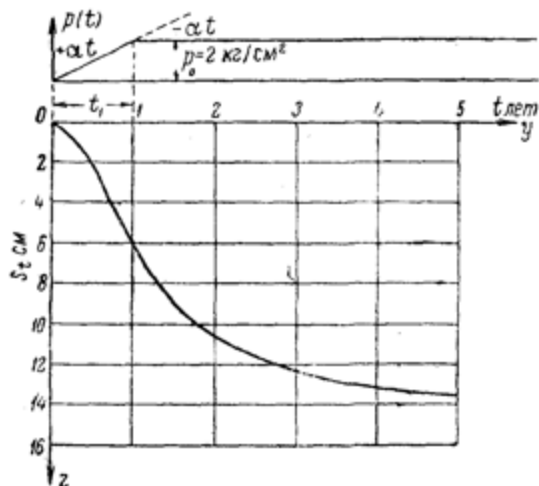
Дифференциальные уравнения плоской задачи. Отнесем плоскость перемещений грунтовой массы (воды и скелета) к системе координат $zoу$, причем ось z будем предполагать направленной вертикально вниз,

а ось y — горизонтальной. Если по направлению оси x напряжения и деформации будут постоянны или равны нулю, то будут иметь место условия плоской задачи. Движение грунтовой воды и грунтового скелета в плоскости $zoу$ могут происходить по любому направлению и для определения скорости движения частиц в любой точке плоскости необходимо знать величину напора H , коэффициент пористости ε_1 (пропорциональный влажности), коэффициент сжимаемости a , коэффициент фильтрации k и напряжения в скелете грунта σ_x , σ_y и τ .

Впервые математическая формулировка основных уравнений плоской задачи для грунтовой массы дана Н. М. Герсевановым, который получил

решения и некоторых частных случаев: распределение напряжений в грунтовой массе при действии на поверхность грунта мгновенной полоскообразной и неограниченно простирающейся в одну сторону нагрузки, условия разжижения грунтовой массы и пр.¹

Полная формулировка дифференциальных уравнений плоской задачи со значительным их упрощением и добавлением недостающего уравнения совместности дана В. А. Флориным.² Дифференциальные уравнения плоской задачи теории грунтовой массы могут быть представлены в виде:



Фиг. 124. Пример затухания осадок грунта во времени при возрастании нагрузки в начальный период (от 0 до t_1) по закону прямой.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial z} + \Delta_0 \frac{\partial H}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial \tau}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial y} + \Delta_0 \frac{\partial H}{\partial z} &= 0, \\ \nabla^2 (\sigma_y + \sigma_z) &= -\Delta_0 (1 + \xi_0) \nabla^2 H, \\ \frac{\partial}{\partial t} (\sigma_y + \sigma_z) &= -\frac{k(1 + \xi_0)(1 + \varepsilon_1)}{a} \nabla^2 H, \end{aligned} \right\} \quad (138)$$

где ξ_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, ∇^2 — так называемый дифференциальный оператор Лапласа.

Результаты решения некоторых частных случаев плоской задачи, имеющие наибольшие приложения на практике, будут рассмотрены

¹ Н. М. Герсеванов, Основы динамики грунтовой массы, Госстройиздат, 1933.

² В. А. Флорин, К вопросу о гидродинамических напряжениях в грунтовой массе, ГОНТИ, 1938.

в следующем параграфе. Здесь же отметим, что дифференциальные уравнения пространственной задачи теории грунтовой массы в настоящее время также установлены (в работе В. А. Флорина) и представляют систему девяти дифференциальных уравнений второго порядка в частных производных. Применение этих уравнений для практических расчетов еще не разработано.

5. Действие динамических нагрузок.

Основными видами динамических нагрузок будут мгновенные нагрузки и нагрузки периодически действующие, прилагаемые в весьма малые промежутки времени. К первому виду нагрузок будет также принадлежать начальный момент действия всякой нагрузки, а ко второму — ударные нагрузки и вибрации, вызываемые, например, работой неуравновешенных машин, сейсмическими явлениями и пр.

Мгновенная нагрузка. Этот вид нагрузок особенно существенное значение имеет для насыщенных водой грунтов, где давления на воду от внешней нагрузки передаются мгновенно. В первый момент действия нагрузки, как было рассмотрено выше, последняя в грунтовой массе полностью передается на воду, создавая в ней поле напоров, причем условия устойчивости грунтовой массы могут оказаться значительно худшими, чем в последующую стадию, когда часть нагрузки передается и на скелет грунта. В случае линейной задачи, например при сплошной равномерно распределенной нагрузке слоя грунта, напор в грунтовой воде в начальный момент приложения нагрузки равнялся:

$$H = \frac{p}{\Delta_0},$$

или, принимая во внимание, что сжимающее напряжение в скелете грунта на любой глубине $\sigma_z = p$, получим:

$$H = \frac{\sigma_z}{\Delta_0}. \quad (a)$$

В случае плоской и пространственной задачи, по общему решению, полученному Флориным, напорная функция для начального момента приложения нагрузки или при действии мгновенных нагрузок будет: в случае плоской задачи:

$$H = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2\Delta_0}, \quad (b)$$

и в случае пространственной задачи:

$$H = \frac{\sigma_z + \sigma_y + \sigma_x}{2\Delta_0(1 + \mu)}, \quad (c)$$

где σ_z , σ_y , σ_x — составляющие напряжений в скелете грунта для статического состояния грунта (см. главу III), т. е., когда нагрузка полностью передается на скелет грунта,

Δ_0 и μ — как и прежде — объемный вес воды и коэффициент Пуассона.

Вопрос о распределении напряжений в скелете грунта при мгновенных нагрузках впервые был поставлен Герсевановым, который и получил решения для отдельных случаев плоской и пространственной задачи. Распределение напоров и давлений в грунтовой массе при мгновенных нагрузках было подробно математически исследовано Мачерет¹ на основе развития положений Герсеванова. Очень простое общее решение плоской и пространственной задачи получено Флориным.²

По Флорину, напряжения в скелете грунта при мгновенной нагрузке для общего случая плоской задачи определяются уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} p_x &= \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y), \\ p_y &= \frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x), \\ p_t &= \tau, \end{aligned} \right\} \quad (139)$$

где p_x и p_y — нормальные напряжения в скелете грунта при мгновенной нагрузке и

p_t — касательное напряжение.

Отметим, что напряжения σ_x , σ_y и τ , как соответствующие статическому состоянию грунта, определяются по обычным формулам теории линейно деформируемых тел (см. главу III), что делает вычисление p_x , p_y и τ особенно простым, тем более, что для определения σ_x , σ_y и τ существует достаточное число готовых таблиц. Принимая во внимание выражение (б) напорной функции для случая плоской задачи, можно представить уравнения (139) в виде:

$$\left. \begin{aligned} p_x &= \sigma_x - \Delta_0 H, \\ p_y &= \sigma_y - \Delta_0 H, \\ p_t &= \tau. \end{aligned} \right\} \quad (140)$$

Рассмотрение уравнений (140) приводит к весьма важному практическому выводу, а именно, что начальный момент приложения нагрузки весьма невыгоден с точки зрения устойчивости грунта, так как касательные напряжения в этом случае равны конечным своим значениям, нормальные же напряжения значительно меньше конечных. Таким образом, в начальный момент загрузки грунтовой массы сдвиги будут иметь полную свою величину, а сопротивление трению, в известных пределах пропорциональное нормальным напряжениям и сопротивляющееся сдвигению, будет составлять лишь некоторую долю от своего конечного значения. Из приведенных решений также вытекает, что в начальный момент приложения нагрузки грунтовую массу можно рассматривать как линейно деформируемую среду с коэффициентом Пуассона $\mu = 0,5$.

Отметим, что выражения (140) будут справедливы и для любого времени t при допущении, что коэффициент Пуассона $\mu = 0,5$; это

¹ Я. А. М а ч е р е т, Распределение мгновенных напоров и давлений в грунтовой массе, вызванных мгновенной нагрузкой, Сборник ВИОС, № 4, 1934.

² См. работу В. А. Ф л о р и н а, цитированную на стр. 230.

допущение без большой погрешности можно иногда принять для глинистых грунтов при определении в них напряжений. Однако в формулах (140) выражение напорной функции H в этом случае будет совершенно иным, чем в начальный момент приложения нагрузки. Таким образом, вопрос отыскания величины напряжений в скелете грунта, точно так же, как и вопрос определения деформаций грунтовой массы для любого промежутка времени, сводится, на основании уравнений (140), к нахождению напорной функции. Если вид напорной функции известен, то, по Флорину, осадка в любой момент времени s_t может быть получена путем решения следующего уравнения:

$$s_t = s_\infty \left[1 - \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{E_0 s_\infty} \Delta_0 \int_0^\infty H dz \right], \quad (141)$$

где s_∞ — окончательная стабилизированная осадка и

E_0 — модуль общей деформации грунта.

В заключение отметим, что, как показывает анализ, и в случае пространственной задачи в начальный момент приложения нагрузки касательные (сдвигающие) напряжения будут иметь полную величину, а нормальные напряжения в скелете грунта будут уменьшены на величину $\Delta_0 H$.

Периодически действующая нагрузка. При работе различного рода машин (копры, турбогенераторы, поршневые машины и пр.), вследствие неуравновешенности движущихся частей машин, могут возникать периодически действующие нагрузки, прилагаемые к грунту в весьма короткие промежутки времени. При определенных условиях, периодически действующая нагрузка может обуславливать разжижение грунта под фундаментами и вызывать общие деформации грунтов, часто во много раз превосходящие деформации при статической нагрузке.

Разжижение грунтов. Опытами установлено, что если мелкопесчаный грунт подвергать вибрациям, то при определенной частоте колебаний даже сухой песок может принимать текучее состояние, ничем не отличающееся от состояния тяжелой жидкости. Если на поверхность песка, заложенного в ящик, положить тяжелый груз и привести ящик в состояние сильных вынужденных колебаний, то груз начнет тонуть в песке и спустя некоторое время очутится на дне ящика. Если же на дне ящика находится предмет с меньшим объемом весом, чем песок, то при сильных вибрациях он всплывет на поверхность сухого песка. Связные грунты, подверженные вибрациям, также могут разжижаться, что особенно опасно для фундаментов с динамическими нагрузками. Наиболее часто разжижаются при вибрациях мелкопесчаные и пылевато-илистые грунты, пористость которых в естественных условиях обычно выше критической пористости по Казагранде (см. главу I).

Как показало исследование Герсегова, для того, чтобы не возникало разжижения грунта под фундаментами, фундаменты под машины должны быть запроектированы так, чтобы в грунте не было напряжений переменного знака, т. е. отсутствовали бы области с растягивающими напряжениями. Рассматривая напряжения под краем бесконечно широкого фундамента при действии сплошной равномерно распреде-

ленной нагрузки (собственного веса грунта), постоянной нагрузки p и мгновенной p_t , Герсеванов получил уравнения, определяющие условия, при которых не будут происходить разжижения грунта под фундаментами. Если не учитывать уплотнения грунта от действия постоянной нагрузки p , что идет в запас прочности, то условия Герсеванова, при соблюдении которых разжижение грунта не будет иметь места,¹ могут быть сведены к следующему простому уравнению:²

$$\gamma h (2\xi_0\pi + 1) - (p + p_t) \geq 0, \quad (142)$$

где γ — объемный вес грунта, который при насыщении грунта водой принимается с учетом взвешивающего действия воды, и

ξ_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Пример. Фундамент под турбогенератор заложен на глубине 2 м от поверхности на суглинке, насыщенном водой. Постоянная нагрузка на грунт $p = 0,7 \text{ кг/см}^2$ и периодически действующая (динамическая) $p_t = 0,4 \text{ кг/см}^2$. Объемный вес грунта (с учетом взвешивающего действия воды) равен $\gamma_0 = 0,001 \text{ кг/см}^3$ и коэффициент бокового распора $\xi_0 = 0,65$.

Подставляя приведенные данные в уравнение (142), получим:

$$0,001 \cdot 200 (2 \cdot 0,65 \cdot 3,14 + 1) - (0,7 + 0,4) = -0,08 < 0,$$

т. е. условие (142) не соблюдено. Чтобы выполнить условие (142), можно увеличить глубину заложения фундамента, или уменьшить давление на грунт, увеличив площадь подошвы фундамента. Если, например, увеличить глубину заложения фундамента до 2,5 м, то будем иметь:

$$0,001 \cdot 250 (2 \cdot 0,65 \cdot 3,14 + 1) - (0,7 + 0,4) = 0,17 > 0,$$

т. е. разжижение грунта под фундаментом не произойдет.

Осадки грунтов при динамической нагрузке могут в десятки раз превосходить осадки при статической нагрузке. Это явление объясняется, главным образом, изменениями пористости грунта при вибрациях, обусловленными сильным уменьшением внутреннего трения грунтов и их постепенным уплотнением. Если площадку, расположенную на поверхности грунта, нагружать некоторой периодически действующей с возрастающей частотой нагрузкой, причем нагрузка не будет превосходить предела выпирания грунта, то осадки нагруженной площади, согласно экспериментальным данным Гертвига,³ будут иметь вид, показанный на фиг. 125.

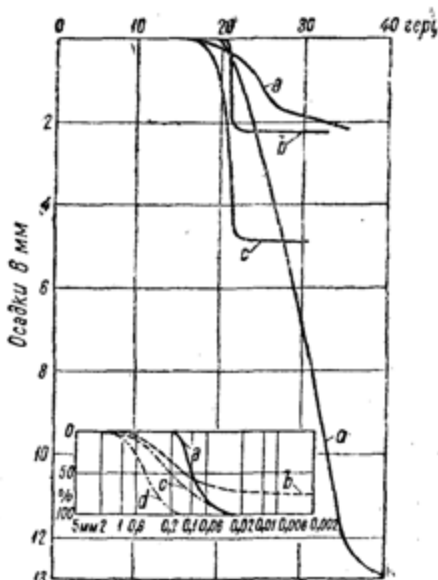
В опытах Гертвига периодически действующая нагрузка от вибромашины передавалась на жесткую плиту площадью 1 м^2 . Опыты были поставлены с грунтами, различными по гранулометрическому составу, кривые однородности которых приведены на диаграмме фиг. 125. Кривая осадки грунта a соответствует рыхлому третичному песку, залегающему на глубине 1,2 м от поверхности и имеющему объем

¹ Н. М. Герсеванов, Основы динамики грунтовой массы. Уравнения 268 и 269, ОНТИ, 1937.

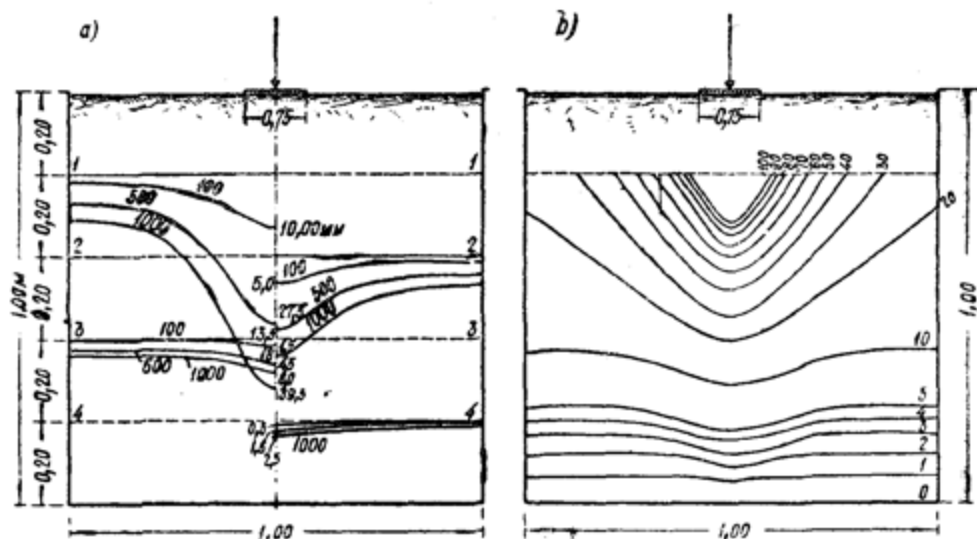
² П. И. Морозов, Расчет фундаментов под машины в целях устранения разжижения грунта, Строительная промышленность, № 6, 1938.

³ A. Hertwig, Baugrundforschung, V. D. I., May, 1933.

пор $n = 46,6\%$ при частоте свободных колебаний в рыхлом состоянии $\alpha = 29,5$ герц.¹ Кривая b соответствует сухой третичной глине, имеющей $\alpha = 26,6$ герц; кривая c — суглинистому песку, с объемом пор $n = 32,4\%$ и $\alpha = 23,3$ герц и, наконец, кривая d дает осадку однородного среднего песка с зернами округлой формы ($n = 40,7\%$ и $\alpha = 32,4$ герц). Согласно фиг. 125 сперва наблюдается медленное, почти линейное увеличение осадки. Во второй области частот осадка очень быстро увеличивается, в третьей же области опять уменьшается, и приращение осадок становится линейным. Вторая область частот является областью резонанса. В области максимальных амплитуд колебания (резонанса) происходит нарушение сил трения между зернами грунта, насыпь сперва разрыхляется, затем приобретает новое более плотное состояние. В третьей стадии пористость грунта становится минимальной, и грунт уплотняется. Для песчаных грунтов процесс осадки зависит лишь от нагрузки, а не от времени.



Фиг. 125. Осадки при динамической нагрузке (по Гертвигу).



Фиг. 126. Осадки при динамической нагрузке: a — осадки при 100, 500 и 1000 сотрясениях на различных глубинах; b — кривые одинаковых осадок в процентах от наибольшей измеренной осадки.

¹ Герц есть единица для измерения частоты, равная одному колебанию в секунду.

Весьма важным вопросом является величина деформаций при периодически действующей нагрузке в различных по глубине слоях грунта. На фиг. 126 приведены результаты лабораторных опытов с песчаным грунтом, произведенные Гертвигом¹. Опыты были поставлены с песчаным грунтом, засыпаемым в металлический бак диаметром 1 м и высотой 1 м. Колебания сообщались при посредстве шара весом 0,88 кг, опирающегося на круглую жесткую плитку диаметром 0,15 м. Измерения осадок на различных глубинах производились мессурами Цейса, путем специально сконструированной передачи. На фиг. 126, *a* изображены кривые осадок на различных глубинах в зависимости от числа оборотов машины (толчков), а на фиг. 126, *b* — кривые равных осадок в процентах по отношению к наибольшей измеренной осадке.

Из рассмотрения приведенных данных заключаем, что при большем числе оборотов величина осадки будет больше. Последнее можно объяснить тем, что при большем числе колебаний захватываются более глубокие слои грунта, уплотнение которых сказывается на величине осадок отдельных слоев.

В связных глинистых грунтах область распространения деформаций будет иной, чем в песчаных. Кроме того, как установлено непосредственными наблюдениями, передача усилий может совершаться на значительные расстояния.

Вопросы деформаций грунтов при действии мгновенной и периодически действующей динамической нагрузки имеют существенное значение для практики строительства. Колебания, вызываемые городским транспортом, колебания фундаментов неуравновешенных машин, удары при забивке свай, работа молотов в фабрично-заводских районах могут послужить причинами возникновения недопустимых деформаций грунта и возведенных на грунте сооружений.

¹ A. Hertwig, Die dynamische Bodenuntersuchung, Der Bauingenieur, H. 25—26, 1931.

МЕТОДЫ РАСЧЕТА ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ.

1. Современное положение вопроса.

Осадки фундаментов сооружений в высокой степени влияют на распределение усилий в конструктивных элементах сооружений, поэтому при возведении сооружений на сжимаемых грунтах необходим учет осадок фундаментов. Если же сооружение возводится без учета осадок, то это равносильно предположению о несжимаемости основания. Действительно, при этом получается, что конструкция всего сооружения, например железобетонного, рассматривается как упругая деформируемая система, а основание, состоящее, например, из насыщенных водой рыхлых грунтовых отложений, как несжимаемый массив, что явно не соответствует природе наблюдаемых явлений. Часто предполагают, что в этом случае ожидается равномерная осадка всего сооружения, не вызывающая дополнительных усилий в элементах сооружения, а потому и не учитываемая.

В естественных условиях равномерность осадки фундаментов сооружения почти никогда не наблюдается как вследствие различия в сжимаемости грунтовой толщи под отдельными фундаментами, так и вследствие разной величины площади подошвы фундаментов, а следовательно, и величины сжатой зоны грунта под ними. Неравномерные осадки фундаментов вызывают дополнительные напряжения в конструкциях сооружения, особенно в статически неопределимых системах конструкций. Поэтому правильный выбор конструкции сооружения и определение действительных запасов прочности его элементов возможен лишь на основе расчета осадок фундаментов сооружения. Однако точное решение вопроса вследствие чрезвычайной сложности природы грунтов и многообразия факторов, влияющих на осадку фундаментов, вряд ли возможно. Действительно, существующие методы расчета деформаций грунтов рассматривают, в большинстве случаев, грунты, как тела однородные и изотропные, тогда как в натуре они часто состоят из отдельных слоев, иногда с резко выраженными особенностями. При возведении фундаментов, их осадка будет складываться: из осадки вследствие нарушения структуры верхнего слоя грунта при производстве работ в котлованах для фундаментов, из пластических выдавливания грунта в первый момент загрузки и из длительных осадок вследствие деформаций всей сжатой зоны грунта под фундаментами.

Первого вида осадок, зависящего от производства работ, следует всемерно избегать, что при тщательности ведения строительных работ легко осуществить. Второй вид осадок, зависящий от пластических

выдавливаний, будет невелик, так как правильно сконструированные фундаменты должны давать нагрузку на грунт меньше предела выдавливания грунта (см. главу IV). Все же, вследствие жесткости фундаментов под краем их, хотя и в небольшой зоне, в первый момент возведения фундаментов будут иметь место пластические течения. Осадки третьего вида по величине наибольшие и возникают вследствие деформаций сжатия толщи грунта под фундаментами (на глубину порядка двойной и более ширины подошвы фундаментов). Эти осадки состоят из двух деформаций: деформаций вертикального уплотнения и деформаций бокового расширения грунта, причем последние могут иметь значительную величину и превосходить деформации вертикального уплотнения. Точность определения деформаций сжатия будет зависеть как от соответствия расчетной схемы грунта природе явления, так и от точности определения расчетных констант (коэффициентов пористости, сжимаемости, фильтрации, бокового давления).

На основании изложенного приходим к выводу, что определение осадок фундаментов по любому методу не может быть точным и будет обладать некоторой погрешностью, величина которой может быть установлена лишь на основании изучения результатов тщательно поставленных наблюдений за действительными осадками сооружений и сравнения расчетных осадок с замеренными в натуре.

Следует отметить, что в настоящее время уже проведен ряд опытов по наблюдению за осадками сооружений, результаты которых дают возможность, в первом приближении, установить пределы применимости отдельных методов расчета. Сопоставлению расчетных осадок с экспериментальными будет посвящен конец настоящей главы, здесь же только отметим, что в общем расчетные данные при правильном выборе метода расчета с достаточной для практических целей точностью определяют как полную осадку фундаментов, так и протекание осадок во времени. Это особенно относится к сильно сжимаемым, насыщенным водой грунтам, где наблюдается полное соответствие между теорией и экспериментом,¹ причем расхождения ограничиваются лишь теми немногими случаями, когда фундаменты возводятся на переуплотненных грунтах (в геологическом прошлом подвергшихся сильным давлениям), затухание осадок которых происходит несколько скорее, чем следует по теории гидродинамических напряжений.

2. Упрощенные методы расчета осадок фундаментов сооружений.

При расчете осадок фундаментов определяются лишь осадки, возникающие вследствие уплотнений грунта под фундаментами. При расчете осадок используется зависимость, установленная для случая сжатия слоя грунта при сплошной нагрузке, применяемая или непосредственно для всего слоя грунта под фундаментом или для отдельных элементарных слоев.

Непосредственное применение линейной задачи. Если площадь подошвы сооружения достаточно велика, то, при незначительной мощ-

¹ К. Терцаги, Осадка сооружений, доклад на 1-й Международной конференции по механике грунтов, Кембридж, США, 1936.

ности сжимаемого грунта (фиг. 127), для определения осадок можно применить уравнения, выведенные для случая сжатия слоя грунта без возможности бокового расширения (линейная задача). При этом при вычислении величины стабилизированной осадки предполагается однородность слоя грунта в пределах всей его мощности. Стабилизированная осадка вычисляется по формуле (100') или (102), затухание же осадок во времени определяется, как для случая 0 (см. таблицу 32 или формулу 112) при равномерном распределении уплотняющих давлений. Таким образом имеем:

$$s = h \frac{ap}{1 + \varepsilon_1}$$

и

$$s_t = Q_0 s,$$

где обозначения те же, что и раньше (см. главу V).

Чем меньше мощность слоя сжимаемого грунта, тем применение вышеприведенных зависимостей к расчету осадок будет давать более точные результаты.

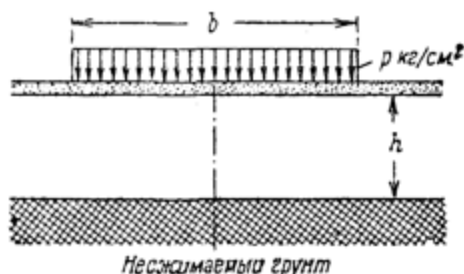
Практически пределом применимости приведенных формул для непосредственного определения осадок фундаментов следует считать неравенство:

$$\frac{b}{h} > 2, \quad (143)$$

т. е. отношение ширины площади подошвы фундамента к толщине слоя сжимаемого грунта должно быть не менее двух. Рассмотренный случай, который может иметь место лишь при очень неглубоком залегании скалы, на практике встречается довольно редко.

Метод американских инженеров (условия невозможности бокового расширения грунтов). Если скальный грунт залегает более глубоко, чем в рассмотренном случае, то уменьшение сжимающих напряжений с глубиной становится существенным, и непосредственное применение формул линейной задачи будет давать большие погрешности. Для определения осадок в рассматриваемом случае Терцаги предложил метод расчета, заключающийся в определении деформаций отдельных вертикальных призм грунта.

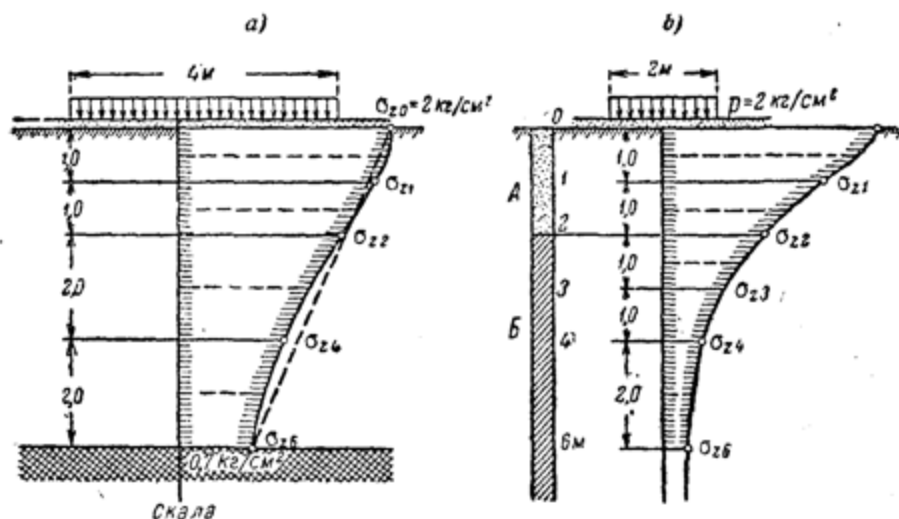
Этот метод нашел себе широкое применение в американской практике.¹ Применяется он в большинстве случаев тогда, когда слой сжимаемого грунта менее, равен или лишь в несколько раз превосходит ширину загруженной площади. В случае большой мощности слоя сжимаемого грунта возникает необходимость определения толщины слоя грунта, влияющего на осадку. Так как этот вопрос не решается предлагаемым методом, то сжимающими напряжениями, меньшими некоторой условной величины, пренебрегают. Расчет осадок фундаментов по методу американских инженеров заключается в следующем: под



Фиг. 127.

¹ Proceedings Am. Soc. of Civ. Eng., May, 1933, а также „Грунты и фундаменты“, перевод дискуссий по отчету Америк. общ. гражд. инженеров, М., 1935.

центром тяжести прямоугольной или круглой площади подошвы фундамента мысленно выделяют призму грунта с сечением, равным единице, от уровня подошвы фундамента до слоя водонепроницаемой скальной породы или, при отсутствии скальной породы, до некоторой условной глубины. Для различных точек выделенной призмы (горизонтальных площадок) определяют по теории линейно деформируемых тел (см. главу III) величину сжимающих напряжений σ_z . Далее считают, что каждый элемент призмы будет испытывать только сжатие без возможности его бокового расширения и осадку всей выделенной призмы определяют как сумму осадок отдельных ее элементов без учета бокового расширения грунта.



Фиг. 128. Распределение сжимающих напряжений под фундаментами (примеры расчета).

А—супесь; Б—сугайнок.

Начертив для выделенной призмы эпюру максимальных сжимающих напряжений σ_z (фиг. 128, а или 128, б), делят призму на ряд элементов и для каждого элемента определяют среднее сжимающее напряжение σ_{zi} . Величину полной осадки определяют как сумму осадок отдельных элементов, т. е.:

$$s = h_1 \frac{a}{1 + \epsilon_1} \sigma_{z1} + h_2 \frac{a}{1 + \epsilon_1} \sigma_{z2} + h_3 \frac{a}{1 + \epsilon_1} \sigma_{z3} + \dots$$

Если грунт однородный, то величину $\frac{a}{1 + \epsilon_1}$ можно вынести за знак суммы. Тогда получим:

$$s = \frac{a}{1 + \epsilon_1} (h_1 \sigma_{z1} + h_2 \sigma_{z2} + h_3 \sigma_{z3} + \dots). \quad (144)$$

Интересно отметить, что стоящее в скобках выражение представляет собой площадь эпюры распределения сжимающих напряжений

для рассматриваемой вертикали. Если выделенную призму делить на равные по высоте элементы, то получим:

$$h_1 = h_2 = h_3 = h_i$$

и

$$s = \frac{ah_i}{1 + \varepsilon_1} (\sigma_{z1} + \sigma_{z2} + \sigma_{z3} + \dots),$$

или

$$s = \frac{ah_i}{1 + \varepsilon_1} \sum_1^n \sigma_{zi}. \quad (144')$$

В случае неоднородного грунта¹ делят выделенную призму на такие части, чтобы в пределах каждого элемента грунт был однородным. При этом величины a и ε_1 для отдельных слоев будут различны. В случае неоднородных напластований грунтов величину полной стабилизированной осадки вычисляют по формуле:

$$s = \sum_1^n \frac{a_i \sigma_{zi}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i. \quad (145)$$

Если несжимаемая скальная порода залегает на большой глубине, то ограничиваются учетом только части эпюры сжимающих напряжений, характеризующей так называемую активную зону. Глубина активной зоны обычно определяется условием, чтобы сжимающие напряжения на этой глубине были меньше определенного предела. Ряд авторов рекомендует учитывать напряжение только до глубины, при которой:

$$\sigma_z < 0,2 \gamma H,$$

где γ — объемный вес грунта и

H — глубина активной зоны.

Другие авторы рекомендуют считать активную зону до глубины, при которой:

$$\sigma_z < 0,1 - 0,2 p,$$

и, наконец, некоторые авторы предлагают определять ее опытным путем.¹

Таким образом, глубина, до которой учитываются сжимающие напряжения, является весьма условной, что вносит неопределенность в расчет осадок по излагаемому методу.

Затухание осадки фундаментов во времени приблизительно определяется лишь для случая неглубокого залегания скалы (фиг. 128, а). Принимая изменение давления по глубине прямолинейным, т. е. считая эпюру распределения давлений трапециoidalной, время затухания осадок вычисляют как для случая 0—2 (см. главу V, таблицы 33 и 34) или при учете уплотнения от собственного веса грунта, когда давления будут увеличиваться с глубиной, — по случаю 0—1. Таким путем

¹ Х. Р. Хакимов, Экспериментальное исследование мощности несущего слоя основания (сжимаемой толщи), Сборник НИС Фундаментостроя, № 9, 1938.

В своей работе Х. Р. Хакимов приходит к выводу, что мощность активной зоны увеличивается с увеличением плотности грунта и до некоторого предела пропорциональна напряжению.

может быть приближенно определена осадка центральной призмы; соседние же участки будут иметь другие осадки. Для определения средней осадки всего фундамента необходимо выделить ряд вертикальных призм, разделить их осадку и найти среднюю арифметическую из найденных величин. Такой способ отыскания средней осадки оказывается чрезвычайно громоздким. Поэтому часто ограничиваются расчетом осадки только центральной призмы, полагая, что, с одной стороны, ее осадка будет наибольшей, с другой, что при ее расчете не учитывается боковое расширение грунта и поэтому одна погрешность несколько погасит другую. Следует отметить, что в методе американских инженеров также пренебрегают деформациями от действия напряжений σ_y и σ_x и не учитывают изменений коэффициента пористости грунта, происходящих от действия суммы главных напряжений (принцип гидромекности).

Таким образом, метод американских инженеров вследствие неучета ряда факторов (из них главнейший — боковое расширение грунта) будет давать несколько преуменьшенные по сравнению с натурой результаты, что и подтверждается наблюдениями за осадками сооружений (п. 5 настоящей главы).

Пример 1. Определим осадку фундамента, имеющего площадь подошвы 4×12 м, если ниже подошвы фундамента на глубину 6 м залегает слой глины, подстилаемый скалой (фиг. 128, а). Дано: давление на грунт на уровне подошвы фундамента $p = 2 \text{ кг/см}^2$; естественный коэффициент пористости грунта $e_1 = 0,78$; коэффициент сжимаемости $a = 0,016 \text{ см}^2/\text{кг}$ и коэффициент фильтрации $k = 1,5 \text{ см/год}$. Под центром фундамента мысленно выделяем призму (сечением равным единице) от уровня подошвы фундамента до скалы. Для различных точек выделенной призмы определим величину сжимающих напряжений, например, на глубине 1 м, 2 м, 4 м и 6 м. Проще всего для вычисления значений σ_z воспользоваться таблицей 15 (см. главу III). Для рассматриваемой площади подошвы фундамента с отношением сторон $a = \frac{l}{b} = \frac{12}{4} = 3$ по таблице 15 находим значения коэффициента K_0 для различных значений отношения глубины рассматриваемых точек к ширине подошвы фундамента.

Имеем: $\sigma_{z0} = 2 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_{z1} = 0,912 \cdot 2 = 1,82 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_{z3} = 0,762 \cdot 2 = 1,52 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_{z4} = 0,500 \cdot 2 = 1,00 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_{z6} = 0,348 \cdot 2 = 0,70 \text{ кг/см}^2$.

По полученным данным на фиг. 128, а начерчена эпюра распределения сжимающих напряжений σ_z по глубине. Осадку всей выделенной призмы определим по формуле (144) как сумму осадок отдельных элементов при средней величине сжимающего напряжения:

$$s_1 = \frac{a}{1+e_1} \left(\frac{2+1,82}{2} 100 + \frac{1,82+1,52}{2} 100 + \frac{1,52+1,00}{2} 200 + \frac{1,00+0,70}{2} 200 \right) = \frac{0,016}{1,78} \cdot 780 = 7,0 \text{ см.}$$

Для определения затухания осадок во времени, следуя методу американских инженеров, принимаем эпюру уплотняющих давлений при-

ближенно за трапецию (пунктирная наклонная прямая на фиг. 128, а) и считаем, что фильтрация воды происходит только в одном направлении снизу вверх. Тогда будем иметь случай промежуточный между 0 и 2 (см. главу V). Определяем вспомогательные величины:

$$c = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1)\Delta_0} = \frac{1,5}{0,016 \cdot 1,78 \cdot 0,001} = 52800 \text{ см}^2/\text{год},$$

$$h_0 = \frac{h}{1 + \varepsilon_1} = \frac{600}{1,78} = 337 \text{ см},$$

$$t = \frac{4h_0^2}{\pi^2 c} \cdot N_{0-2} = \frac{4 \cdot 337^2}{9,87 \cdot 52800} \cdot N_{0-2} = 0,86 \cdot N_{0-2}.$$

Определим время, соответствующее, например, 50% от полной осадки. Имеем: при $Q = 0,5$, $s_t = Qs = 0,5 \cdot 7 = 3,5 \text{ см}$.

Отношение давлений при $z = 0$ и $z = h_0$ в рассматриваемом случае равно $\sigma = \frac{2}{0,7} = 2,86$, чему соответствует, по интерполяции данных таблицы 34, коэффициент $I' = 0,60$. Тогда с помощью таблицы 33 для $Q = 0,5$, получим:

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2) = I' 0,24 + (0,49 - 0,24) \cdot 0,6 = 0,39.$$

Время, соответствующее рассматриваемому проценту уплотнения, определим по формуле:

$$t_{0,5} = 0,86 \cdot N_{0-2} = 0,86 \cdot 0,39 = 0,335 \text{ года} \approx 4 \text{ мес.}$$

Точно таким же путем можно определить и время, соответствующее любой доле от полной осадки.

Пример 2. Определим величину окончательной осадки для фундамента с площадью подошвы $2 \times 4 \text{ м}$, возводимого на мощном слое однородного суглинка (фиг. 128, б). Дано: $p = 2 \text{ кг/см}^2$, $a = 0,02 \text{ см}^2/\text{кг}$ и $\varepsilon_1 = 0,70$.

С помощью данных таблицы 14 определяем величину сжимающих напряжений на различной глубине под центром площади подошвы фундамента, получим следующие данные:

$$\sigma_{z0} = 2 \text{ кг/см}^2, \sigma_{z1} = 1,47 \text{ кг/см}^2, \sigma_{z2} = 0,94 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_{z3} = 0,58 \text{ кг/см}^2, \sigma_{z4} = 0,38 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \sigma_{z6} = 0,22 \text{ кг/см}^2.$$

Сжатием слоев грунта, расположенных глубже 6 м, пренебрегаем. Величину осадки определяем по формуле (144):

$$s_z = \frac{0,02}{1 + 0,70} \left(\frac{2 + 1,47}{2} \cdot 100 + \frac{1,47 + 0,94}{2} \cdot 100 + \frac{0,94 + 0,58}{2} \cdot 100 + \right. \\ \left. + \frac{0,58 + 0,38}{2} \cdot 100 + \frac{0,38 + 0,22}{2} \cdot 200 \right) = 5,6 \text{ см.}$$

Пример 3. Определим осадку того же фундамента, что и в примере 2, но для случая, когда верхний слой грунта толщиной в 2 м состоит из плотной супеси (фиг. 128, б), имеющей коэффициент сжимаемости $a' = 0,007 \text{ см}^2/\text{кг}$ и коэффициент пористости $\varepsilon_1' = 0,55$. Принимая

во внимание, что верхние два метра будут иметь другие характеристики, чем остальной грунт, получим:

$$s_3 = \frac{0,007}{1+0,55} \left(\frac{2+1,47}{2} \cdot 100 + \frac{1,47+0,94}{2} \cdot 100 \right) + \\ + \frac{0,02}{1+0,70} \cdot \left(\frac{0,94+0,58}{2} \cdot 100 + \frac{0,58+0,38}{2} \cdot 100 + \frac{0,38+0,22}{2} \cdot 200 \right) = \\ = (1,3 + 2,2) \text{ см} = 3,5 \text{ см.}$$

Метод ВИОС (условия свободного бокового расширения грунтов). Этот метод отличается от рассмотренного метода американских инженеров тем, что элементарные слои, на которые разбивается толща грунта под фундаментом при вычислении его осадки, рассматриваются как находящиеся в условиях беспрепятственного, свободного бокового расширения. Таким образом в этом методе влиянием соседних масс грунта на деформации выделенного элемента пренебрегают. Если принять линейную зависимость между напряжениями и деформациями, то вертикальная деформация (осадка) рассматриваемого призматического элемента грунта будет равна:

$$s = h \frac{\sigma_z}{E_0},$$

где h — толщина выделенного элемента;

σ_z — среднее сжимающее напряжение;

E_0 — модуль общей деформации, определяемый по компрессионной кривой естественной структуры или по данным пробных нагрузок,¹ что дает более точные результаты.

Осадку всей сжатой зоны грунта под фундаментом определится как сумма осадок отдельных выделенных элементов.² Для определения осадки фундаментов по методу ВИОС служит следующая формула:

$$s = \sum_1^n h_i \frac{\sigma_{zi}}{E_{0i}} \quad (146)$$

где, знак $\sum$ должен быть распространен на все слои от первого до n -ого.

Модуль общей деформации по формуле (105) равен:

$$E_0 = \frac{\beta(1+\varepsilon_1)}{a}.$$

По опытам Терцаги для глин $\beta = 0,42$, для песков $\beta = 0,77$. В дальнейшем можно принимать следующие значения: для песков $\beta = 0,8$; для супесей $\beta = 0,7$; для суглинков $\beta = 0,5$; для глин $\beta = 0,4$.

Если выражение для E_0 подставить в формулу (146), то получим:

$$s = \sum_1^n h_i \frac{a \sigma_{zi}}{\beta(1+\varepsilon_{1i})}. \quad (146')$$

¹ См. последнюю главу книги.

² Д. Е. Польшин и Р. А. Токар, Глубинные испытания грунтов и использование их результатов, Строительная промышленность, № 11, 1935.

Сравнивая уравнение (146') с уравнением (145), видим, что они отличаются друг от друга только множителем β в знаменателе выражения (146'). В зависимости от значения величины β осадка, определяемая по методу ВИОС, рассматриваемому грунт в условиях свободного расширения, будет от 1,25 до 2,5 раза больше, чем определяемая по методу американских инженеров, рассматривающих грунт в условиях полной невозможности его бокового расширения.

Как показывают результаты наблюдений за осадками сооружений, метод ВИОС дает расчетную величину осадок значительно (примерно в 2 раза) больше наблюдаемой в натуре (см. п. 5).

Пример 4. Определим осадку фундамента, рассмотренного в примере 3, по методу ВИОС, приняв для супеси $\beta = 0,7$ и для суглинка $\beta = 0,5$. Величина сжимающих напряжений остается прежней, как в примере 3. Таким образом получим:

$$s'_3 = \frac{a_1}{(1 + \epsilon_1)\beta_1} (\sigma_{z1}h_1 + \sigma_{z2}h_2) + \frac{a_2}{(1 + \epsilon_1')\beta_2} (\sigma_{z3}h_3 + \sigma_{z4}h_4 + \sigma_{z6}h_6);$$

или, подставляя численные значения входящих в вышеприведенное выражение величин, получим:

$$s'_3 = \frac{0,007}{(1 + 0,55) \cdot 0,7} \left(\frac{2 + 1,47}{2} + \frac{1,47 + 0,94}{2} \right) \cdot 100 + \frac{0,02}{(1 + 0,70) \cdot 0,5} \times \\ \times \left(\frac{0,94 + 0,58}{2} \cdot 100 + \frac{0,58 + 0,38}{2} \cdot 100 + \frac{0,38 + 0,22}{2} \cdot 200 \right) = 6,2 \text{ см.}$$

Точно так же, для данных примера 2, получим:

$$s'_2 = 11,2 \text{ см.}$$

Расчет, как и следовало ожидать, показывает, что по методу ВИОС получаются значительно большие осадки, чем по методу американских инженеров. Расхождения получаются несколько меньше, если величину модуля общей деформации E_0 определять по результатам пробной нарузки.

3. Расчет осадок фундаментов по методу эквивалентного слоя грунта.

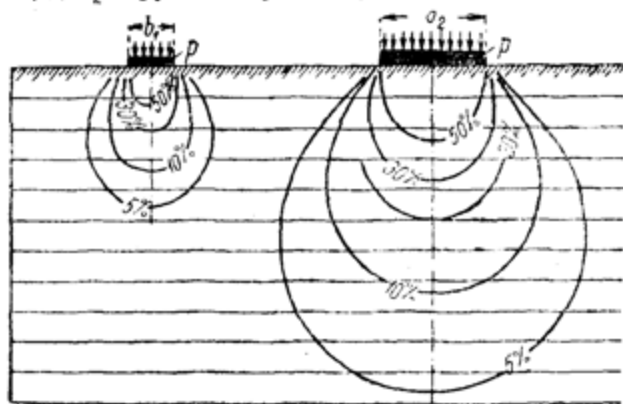
В естественных условиях сжатие грунта под фундаментами будет происходить при ограниченном боковом расширении, а не в условиях полной невозможности его или полного свободного расширения грунта. Ниже и излагается способ расчета осадок фундаментов, учитывающий ограниченное боковое расширение грунтов, а также напряжения во всей сжатой зоне грунта под фундаментами, влияние размеров и формы фундаментов и свойств грунта на величину осадок, как функции времени. Предлагаемый способ заключается в определении осадок фундамента заданных размеров на сжимаемом грунте путем расчета равно-великой осадки эквивалентного грунта.¹ При этом для вывода соот-

¹ Н. А. Цытович, Расчет осадок фундаментов как функции времени, свойств грунта и размеров фундаментов, ЛИС, 1934.

ношений между осадкой массива под действием местной нагрузки на части его поверхности и величиной слоя, деформация которого равновелика деформации массива, используются решения математической теории упругости.

Понятие эквивалентного слоя грунта вытекает из следующих соображений. Пусть на поверхность грунта, мощность слоя которого значительно превосходит ширину загруженной площади, т. е. практически является бесконечно большой, возводится ряд фундаментов (фиг. 129). От действия местной нагрузки в массиве грунта возникают сжимающие напряжения, величина которых может быть охарактеризована изобарами, схематически изображенными на фиг. 129. При большей площади загрузки глубина распространения давлений, а следовательно,

и объем грунта, подвергающийся деформации, будут больше. Таким образом для фундаментов, имеющих разную площадь основания, мощность слоя грунта, обуславливающего осадки фундамента, будет различной. Возникает задача определить такую толщину слоя грунта, которая отвечала бы осадке фундамента, имеющего заданные размеры. Отметим, что



Фиг. 129. Изобары в грунте при различных размерах загруженной площади (в процентах от p).

как формула (100'), так и дифференциальное уравнение гидродинамических давлений, определяющее осадки грунта как функцию времени, будут справедливы лишь для случая сжатия слоя грунта равномерной бесконечно распространенной нагрузкой или для случая сжатия слоя грунта без возможности его бокового расширения.

Вывод основной зависимости. Определим толщину слоя грунта, осадка которого при равномерном сжатии без возможности бокового расширения была бы равновелика осадке фундамента заданных размеров, возведенного на массиве грунта, имеющем бесконечно большие размеры вниз и в стороны от ограничивающей плоскости (полупространство).

Назовем эту толщину эквивалентной толщиной слоя грунта h_s . Обозначим:

- s_0 — осадка упругого слоя грунта без возможности его бокового расширения;
- s — осадка фундамента заданных размеров и формы на упругом массиве.

Для определения эквивалентного слоя грунта найдем соотношение между s_0 и s , положив:

$$s_0 = s. \quad (a)$$

Формула для осадки упругого слоя грунта при сжатии его без возможности бокового расширения может быть получена (см. п. 4 главы II) с помощью выражений:

$$\lambda_z = \frac{p}{E} - \frac{\mu p}{E} \left(\frac{\mu}{1-\mu} + \frac{\mu}{1-\mu} \right), \quad (b)$$

или

$$\lambda_z = \frac{p}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) \quad (c)$$

где λ_z — относительная деформация при сжатии;

p — нагрузка (давление);

E — модуль нормальной упругости;

μ — коэффициент Пуассона.

Умножая относительную деформацию на полную высоту сжимаемого слоя, получим полную деформацию или полную осадку, т. е. будем иметь:

$$s_0 = \lambda_z h_s, \quad (d)$$

или

$$s_0 = \frac{p h_s}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right). \quad (e)$$

Осадку фундамента заданных размеров и формы на упругом массиве определяется выражением (см. главу V, формулу 93):

$$s = \frac{\omega p \sqrt{F}}{C}. \quad (f)$$

Или подставляя $C = \frac{E}{1-\mu^2}$ и выражая площадь через ширину фундамента b и отношение сторон $\alpha = \frac{l}{b}$, где l — длина фундамента, будем иметь:

$$s = \frac{p b \omega_0 (1-\mu^2)}{E}, \quad (147)$$

где ω_0 — коэффициент, зависящий от формы загруженной площади. Некоторые значения коэффициента ω_0 для отношения сторон от 1 до 100, вычисленные по данным таблицы 27 (см. главу V), приведены в таблице 35. Максимальная осадка $s_{\max}$ может иметь место в случае гибких фундаментов, средняя же для всей загруженной площади осадка s_m будет характеризовать осадку жестких фундаментов. Подставляя значение s_0 из формулы (e) и значение s из формулы (147), получим:

$$\frac{p h_s}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{p b \omega_0 (1-\mu^2)}{E}; \quad (g)$$

откуда:

$$h_s = \frac{(1-\mu^2)(1-\mu)}{(1-\mu-2\mu^2)} \omega_0 b; \quad (h)$$

или

$$h_s = \frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu} \omega_0 b. \quad (148)$$

Формула (148) выражает соотношение между осадкой слоя грунта без возможности его бокового расширения и осадкой массива грунта при загрузке части его поверхности.

ТАБЛИЦА 35.

Значения коэффициента ω_0 в формуле (147).

Форма загруженной площади	Для $s_{\max}$	Для s_m (среднее)	Для s_{const}
Круг ¹	1,00	0,85	0,79
Квадрат	1,12	0,95	—
Прямоугольник			
$a = 1,5$	1,36	1,15	1,08
$a = 2$	1,52	1,30	—
$a = 3$	1,78	1,53	—
$a = 4$	1,96	1,70	—
$a = 5$	2,10	1,83	—
$a = 6$	2,23	1,96	—
$a = 7$	2,33	2,04	—
$a = 8$	2,42	2,12	—
$a = 9$	2,49	2,19	—
$a = 10$	2,53	2,25	—
$a = 20$	2,95	2,64	—
$a = 30$	3,23	2,88	—
$a = 40$	3,42	3,07	—
$a = 50$	3,54	3,22	—
$a = 100$	4,00	3,69	—
Характеристика жесткости фундамента	Упругий	Жесткий	Абсолютно жесткий

Введя обозначение:

$$\frac{(1-\mu)^2}{1-2\mu} = A, \quad (149)$$

имеем:

$$h_s = A\omega_0 b; \quad (150)$$

здесь A — постоянный для данного грунта коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта (коэффициента Пуассона);

ω_0 — коэффициент, зависящий от формы, размеров и жесткости фундамента (см. таблицу 35);

b — ширина фундамента (для круга — диаметр).

Выражение для коэффициента A (формула 149) показывает, что для различных по физическим свойствам грунтов значение эквивалентного слоя грунта будет различно, даже при одних и тех же размерах и форме фундамента. Так, например, если принять коэффициент бокового расширения грунта $\mu = 0,2$, то будем иметь:

$$A = \frac{(1-0,2)^2}{1-2 \cdot 0,2} = 1,07.$$

¹ В первом издании в таблице 35 при вычислении ω_0 для круга вкралась ошибка, здесь для круга даны исправленные значения ω_0 , остальные данные не изменились.

Для частного случая квадратного в плане фундамента, жесткость которого близка к нулю, получим:

$$\omega_0 = 1,12 \text{ (см. таблицу 35)}$$

$$h_{\text{зmax}} = 1,07 \cdot 1,12 \cdot b = 1,20 \cdot b.$$

Этот частный случай приведен в „Инженерной геологии“ Терцаги для глинистого грунта, что неправильно, так как значение коэффициента бокового расширения грунта $\mu = 0,2$ соответствует, по опытам самого же Терцаги, песчаным грунтам, для глинистых же грунтов на основании тех же опытов $\mu = 0,366$ —0,392. Если для глинистого грунта принять $\mu = 0,366$, то будем иметь:

$$A = \frac{(1-0,366)^2}{(1-2 \cdot 0,366)} = 1,50.$$

Тогда для рассмотренного выше случая квадратного в плане фундамента, но на глинистом грунте, получим:

$$h_{\text{зmax}} = 1,50 \cdot 1,12 \cdot b = 1,68 \cdot b.$$

Приведенный пример указывает, что для глинистого грунта толщина эквивалентного слоя будет значительно больше, чем для песчаного.

ТАБЛИЦА 36.

Значения $A\omega_0$ для вычисления мощности эквивалентного слоя грунта для максимальной осадки в центре загруженной площади (гибкие фундаменты).¹

Форма загруженной площади	Коэффициент Пуассона μ							
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
Круг	1,01	1,03	1,07	1,13	1,23	1,39	1,80	2,94
Квадрат	1,13	1,15	1,20	1,26	1,38	1,56	2,02	3,28
Прямоугольник								
$\alpha = 1,5$	1,38	1,40	1,45	1,54	1,67	1,89	2,45	3,98
$\alpha = 2$	1,54	1,57	1,62	1,72	1,87	2,11	2,74	4,45
$\alpha = 3$	1,80	1,83	1,90	2,01	2,19	2,47	3,20	5,21
$\alpha = 4$	1,98	2,02	2,09	2,21	2,41	2,72	3,53	5,74
$\alpha = 5$	2,13	2,16	2,24	2,37	2,58	2,92	3,78	6,15
$\alpha = 6$	2,26	2,30	2,38	2,52	2,74	3,10	4,01	6,53
$\alpha = 7$	2,36	2,40	2,49	2,63	2,87	3,24	4,19	6,83
$\alpha = 8$	2,45	2,49	2,56	2,73	2,98	3,36	4,36	7,09
$\alpha = 9$	2,52	2,56	2,65	2,81	3,06	3,46	4,48	7,30
$\alpha = 10$	2,56	2,61	2,70	2,86	3,11	3,52	4,55	7,41
$\alpha = 20$	2,99	3,04	3,15	3,33	3,63	4,10	5,31	8,64
$\alpha = 30$	3,27	3,33	3,45	3,65	3,97	4,49	5,81	9,46
$\alpha = 50$	3,58	3,65	3,78	4,00	4,35	4,92	6,37	10,37
$\alpha = 100$	4,05	4,12	4,27	4,52	4,92	5,56	7,20	11,72

¹ α — отношение сторон прямоугольной площади подошвы фундамента, т. е. $\alpha = \frac{l}{b}$, где l — длина и b — ширина фундамента. Значения коэффициента Пуассона при отсутствии опытных данных принимаются по таблице 29.

ТАБЛИЦА 37.

Значения A_{ω_0} для вычисления мощности эквивалентного слоя грунта для средней осадки всей загруженной площади (жесткие фундаменты).

Форма загруженной площади	Коэффициент Пуассона μ							
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
Круг	0,86	0,88	0,90	0,96	1,05	1,19	1,53	2,49
Квадрат	0,96	0,97	1,01	1,07	1,17	1,32	1,71	2,78
Прямоугольник								
$\alpha = 1,5$	1,16	1,18	1,23	1,30	1,40	1,60	2,07	3,37
$\alpha = 2$	1,31	1,34	1,39	1,47	1,60	1,81	2,34	3,81
$\alpha = 3$	1,55	1,58	1,63	1,73	1,89	2,13	2,75	4,48
$\alpha = 4$	1,72	1,75	1,81	1,92	2,09	2,36	3,06	4,98
$\alpha = 5$	1,85	1,88	1,95	2,07	2,25	2,54	3,29	5,36
$\alpha = 6$	1,98	2,02	2,09	2,21	2,41	2,72	3,53	5,64
$\alpha = 7$	2,06	2,10	2,18	2,31	2,51	2,84	3,67	5,98
$\alpha = 8$	2,14	2,18	2,26	2,40	2,61	2,95	3,82	6,21
$\alpha = 9$	2,21	2,26	2,34	2,47	2,69	3,04	3,92	6,42
$\alpha = 10$	2,27	2,32	2,40	2,54	2,77	3,13	4,05	6,59
$\alpha = 20$	2,67	2,75	2,82	2,98	3,25	3,67	4,75	7,73
$\alpha = 30$	2,91	2,97	3,08	3,25	3,54	4,00	5,18	8,44
$\alpha = 40$	3,10	3,16	3,28	3,47	3,77	4,27	5,53	8,99
$\alpha = 50$	3,25	3,32	3,44	3,64	3,96	4,47	5,80	9,43
$\alpha = 100$	3,73	3,80	3,94	4,16	4,54	5,12	6,64	10,81

Произведение A_{ω_0} для данного вида грунта может быть вычислено с помощью формулы (149) и таблицы 35, если известен коэффициент бокового расширения грунта μ . Некоторые частные значения A_{ω_0} приведены в таблицах 36 и 37, что значительно упрощает вычисление величины эквивалентного слоя грунта при заданных размерах фундамента. С помощью формулы (150) и приведенных выше данных определяется толщина эквивалентного слоя грунта, осадка которого при равномерной нагрузке без возможности бокового расширения грунта будет равновелика осадке фундамента заданных размеров.

Полная стабилизированная осадка фундамента на однородном грунте будет равна:

$$s = h_s \frac{ap}{1 + \epsilon_1}; \quad (151)$$

или, принимая во внимание, что приведенный коэффициент сжимаемости

$$a_0 = \frac{a}{1 + \epsilon_1},$$

получим:

$$s = h_s a_0 p, \quad (152)$$

С помощью выведенных формул без утомительных выкладок, весьма просто и с достаточной точностью определяется как окончательная осадка гибких фундаментов, так и средняя величина осадки жестких фундаментов.

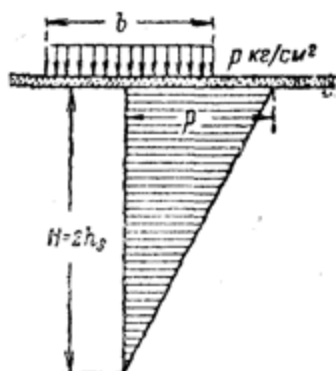
Затухание осадок во времени. Для определения затухания осадок во времени введем понятие об эквивалентной эпюре уплотняющих давлений, которую можно представить в виде треугольника с основанием у дренирующей поверхности, равным интенсивности нагрузки p и высотой равной $2h_s$ (фиг. 130). Действительно, в этом случае осадка слоя грунта до глубины $2h_s$ будет равна:

$$s = 2h_s a_0 \frac{0+p}{2} = h_s a_0 p,$$

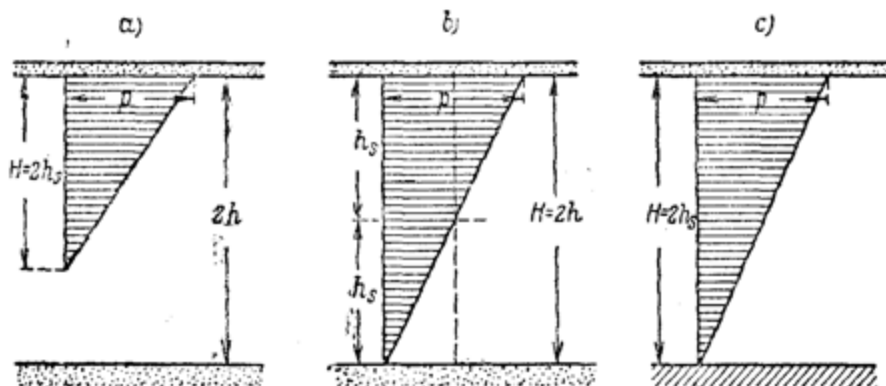
т. е. может быть выражена прежней формулой (152).

Эквивалентная эпюра уплотняющих давлений будет соответствовать осадке фундамента, полученной с учетом всей сжатой зоны грунта под фундаментом в условиях ограниченного расширения грунта. Величину $H = 2h_s$, т. е. высоту треугольной эпюры эквивалентных давлений, можно рассматривать как мощность слоя грунта, влияющего на осадку фундамента.¹ Она зависит от тех же величин, что и эквивалентный слой грунта, а именно, от размеров и формы площади подошвы фундаментов и бокового расширения грунта.

Если учитывать только главное направление фильтрации воды, выдавливаемой нагрузкой из пор грунта, которое будет вертикальным, то затухание осадок грунта во времени приближенно может быть



Фиг. 130. Эквивалентная эпюра уплотняющих давлений.



Фиг. 131. Расчетные схемы уплотняющих давлений при однородном грунте.

¹ Более точный способ определения мощности слоя грунта, влияющей на осадку фундамента (эффективной глубины сжатия), разработан В. А. Флоринным (Сборник Гидроэнергопроекта, № 2, стр. 46, 1937). Интересно отметить, что, если для примера, приводимого Флоринным, определить мощность слоя грунта, влияющую на осадку по методу эквивалентного слоя, то получим (при площади загрузки в 50×150 м) $H = 2h_s = 278$ м, что немногим отличается от величины, приводимой Флоринным ($z_0 = H = 265$ м).

определено, как для случая распределения уплотняющих давлений по закону треугольника. В зависимости от того, будет ли фильтрация двусторонняя или односторонняя (фиг. 131) будем иметь следующие расчетные схемы уплотняющих давлений.

Схема а) соответствует двусторонней фильтрации грунта под действием треугольной эпюры уплотняющих давлений, основание которой расположено у верхнего, а вершина на некотором расстоянии от нижнего фильтрующего слоя (фиг. 131, а). Степень осадки в этом случае будет определяться уравнением (117) главы V, величина же полной стабилизированной осадки — уравнением (152).

Схема б) соответствует двусторонней фильтрации, когда основание и вершина треугольника уплотняющих давлений лежат в фильтрующих слоях грунта. Отметим, что фильтрующий слой, например нижний, следует учитывать только тогда, когда вода из него имеет выход наружу или в другой более мощный водоносный слой. Рассматриваемая расчетная схема уплотняющих давлений математически будет тождественна с ранее рассмотренным случаем 0, т. е. случаем уплотняющих давлений при расчетной мощности слоя равной h_s . Действительно, степень осадки по формуле (117') определялась в случае двусторонней фильтрации выражением:

$$Q'_2 = 1 - \frac{16 \cdot h_0}{\pi^2 H_0} \left[\left(1 - \frac{2h_0}{\pi H_0} \sin \frac{\pi H_0}{2h_0} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 - \frac{2h_0}{3\pi H_0} \sin \frac{3\pi H_0}{2h_0} \right) e^{-9N} + \dots \right].$$

Подставляя $H_0 = 2h_0$, получим:

$$Q'_2 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right),$$

или

$$Q'_2 = Q_0,$$

т. е. степень уплотнения в расчетной схеме б) математически будет совершенно той же, как и при уплотнении слоя грунта по всей глубине h_s равномерным давлением p .

Схема с) будет отвечать односторонней фильтрации воды вверх, т. е. когда вершина эквивалентной эпюры уплотняющих давлений лежит в слое грунта, водопроницаемость которого меньше водопроницаемости вышележащих слоев, или когда грунт однороден и на глубине большей $2h_s$ не содержит фильтрующих прослоек (песка, гравия и пр.). Расчетная схема с), как легко видеть, приводится к рассмотренному ранее случаю 2 уплотняющих давлений (см. таблицу 33).

Пример 1. Определим по методу эквивалентного слоя осадку фундамента, рассмотренного в примере 2 предыдущего параграфа. Фундамент возводится на мощном слое однородного суглинка, залегающего ниже уровня грунтовых вод и имеющего коэффициент фильтрации $k = 3 \text{ см/год}$, а остальные характеристики — по примеру 2, п. 2, глава VI. Удельное давление на грунт от фундамента $p = 2 \text{ кг/см}^2$. Мощность эквивалентного слоя грунта определим по формуле (150). При отношении сторон прямоугольной площади подошвы фундамента $\alpha = \frac{l}{b} =$

$= \frac{4}{2} = 2$ и коэффициенте бокового расширения (коэффициент Пуассона) для суглинка (см. таблицу 29) $\mu = 0,30$ по таблице 37, для средней осадки всей загруженной площади, будем иметь:

$$A\omega_0 = 1,60.$$

Тогда мощность эквивалентного слоя грунта:

$$h_s = A\omega_0 b \cdot 1,60 \cdot 2 = 3,20 \text{ м.}$$

Мощность слоя грунта, влияющего на осадку:

$$H = 2h_s = 2 \cdot 3,20 = 6,4 \text{ м.}$$

Величину полной стабилизованной осадки определим по формуле (151):

$$s = h_s \frac{ap}{1 + \epsilon_1} = 320 \cdot \frac{0,02 \cdot 2}{1 + 0,70} = 7,5 \text{ см.}$$

В примере 2 величина осадки, вычисленная по методу американских инженеров (в условиях невозможности бокового расширения грунта) равнялась $s_2 = 5,6 \text{ см}$ и по методу ВИОС (в условиях беспрепятственного расширения) $s_2' = 11,2 \text{ см}$.

Как и следовало ожидать, величина осадки, полученная по методу эквивалентного слоя, учитывающему ограниченное боковое расширение грунта, что наиболее близко отвечает действительности, имеет промежуточное значение между величинами осадок, полученными по методу американских инженеров и методу ВИОС.

Затухание осадки во времени рассчитываем по схеме с), т. е. как для случая 2 уплотняющих давлений. Вычисляем вспомогательные величины:

$$c = \frac{k}{a(1 + \epsilon_1) \Delta_0} = \frac{3}{0,02 \cdot (1 + 0,70) \cdot 0,001} \approx 88200 \text{ см}^2/\text{кг.}$$

В рассматриваемом случае при определении затухания осадок во времени за расчетную мощность слоя грунта следует принять полную высоту эквивалентной эиуры, т. е. $H = 2h_s = 6,4 \text{ м}$. Тогда получим:

$$h_0 = \frac{H}{1 + \epsilon_1} = \frac{6,4}{1,70} = 3,77 \text{ м.}$$

По формуле (109) имеем:

$$t = \frac{4h_0^2}{\pi^2 c} N_2 = \frac{4 \cdot 3,77^2}{9 \cdot 87 \cdot 88200} = 0,65 N_2.$$

По таблице 33 определяем значение N_2 , соответствующее любой доле от полной осадки. Так, например, имеем: при $Q = 0,2$ $s_t = sQ = 7,5 \cdot 0,2 = 1,5 \text{ см}$ и $t = 0,65 \cdot N_2 = 0,65 \times 0,02 \approx 0,01$ года.

Точно так же получим:

при $Q = 0,4$, $s_t = 7,5 \cdot 0,4 = 3,0 \text{ см}$,	$t = 0,65 \cdot 0,13 = 0,08$ года;
" $Q = 0,6$, $s_t = 4,5 \text{ см}$,	$t = 0,65 \cdot 0,42 = 0,27$ года;
" $Q = 0,8$, $s_t = 6,0 \text{ см}$,	$t = 0,65 \cdot 1,08 = 0,70$ года;
" $Q = 0,9$, $s_t = 6,75 \text{ см}$,	$t = 0,65 \cdot 1,77 = 1,15$ года.

Так как при степени осадки Q большей 0,85—0,90 наблюдаются расхождения между теорией и экспериментом, то практически можно считать полное время затухания осадок данного фундамента 1,15 года.

Пример 2. Определим осадки фундамента с площадью подошвы 2×4 м, возводимого на глинистом грунте (мощность 7,5 м), залегающем на водопроницаемом (песчаном) массиве. Даны: удельная нагрузка на грунт $p = 2 \text{ кг/см}^2$, компрессионная кривая для глины (фиг. 132), средний коэффициент пористости глинистого грунта в условиях естественного залегания $e_1 = 0,86$, средний коэффициент фильтрации $k = 0,4 \cdot 10^{-8} \text{ см/сек}$ (при среднем давлении $\frac{p}{2} = 1 \text{ кг/см}^2$), коэффициент Пуассона $\mu = 0,366$.

Мощность эквивалентного слоя грунта определяем по формуле:

$$h_s = A \omega_0 b,$$

а так как при отношении сторон прямоугольной площади подошвы фундамента $\alpha = \frac{l}{b} = \frac{4}{2} = 2$ по таблице 35 коэффициент $\omega_0 = 1,30$, то получим:

$$h_s = \frac{(1-\mu)^2}{(1-2\mu)} \omega_0 b = \frac{(1-0,366)^2}{1-2 \cdot 0,366} \cdot 1,30 \cdot 2 = 3,9 \text{ м},$$



Фиг. 132. Компрессионная кривая.

Мощность слоя грунта, влияющая на осадку:

$$H = 2h_s = 3,9 \cdot 2 = 7,8 \text{ м},$$

т. е. треугольник эквивалентной эпюры давлений будет доходить до водопроницаемого слоя.

В рассматриваемом случае будем иметь расчетную схему в), т. е. уплотнение грунта будет происходить, как в случае 0. По компрессионной кривой (фиг. 132) находим, что увеличению давления на грунт, равному 2 кг/см^2 , соответствует $e_2 = 0,82$; откуда коэффициент сжимаемости:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p} = \frac{0,86 - 0,82}{2} = 0,02 \text{ см}^2/\text{кг}$$

и величина полной стабилизованной осадки фундамента будет равна:

$$s = h_s \frac{a}{1 + e_1} p = 390 \frac{0,02}{1 + 0,86} \cdot 2 = 8,4 \text{ см}.$$

Точно так же получим:

$$c = \frac{k}{a(1 + e_1) \Delta_0} = \frac{0,4 \cdot 10^{-8}}{0,02 \cdot 1,86 \cdot 0,001} = 0,000107 \text{ см}^2/\text{сек},$$

или

$$c = 0,000107 \cdot 3 \cdot 10^7 \text{ см}^2/\text{год} = 3210 \text{ см}^2/\text{год}.$$

Так как в рассматриваемом случае величина $2h_s$ почти совпадает мощностью слоя глины, то, учитывая двустороннюю фильтрацию, следует при определении затухания осадок во времени за расчетную мощность слоя грунта принять $\frac{H}{2} = h_s = 3,9$ м. Тогда время затухания осадок фундамента, принимая во внимание, что $h_0 = \frac{h_s}{1 + \varepsilon_1} = \frac{390}{1,86} = 208$ см, будет определяться уравнением:

$$t = \frac{4h_0^2}{\pi^2 c} N_0 = \frac{208^2}{2,5 \cdot 3210} \cdot N_0 = 5,39 N_0.$$

Величину N_0 , соответствующую любой части от полной осадки Q , находим по таблице 33. Так, например: при $Q = 0,25$ и, следовательно, $s_t = Qs = 0,25 \cdot 8,4 = 2,1$ см, имеем $N_0 = 0,12$, откуда:

$$t = 5,39 N_0 = 5,39 \cdot 0,12 = 0,65 \text{ года.}$$

Точно так же найдем:

$$\text{при } s_t = 0,50 \quad s = 4,2 \text{ см} \quad t = 2,64 \text{ года,}$$

$$\text{" } s_t = 0,75 \quad s = 6,3 \text{ см} \quad t = 6,36 \text{ года,}$$

$$\text{" } s_t = 0,90 \quad s = 7,6 \text{ см} \quad t = 11,26 \text{ года.}$$

Таким же путем может быть определено время и для других значений Q .

Если необходимо определить величину осадки через определенный промежуток времени, например, через 1 год, 5 лет и т. д., то расчет следует вести по формуле (115) с помощью таблицы 32, т. е.:

$$s_t = h_s a_0 p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right].$$

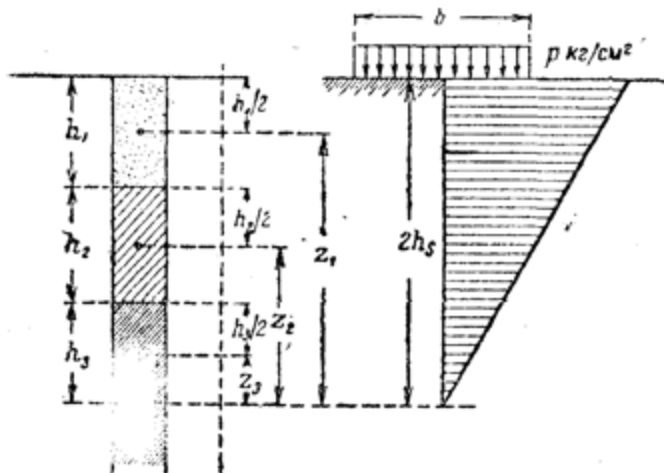
Можно так же по полученным ранее значениям s_t и t построить график и по нему определить величину осадки s_t для заданного времени t . Так же отметим, что в случае линейного во времени возрастания нагрузки на фундамент при двусторонней фильтрации слоя грунта будет применима формула (136), а также формула (137).

4. Расчет осадок фундаментов на слоистых напластованиях грунтов.¹

Выше были рассмотрены методы расчета осадок фундаментов, возводимых на однородных грунтах, свойства которых не меняются с глубиной. В природных же условиях, в подавляющем большинстве случаев, грунты залегают отдельными слоями, сильно отличающимися друг от друга как по естественной пористости, так и по сжимаемости и по фильтрации. При расчете осадок фундаментов необходимо учесть как особенности отдельных слоев грунта, так и их мощности и взаим-

¹ Н. А. Цытович: 1) К расчету осадок фундаментов на слоистых напластованиях грунтов. Строительство Ленинграда, Бюллетень 1—2, 1938; 2) О прогнозе осадок фундаментов на слоистых напластованиях грунтов, Сборник трудов ЛИИКС, т. VI, 1939.

ное расположение. Ниже излагается приближенный способ расчета осадок фундаментов, возводимых на слоистых или неоднородных по глубине напластованиях грунтов, являющийся дальнейшим развитием (на случай любой слоистой толщи) метода эквивалентного слоя грунта, разработанного нами ранее для однородных грунтов. Этот способ можно назвать способом приведения грунта к однородному. Заключается он в том, что слоистый грунт на всю глубину, влияющую на осадку фундамента заданных размеров, заменяется некоторым однородным грунтом, сжимаемость, водопроницаемость и пористость которого равны суммарной средней сжимаемости, водопроницаемости и пористости слоистого грунта.



Фиг. 133. Эквивалентная эпюра уплотняющих давлений для слоистой толщи грунтов.

Выведем формулы для средних величин приведенного коэффициента сжимаемости слоистого грунта, его коэффициента пористости и коэффициента фильтрации, для чего докажем следующие три теоремы.

Теорема о коэффициенте сжимаемости. Сжимаемость слоистой толщи грунтов будет зависеть как от сжимаемости отдельных слоев грунта, так и от

толщины слоев и величины давления, приходящегося на каждый слой от фундамента сооружения.

Таким образом, величина среднего коэффициента сжимаемости всей зоны, влияющей на осадку фундамента, зависит от ряда факторов и ни в коем случае не будет средней арифметической для отдельных слоев. Для решения поставленного вопроса в первую очередь необходимо знать мощность слоя грунта, влияющего на осадку фундамента с заданной площадью подошвы. Эта мощность, как было установлено ранее, может быть принята равной $H = 2h_s$, где h_s — мощность эквивалентного слоя грунта. Если грунт состоит из нескольких отдельных слоев, различающихся по сжимаемости, то при определении среднего коэффициента сжимаемости с достаточной степенью точности можно принять, что среднее приведенное давление в середине каждого пласта будет равно:

$$p_i = \frac{pz_i}{2h_s},$$

где p — давление у подошвы фундамента и

z_i — расстояние от точки, соответствующей глубине $2h_s$, до середины рассматриваемого слоя (фиг. 133).

Для определения среднего, приведенного к однородному, коэффициента сжимаемости грунта a_{0m} напишем уравнение, выражающее то положение, что полная осадка всей сжатой толщи грунтов равна сумме осадок отдельных слоев грунта (до глубины $2h_s$) при среднем приведенном их напряжении (p_i):

$$h_s a_{0m} p = h_1 a_{01} \frac{p z_1}{2h_s} + h_2 a_{02} \frac{p z_2}{2h_s} + \dots,$$

откуда, после сокращения на p и решая относительно a_{0m} , получим:

$$a_{0m} = \frac{h_1 a_{01} z_1 + h_2 a_{02} z_2 + h_3 a_{03} z_3 + \dots}{2h_s^2},$$

или

$$a_{0m} = \frac{\sum_1^n h_i a_{0i} z_i}{2 \cdot h_s^2}; \quad (153)$$

здесь h_i — толщина отдельных слоев грунта до глубины, равной $2h_s$ и a_{0i} — приведенный коэффициент сжимаемости для отдельных слоев грунта.

Отметим, что формулой (153) можно пользоваться и при непрерывном по глубине изменении коэффициента сжимаемости, например при увеличении плотности грунта под действием собственного веса. В этом случае слой грунта мощностью $2h_s$ следует разбить на элементарные слои так, чтобы в пределах их можно было принять приведенный коэффициент сжимаемости постоянным. При наличии несжимаемых слоев грунта или когда давление от фундамента на данной глубине меньше капиллярного давления в грунте, формула (153) будет справедлива, следует лишь при вычислении a_{0m} для соответствующего слоя положить $a_{0i} = 0$. Таким образом, средний приведенный коэффициент сжимаемости слоистой толщи грунтов определяется по формуле (153), и с его помощью легко вычисляется окончательная стабилизированная осадка фундамента на слоистых грунтах по формуле:

$$s = h_s a_{0m} p. \quad (154)$$

Для расчетов же осадки фундаментов в различные от начала загрузки промежутки времени необходимо знать средний приведенный коэффициент пористости слоистой толщи грунтов и их средний коэффициент фильтрации.

Теорема о коэффициенте пористости. Для определения среднего коэффициента пористости всей толщи слоистых грунтов (до глубины $2h_s$) воспользуемся тем положением, что объем скелета всей рассматриваемой толщи грунтов равен сумме объемов скелета отдельных слоев. Объем скелета грунта, содержащегося в 1 см³ грунта, как известно,

равен $\frac{1}{1 + \varepsilon}$. Выделим мысленно из рассматриваемой толщи призму

с площадью основания F и высотой H (при расчете осадок фундаментов $H = 2h_s$). Тогда будем иметь:

$$\frac{F(h_1 + h_2 + \dots)}{1 + \varepsilon_m} = F \left(\frac{h_1}{1 + \varepsilon_1} + \frac{h_2}{1 + \varepsilon_2} + \frac{h_3}{1 + \varepsilon_3} + \dots \right),$$

или

$$\frac{\sum_1^n h_i}{1 + \varepsilon_m} = \sum_1^n \frac{h_i}{1 + \varepsilon_i}.$$

Обозначим

$$\sum_1^n h_i = H \quad \text{и} \quad \sum_1^n \frac{h_i}{1 + \varepsilon_i} = H_0,$$

где H — полная высота рассматриваемой толщи грунта и

H_0 — так называемая приведенная толщина, т. е. толщина, которую грунт имел бы при отсутствии пустот.

Таким образом, получим:

$$\varepsilon_m = \frac{\sum_1^n h_i}{\sum_1^n \frac{h_i}{1 + \varepsilon_i}} - 1;$$

или

$$\varepsilon_m = \frac{H - H_0}{H_0}. \quad (155)$$

Теорема о коэффициенте фильтрации слоистой толщи. Для определения среднего коэффициента фильтрации при движении воды в одном направлении перпендикулярно напластованиям, можно воспользоваться законом Дарси:

$$q = k \frac{\Delta \mathcal{N}}{h},$$

откуда:

$$\Delta \mathcal{N} = q \frac{h}{k}.$$

Здесь $\Delta \mathcal{N}$ — потеря напора,

q — расход воды через единицу площади поперечного сечения пласта или так называемая скорость фильтрации,

k — коэффициент фильтрации.

Так как потеря напора во всей рассматриваемой слоистой толще грунтов равна сумме потерь напора в отдельных пластах, то можно написать:

$$\Delta \mathcal{N} = \Delta \mathcal{N}_1 + \Delta \mathcal{N}_2 + \Delta \mathcal{N}_3,$$

а так как:

$$\Delta \mathcal{N} = \frac{q(h_1 + h_2 + \dots)}{k_m} \quad \text{или} \quad \Delta \mathcal{N} = \frac{qH}{k_m},$$

где H — мощность всей рассматриваемой толщи и k_m — средний коэффициент фильтрации, и, кроме того,

$$\Delta \mathcal{N}_1 = \frac{qh_1}{k_1}, \quad \Delta \mathcal{N}_2 = \frac{qh_2}{k_2}, \dots,$$

то:

$$\frac{qH}{k_m} = q \left(\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots \right),$$

откуда

$$k_m = \frac{H}{h_1/k_1 + h_2/k_2 + \dots} \quad (156)$$

$$k_m = \frac{H}{\sum_1^n h_i/k_i}. \quad (156')$$

Формула (156) впервые получена Дахлером.¹ Ее можно вывести и другим способом, например путем приведения рассматриваемой толщи грунта к толще, эквивалентной по потере напора, и определения коэффициента фильтрации, соответствующего найденной потере напора при неизменном H . Формула (156) будет отвечать действительности в том случае, если фильтрация воды происходит в одном направлении, т. е. когда во всей рассматриваемой толще грунта до глубины $H = 2h_s$ не содержится сильно фильтрующих (песчаных) прослоек. При наличии же фильтрующих прослоек скорость уплотнения грунта под нагрузкой будет прямо пропорциональна числу поверхностей свободного выхода воды.

По полученным формулам (153), (155) и (156) и могут быть определены значения коэффициентов сжимаемости, пористости и фильтрации слоистой толщи грунтов, позволяющие рассматривать грунт как однородный со средними значениями характеризующих его коэффициентов. Значения коэффициентов, определяемых по формулам (153), (155) и (156), были проверены специальными лабораторными опытами, поставленными автором в Лаборатории механики грунтов ЛИИКС, причем эти опыты показали полную применимость выведенных формул для вычисления средних величин коэффициентов, характеризующих слоистые напластования грунтов.

Таким образом, величина полной осадки фундаментов на слоистых напластованиях грунтов может быть рассчитана по формуле (154), что же касается времени затухания осадок, то для данной доли от полной осадки оно может быть определено по формуле:

$$t = \frac{4h_{0m}^2}{\pi^2 c_m} N, \quad (157)$$

причем:

$$c_m = \frac{k_m}{a_m (1 + \varepsilon_{1m})}, \quad (158)$$

где

$$a_m = a_{0m} (1 + \varepsilon_{1m}), \quad (159)$$

и при односторонней фильтрации:

$$h_{0m} = H_0 = \sum_1^n \frac{h_i}{1 + \varepsilon_i}, \quad (160)$$

а при двусторонней фильтрации:

$$h_{0m} = \frac{1}{2} H_0 = \frac{1}{2} \sum_1^n \frac{h_i}{1 + \varepsilon_i}. \quad (160')$$

Здесь ε_m , a_m и k_m — коэффициенты пористости, сжимаемости и фильтрации слоистой толщи грунтов до глубины $2h_s$; h_{0m} — приведенная расчетная толщина слоев грунта до глубины $2h_s$.

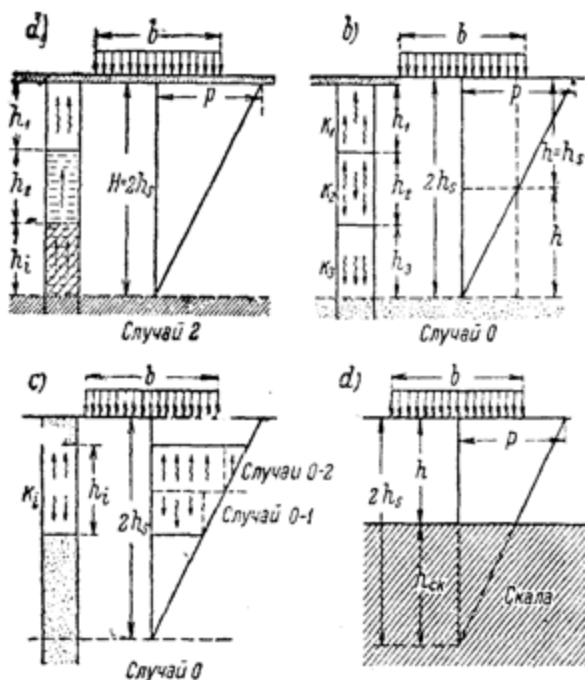
¹ R. Dachler, Über Sickerwasserströmungen in geschichtetem Material, Die Wasserwirtschaft, № 2, 1933.

Расчетные схемы уплотняющих давлений. В зависимости от числа поверхностей выхода воды при фильтрации ее параллельно линии действия внешнего давления расчетные схемы уплотняющих давлений для определения затухания осадок слоистых грунтов во времени могут быть весьма различны. Рассмотрим главнейшие из них.

Схема а). Если вершина эквивалентной эпюры уплотняющих давлений лежит в слое грунта, водопроницаемость которого меньше водопроницаемости вышележащих слоев, причем ниже глубины $2h_s$ нет

прослоек со свободным выходом воды (фиг. 134, а), то определение коэффициента фильтрации производим по уравнению (156), а затухание осадок во времени рассчитываем по случаю 2 (см. таблицу 33).

Схема б) соответствует наличию на глубине $2h_s$ водопроницаемого слоя со свободным выходом воды (фиг. 134, б). Так как каждый слой грунта при разной водопроницаемости слоев будет отдавать воду в одном направлении, вверх или вниз, то величину среднего коэффициента фильтрации и в этом случае определяем по формуле (156), но затухание осадок во времени вычисляем как для случая 0 и за расчетную мощность слоя принимаем $h = h_s$.¹



Фиг. 134. Расчетные схемы уплотняющих давлений при неоднородных, слоистых напластованиях грунтов.

Схема в). При наличии в водопроницаемом слое значительно менее водопроницаемого (например, когда в песчаном слое залегает слой глины) за расчетную толщину последнего при определении среднего коэффициента фильтрации следует принимать $h_i/2$ (фиг. 134, в). Степень уплотнения верхней половины рассматриваемого слоя будет происходить, как в случае 0—2, нижнего — как 0—1, причем влияние неравномерности будет прямо противоположно, и уплотнение всего пласта (как легко можно доказать, например, с помощью таблицы 33) будет происходить так, как если бы слой был подвергнут равномерному по всей глубине давлению. При среднем коэффициенте фильтрации k_m затухание осадок во времени будет эквивалентно случаю 0

Доказательство эквивалентности рассматриваемого случая случаю 0 изложено в предыдущем параграфе.

(как при равномерном уплотнении), причем расчетной мощностью слоя будет h_s . При этом местонахождение прослойка по глубине скажется лишь на величине коэффициента фильтрации грунта данного прослойка k_s , который должен быть определен по диаграмме водопроницаемости с учетом среднего давления в слое. Также отметим, что при вычислении среднего коэффициента фильтрации k_m слагаемыми, относящимися к слоям песка, в знаменателе формулы (156) можно пренебречь, что практически не скажется на величине k_m .

Схема d). Если водонепроницаемая и несжимаемая порода (скала) залегает на глубине меньшей $2h_s$ (фиг. 134, d), то при вычислении среднего приведенного коэффициента сжимаемости a_{0m} следует полагать для части, приходящейся на несжимаемую породу (для слоя $h_{ск}$, фиг. 134, d), коэффициент сжимаемости равным нулю, т. е. $a_0 = 0$. В этом случае величина полной осадки будет определяться прежней формулой (154),¹ затухание же осадок во времени приближенно (но точнее, чем в методе американских инженеров) может быть найдено, как в случае распределения уплотняющих давлений, по закону трапеции: при фильтрации только вверх, как для случая 0—2, а при двусторонней фильтрации, как для случая 0 (см. главу V, п. 3).

Предлагаемый способ расчета осадок фундаментов, в котором мощность эквивалентного слоя определяется для среднего значения коэффициента бокового расширения всей сжатой толщи и для случая неглубокого залегания скалы, будет ближе отвечать действительности, чем способ, базирующийся на разности между осадками поверхности точек упругого полупространства и осадками точек, соответствующих глубине расположения несжимаемого слоя (см. 1-е издание настоящей книги, формула 117).

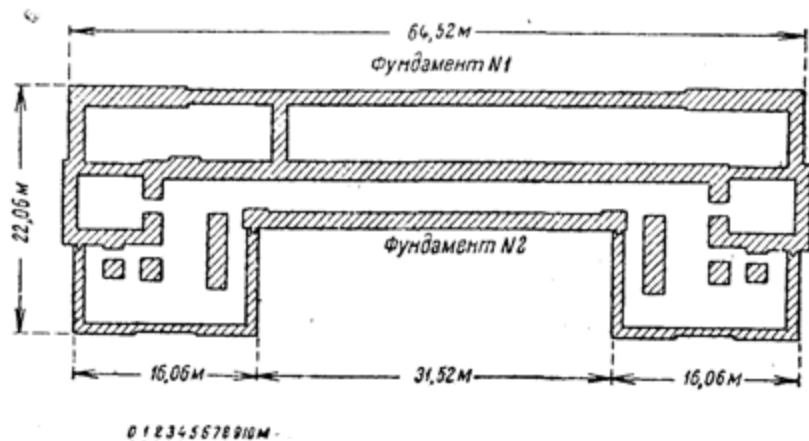
Отметим одно важное обстоятельство: при неглубоком залегании скалы, как показывают соответствующие расчеты, осадка фундаментов при определенных соотношениях между размерами площади подошвы фундаментов и толщиной сжимаемого слоя не будет пропорциональна корню квадратному из площади и может не зависеть от величины площади.

Пример расчета осадок фундамента. Произведем расчет осадок одного из фундаментов здания № 1, схематический план которого изображен на фиг. 135. Это здание возводилось в 1935 г. в Ленинграде. С начала постройки до 1939 г. велись регулярные наблюдения за осадками его фундаментов. Здание представляет собой четырехэтажное с подвальным помещением кирпичное строение, с глубиной заложения фундаментов фасадной стены в 1,8 м. Грунт места постройки состоит из следующих напластований: сверху до глубины 1,8 м залегает насыпной слой с растительными остатками; с 1,8 м до 7,1 м расположен слой пылеватой, насыщенной водой, супеси и ниже, с глубины 7,1 м до 9,0 м — слой суглинка, имеющий естественную влажность в 25,7%. Суглинок подстилается сильно сжимаемыми ленточными глинами, пройденными с 9,0 до 13,0 м. По среднему грануло-

¹ Более точное решение задачи об осадке упругого слоя грунта на несжимаемом основании при действии полосообразной нагрузки получено Ю. Я. Шехтер (Об определении осадок в грунтах с подстилающим слоем под фундаментом, Гидротехническое строительство, № 10, 1937).

метрическому составу ленточные глины представляют суглинки с содержанием глинистых частиц в 23,9% при естественной влажности грунта в 39,4%.

Из каждого слоя грунта с помощью грунтоноса были взяты образцы естественной структуры, которые и были подвергнуты испытанию в лаборатории. Результаты лабораторных определений коэффициента пористости, коэффициента сжимаемости и коэффициента фильтрации приведены в таблице 38.¹



Фиг. 135. План фундамента здания № 1.

ТАБЛИЦА 38.

Наименование грунта	Мощность слоя в м h_i	Коэффициенты		
		пористости e_1	сжимае- мости a см ² /кг	фильтрации k см/сек
Супесь	5,3	0,589	0,014	$1,0 \cdot 10^{-5}$
Суглинок	1,9	0,728	0,110	$1,6 \cdot 10^{-7}$
Ленточная глина	более 4	1,110	0,164	$1,1 \cdot 10^{-7}$

Определим полную стабилизированную осадку фундамента № 2 (фиг. 135). Площадь подошвы фундамента (рассчитанная на давление на грунт в 1,5 кг/см²) имеет следующие размеры: длина $l = 34,5$ м, ширина $b = 1,3$ м. Отношение сторон прямоугольной площади подошвы:

$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{34,5}{1,3} = 26,6.$$

¹ Опыты были произведены в лаборатории на образцах диаметром 5,05 см и высотой 2,0 см в 1936 г., когда метод расчета осадок фундаментов на слоистых грунтах еще не был разработан (отчеты автора по научной тематике Фундаментостроя за 1936 и 1937 гг.).

Примем среднее значение коэффициента бокового расширения слоистой толщи грунтов (аналогичного коэффициенту Пуассона) равным $\mu = 0,3$ и определим мощность эквивалентного слоя грунта для случая максимальной осадки.¹

По таблице 36 при $\mu = 0,3$ имеем:

$$\text{для } \alpha = 30 \quad A \omega_0 = 3,97,$$

$$\text{„ } \alpha = 20 \quad A \omega_0 = 3,63.$$

По интерполяции находим:

$$\text{для } \alpha = 26,6, \quad A \omega_0 = 3,86.$$

Тогда мощность эквивалентного слоя грунта по формуле (150) будет равна:

$$h_s = A \omega_0 b = 3,86 \cdot 1,3 = 5,0 \text{ м.}$$

Мощность слоя грунта, влияющего на осадку, будет равна:

$$H = 2h_s = 10 \text{ м.}$$

Определим средний приведенный коэффициент сжимаемости слоистой толщи до глубины в 10 м ниже подошвы фундамента. Расстояния от середины каждого слоя до точки, соответствующей глубине $2h_s$, будут равны:

$$\text{для первого слоя} \quad z_1 = 10 - \frac{5,3}{2} = 7,35 \text{ м,}$$

$$\text{„ второго „} \quad z_2 = 10 - 5,3 - \frac{1,9}{2} = 3,75 \text{ м,}$$

$$\text{„ третьего „} \quad z_3 = \frac{1}{2} (10 - 5,3 - 1,9) = 1,40 \text{ м.}$$

Приведенные коэффициенты сжимаемости для отдельных слоев, согласно данным таблицы 36, будут иметь величину:

$$\text{для первого слоя} \quad a_{01} = \frac{a}{1 + z_1} = \frac{0,014}{1,589} = 0,009 \text{ см}^2/\text{кг},$$

$$\text{„ второго „} \quad a_{02} = \frac{0,110}{1 + 0,728} = 0,064 \text{ см}^2/\text{кг},$$

$$\text{„ третьего „} \quad a_{03} = \frac{0,164}{1 + 1,11} = 0,078 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Тогда по формуле (153) для среднего приведенного коэффициента сжимаемости будем иметь выражение:

$$a_{0m} = \frac{\sum a_i h_i a_{0i} z_i}{2h_s^2}.$$

Подставляя численные значения, получим:

$$a_{0m} = \frac{5,3 \cdot 0,009 \cdot 7,35 + 1,9 \cdot 0,064 \cdot 3,75 + 2,8 \cdot 0,078 \cdot 1,40}{2 \cdot 5^2} = 0,0223 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

¹ Можно рекомендовать для индивидуальных фундаментов (например для фундамента № 2 фиг. 135) производить определение мощности эквивалентного слоя по таблице 36, т. е. как для максимальной осадки, а для фундаментов продольных стен, находящихся между поперечными (например фундамент № 1 фиг. 135) — по таблице 37, как для средней осадки жестких фундаментов.

Расчетное удельное давление на уровне подошвы фундамента, за вычетом нагрузки от веса насыпного грунта, при объемном весе последнего $1,6 \text{ т/м}^3$ и глубине заложения фундамента № 2 в $1,8 \text{ м}$, будет равно:

$$p = 1,5 - 0,0016 \cdot 180 = 1,21 \text{ кг/см}^2.$$

Полная стабилизированная осадка фундамента определится по формуле (154):

$$s = h_s a_{om} p$$

или, подставляя численные значения величин, входящих в формулу для осадки фундамента, получим:

$$s = 500 \cdot 0,0223 \cdot 1,21 = 13,5 \text{ см.}$$

Определение затухания осадок во времени в рассматриваемом случае, при фильтрации воды вверх, т. е. когда коэффициент фильтрации грунтов уменьшается с глубиной (см. таблицу 38), следует производить по расчетной схеме а). Средняя приведенная высота слоев грунта до глубины $2h_s = 10 \text{ м}$ будет равна:

$$H_0 = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + \epsilon_{1i}};$$

или

$$h_{om} = H_0 = \frac{530}{1 + 0,589} + \frac{190}{1 + 0,728} + \frac{280}{1 + 1,11} = 574 \text{ см.}$$

По формуле (155) средний коэффициент пористости слоистой толщ грунтов равен:

$$\epsilon_m = \frac{H - H_0}{H_0} = \frac{1000 - 574}{574} = 0,742,$$

средний же коэффициент сжимаемости (формула 160) будет равен:

$$a_m = a_{om} (1 + \epsilon_m) = 0,0223 \cdot 1,742 = 0,039 \text{ см}^2/\text{кг}.$$

Средний коэффициент фильтрации определится по формуле (156):

$$k_m = \frac{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \frac{h_3}{k_3}}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \frac{h_3}{k_3}} = \frac{530 + 190 + 280}{\frac{530}{1 \cdot 10^{-5}} + \frac{190}{1,6 \cdot 10^{-7}} + \frac{280}{1,1 \cdot 10^{-7}}} \text{ см/сек.}$$

Произведя вычисления, получим:

$$k = 2,5 \cdot 10^{-7} \text{ см/сек.}$$

Коэффициент консолидации (формула 158) будет равен:

$$c_m = \frac{k_m}{a_m (1 + \epsilon_m) \Delta_0} = \frac{2,5 \cdot 10^{-7}}{0,039 \cdot 1,742 \cdot 0,001};$$

или

$$c = 0,003679 \text{ см}^2/\text{сек} \approx 110400 \text{ см}^2/\text{год}.$$

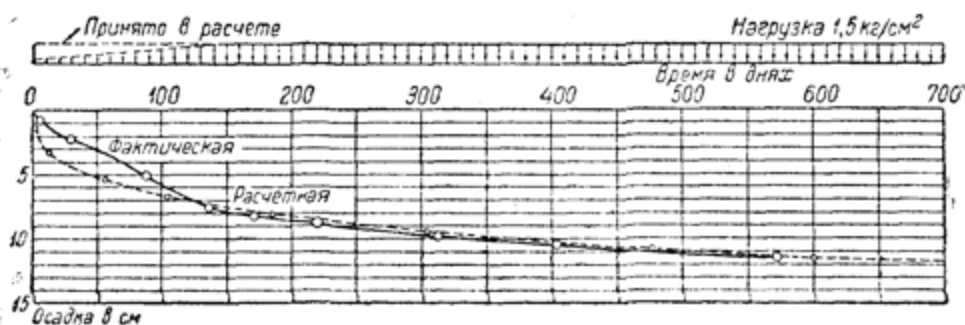
Коэффициент времени определится по формуле (157), как для случая 2 при расчетной мощности слоя грунта, равной $2h_s$, т. е.

$$t = \frac{4h_{om}^2}{\pi^2 c} N_2,$$

или

$$t = \frac{4 \cdot 574^2}{9,87 \cdot 110400} N_2 = 1,21 N_2.$$

С помощью данных значений N_2 , приведенных в таблице 33, легко определится время, соответствующее любой доле от полной осадки. Так, например, для степени осадки $Q=0,5$, т. е. для времени, соответствующего половине от всей осадки, получим, что: величина осадки $s_t = Qs = 0,5 \cdot 13,5 = 6,75$ см. По таблице 33 величине $Q=0,5$ соответствует $N_2=0,24$, тогда $t = 1,21 \cdot 0,24 = 0,29$ года.



Фиг. 136. Осадка фундамента № 2 (см. фиг. 135) как функция времени.

Точно таким же путем определено время, соответствующее ряду других значений Q . Результаты вычислений сведены в таблицу 39.

По данным таблицы 39 начерчена кривая затухания осадок фундамента № 2 рассматриваемого здания, причем по горизонтальной оси отложено время в днях от начала наблюдений, а по вертикальной оси — осадка в сантиметрах (фиг. 136).

Для описанного выше здания № 1 были поставлены наблюдения за осадками фундаментов. Начало наблюдений соответствует времени возведения фундаментов до цоколя.

ТАБЛИЦА 39.

Результаты расчета осадок фундамента № 2.

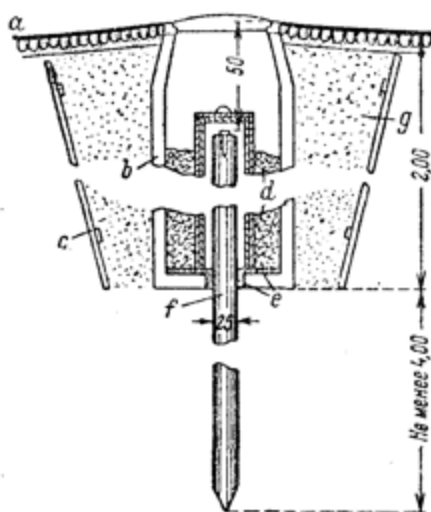
$Q = \frac{s_t}{s}$	Осадки s_t см	Время t	
		в годах	в днях
0,1	1,35	0,006	2
0,25	3,37	0,036	13
0,4	5,40	0,157	57
0,5	6,75	0,290	106
0,7	9,45	0,835	305
0,8	10,80	1,307	477
0,85	11,48	1,645	600
0,9	12,15	2,142	782

По полученным экспериментальным данным на фиг. 136 сплошной линией начерчена кривая фактических осадок фундамента № 2. Как видно из фиг. 136 фактическая осадка фундамента весьма близка к теоретической, полученной путем расчета по изложенному методу. Расхождение между расчетными осадками и фактическими в период

постройки весьма понятны, так как в расчете была принята полная нагрузка на фундамент от начала наблюдений, тогда как фактически нагрузка возрастала в течение 150 дней, причем закон возрастания ее неизвестен. Также отметим, что по произведенному расчету для фундамента № 1 (эквивалентный слой определялся по данным таблицы 37, как для средней осадки при $\mu = 0,3$) полная стабилизированная осадка оказалась равной: расчетная—11,4 см и замеренная (через 572 дня)—10,1 см.

5. Сравнение расчетных осадок с наблюдаемыми в натуре.

Постановка наблюдений за осадками сооружений. Результаты наблюдений за осадкой сооружений имеют весьма существенное значение для освещения ряда практических вопросов в области оснований и фундаментов: о величине действительных осадок отдельных фундаментов и неравномерности осадок всего сооружения и его частей, вызывающих дополнительные усилия в конструкциях сооружения, о правильности принятой величины допускаемого давления на грунт и пр. Однако полученные из наблюдений за осадками сооружений данные лишь тогда могут быть использованы в полной мере, когда наблюдения производятся по соответствующей методике и сопровождаются необходимыми исследованиями грунтов места постройки. Наблюдения за осадкой сооружений необходимо рассматривать как комплексную задачу, в которую входят: собственно наблюдения, необходимые исследования грунтов и соответствующие расчеты.



Фиг. 137. Грунтовой репер для измерения осадок фундаментов.

а — асфальт толщиной 3—4 см; б — бетонный водонепроницаемый колодец; в — деревянный щит от заиливания; д — сухой шлак не менее метра; е — гудрон; ф — деревянная или железобетонная свая; г — засыпка из гравия или гальки.

Наиболее целесообразно производить наблюдения за вновь строящимися сооружениями с момента их возведения. К моменту организации наблюдений необходимо иметь, как минимум, следующие сведения о сооружении:

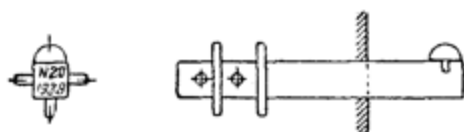
- 1) генеральный план расположения сооружения;
- 2) результаты исследования грунтов (расположение буровых скважин, шурфов, геологические разрезы, результаты пробных нагрузок, если они производились, и данные лабораторных определений констант грунтов);
- 3) планы и разрезы здания с указанием размеров фундаментов и площади их подошвы;
- 4) данные о проектной допускаемой нагрузке на грунт;

5) календарный план производства работ.

Наиболее удобным и надежным способом измерения осадок надо признать инструментальное нивелирование относительно постоянного грунтового репера.¹

Рекомендуемый тип глубокого грунтового репера изображен схематически на фиг. 137. Он представляет собой железобетонную (или, для временных реперов, деревянную) сваю диаметром 20—30 см, забитую в грунт. Верхний конец сваи, в зоне промерзания грунта, не должен соприкасаться с грунтом и потому помещается в водонепроницаемый бетонный смотровой колодец, защищенный галечной засыпкой от выпучивания. В торец сваи вделывается металлическая головка, имеющая полушаровую поверхность и защищенная от повреждений навинчивающимся металлическим колпаком.

В целях достижения наибольшей точности измерения осадок сооружений, нивелирование следует производить по специальным маркам, установленным на фундаментах; рекомендуемый тип стеновой марки изображен на фиг. 138. Стенные марки устанавливаются на сооружении² с таким расчетом, чтобы концы марок выступали за плоскость стен или фундаментов не менее чем на 5 см. В плане марки



Фиг. 138. Стенная нивелировочная марка.

устанавливаются на наружных и внутренних стенах на расстоянии около 10—15 м друг от друга. Нивелирование марок производится в следующем порядке: начальное — после установки марок с трехкратной повторностью, затем по мере возведения сооружения, но не реже, чем один раз в месяц, далее по возведении стен на полную высоту 3—4 раза в год и по окончании всего строительства 1—2 раза в год. Наблюдения необходимо продолжать не менее, чем в течение 5 лет по окончании постройки, особенно если сооружение возводится на глинистых грунтах.

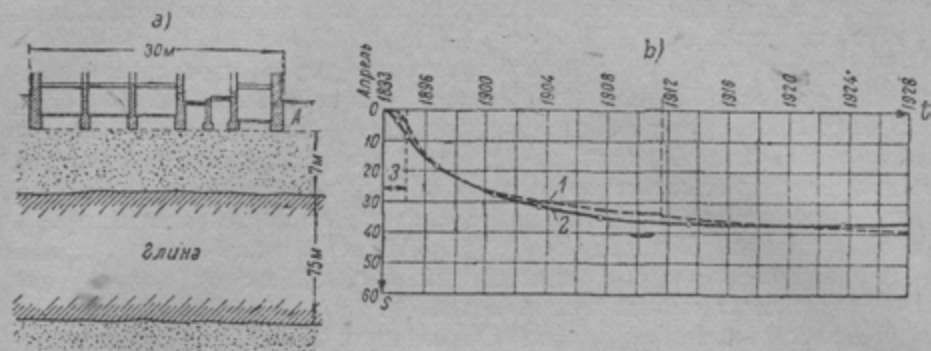
Некоторые примеры из мировой практики. Для сравнения результатов теоретического расчета осадок с наблюдаемыми в натуре, приведем пример из статьи Терцаги.³ На фиг. 139, а изображен разрез грунта под зданием, а на фиг. 139, б осадка точки А как функция времени. Фундаменты здания основаны на семиметровом слое песка, ниже которого залегает слой мягкой глины мощностью 75 м. Ширина фундаментов около 0,90—1,20 м. Давление на грунт равнялось около 3—4 кг/см². Здание в течение 40 лет претерпевает неравномерные осадки, доходящие до 30—80 см для отдельных точек площади застройки. Исследования грунта были произведены в 1931 г., причем для образца, взятых из буровой скважины возле точки А (фиг. 139, а), были определены коэффициенты, характеризующие сжимаемость и водопроницаемость грунта.

¹ П. И. Брайт, Наблюдение за осадкой сооружений, ОНТИ, 1935.

² Н. А. Цытович и А. П. Поляков, Опыт постановки наблюдений за осадками сооружений в условиях Ленинграда, Строительство Ленинграда, Бюллетень 4, 1938.

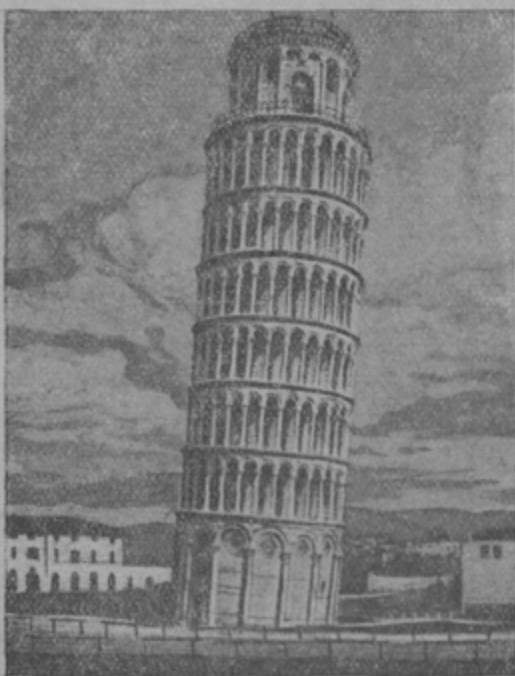
³ Proceedings Am. Soc. of Civ. Eng., October, 1933.

Вычисление осадок произведено Терцаги по методу деформаций вертикальных призм грунта. Результаты вычислений изображены на



Фиг. 139. Осадки здания почти в Австрии (по Терцаги): *a* — разрез напластований грунтов по оси здания; *b* — кривые осадок грунта как функции времени: 1 — осадки измеренные, 2 — осадки вычисленные, 3 — период постройки.

фиг. 139, *b* сплошной линией. На этой же диаграмме пунктиром указаны осадки фундамента по данным непосредственных измерений.



Фиг. 140. Пизанская башня.

жана в 1174 г., но уже при возведении первых 11 м надземной части она дала значительную осадку. Башня наклонилась к югу, причем наклон ее постепенно увеличивался по мере дальней-

Совпадение обеих кривых почти полное. Однако между теоретическими и опытными данными в рассматриваемом случае имеется и расхождение. По расчету приращение осадки с 1916 г. близко к нулю (фиг. 139, *b*), т. е. осадка почти полностью загасла, тогда как по наблюдениям осадка продолжается с постоянной интенсивностью около 5—8 мм в год. Приведенный случай указывает, что, кроме уплотнения под действием внешней нагрузки, в глине возникло и пластическое течение.

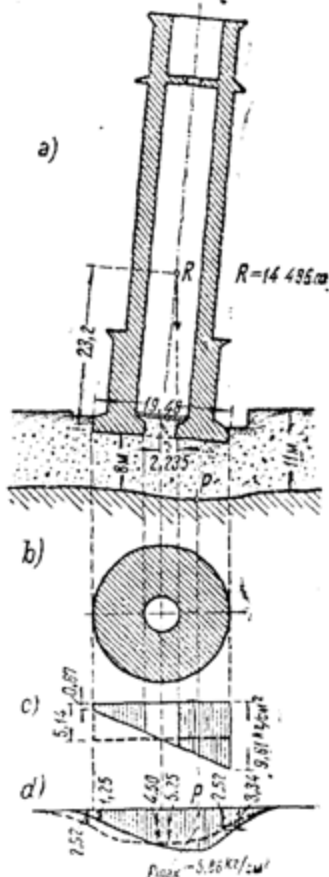
Приведем еще пример осадок известного памятника искусства, наклонной башни в г. Пизе (фиг. 140). Город Пиза лежит у устья реки Арно (Италия) на прибрежной равнине, грунт которой на глубину более чем 50 м состоит из четвертичных береговых образований. Башня была заложена

шего хода строительства. Для устранения влияния неравномерной осадки на внешний вид башни полы каждой новой галереи устраивались горизонтально, не взирая на положение нижней части башни. Вследствие возникновения значительных осадок строительство было прекращено и вновь начато лишь в 1233 г., затем был новый перерыв в строительстве и возведение башни было закончено лишь в 1350 г.

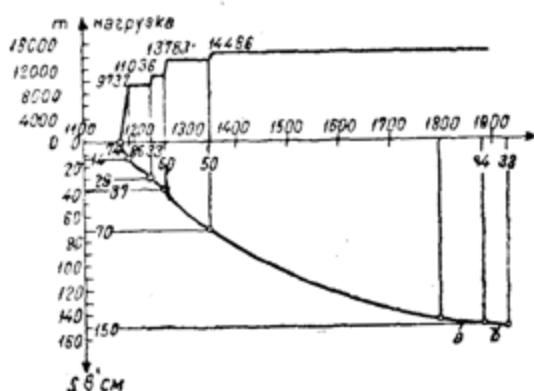
Расположение полов отдельных галерей, изучение геологического строения места и величина полной осадки дали возможность Терцаги произвести анализ причин осадки Пизанской башни.¹

На фиг. 141 изображен поперечный разрез башни с указанием напластований грунтов и эпюры давлений в грунте от действия собственного веса башни. По данным бурения грунт до глубины около 8 м от уровня подошвы состоит из беспорядочной смеси слоев чистого и глинистого песка с включением отдельных глинистых прослоек. Под верхним водопроницаемым слоем залегает на значительную глубину жирная однородная солончаковая глина. Под фундаментом башни верхняя поверхность глины (фиг. 141, а) имеет корытообразное углубление, приблизительно параллельное плоскости подошвы фундамента. На фиг. 141, б изображен план подошвы, а на фиг. 141, с — распределение давлений по подошве башни, найденное по формулам неравномерного сжатия.

Из рассмотрения эпюры (фиг. 141, с) вытекает, что наибольшее краевое давление равно $9,61 \text{ кг/см}^2$, наименьшее $0,67 \text{ кг/см}^2$ и среднее $5,14 \text{ кг/см}^2$. На фиг. 141, d изображены эпюры распределения давлений на глубине залегания глины, вычисленные Терцаги по формулам Буссинеска: сплошной линией — для случая трапециoidalного распределения давлений по по-



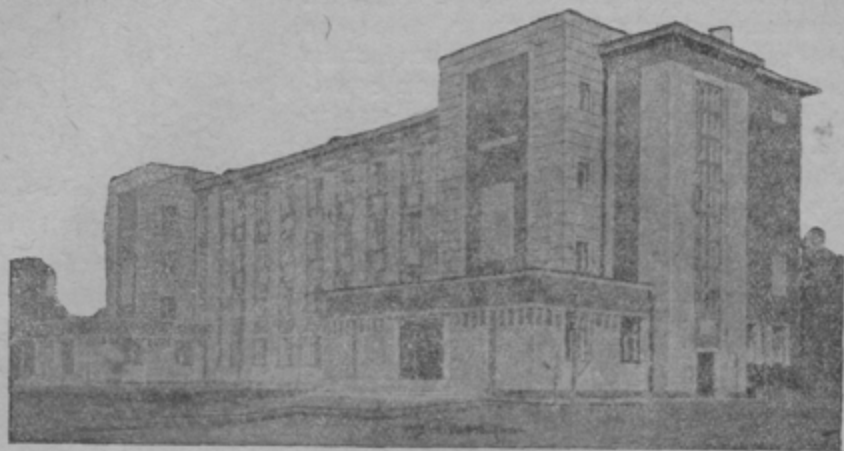
Фиг. 141. Распределение давлений в грунте под фундаментом Пизанской башни.



Фиг. 142. Кривая осадок Пизанской башни.

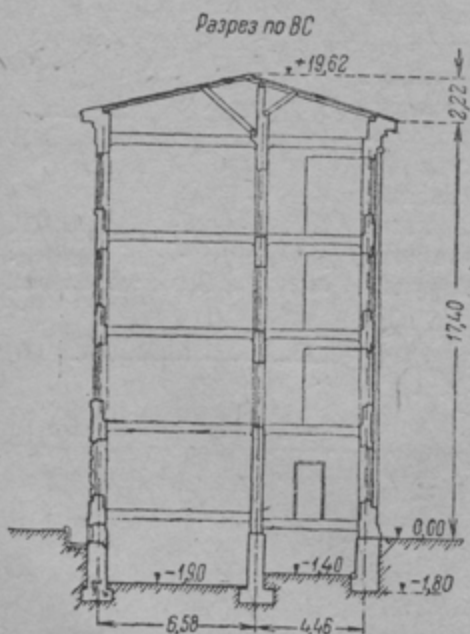
¹ Der Bauingenieur, H. 1—2, 1934.

дошве башни и пунктиром—в предположении равномерного распределения давлений. Из сравнения последних двух эпюр вытекает, что на-



Фиг. 143. Общий вид типового здания, осадки которого изучались.

клон башни имеет незначительное влияние на распределение давлений в глине. Терцаги, разбирая существующие гипотезы осадок Пизанской



Фиг. 144. Поперечный разрез здания.

осадочными швами. На фиг. 143 и 144 изображены внешний вид и поперечный разрез здания, план же фундаментов изображен на фиг. 135 (см. при-

башни, на основе изложенных выше материалов, приходит к выводу, что причиной осадок является уплотнение глины. Кривая осадок Пизанской башни в зависимости от времени (фиг. 142) по своей форме является типичной кривой уплотнения (консолидации) глины при постоянной нагрузке.

Опыты автора. Приведем данные наблюдения по четырем одинаковым зданиям, возведенным в разных районах Ленинграда, на совершенно различных грунтовых напластованиях.¹

Все четыре объекта наблюдений представляли однотипные четырехэтажные кирпичные здания с подвалами. В плане основной корпус зданий имеет размеры $64,5 \times 12$ м. Фасадная часть зданий имеет одноэтажные пристройки (вестибюли), отделенные

¹ Строительство Ленинграда, Бюллетень 4, 1938.

мер расчета п. 4 настоящей главы). Все четыре здания имеют бóтовые фундаменты в виде сплошной стены со средней глубиной заложения 1,8—2 м и шириной подошвы фундаментов от 1 до 1,3 м. Допускаемое давление на грунт по подошве фундаментов для трех зданий: здания № 1, здания № 2 и здания № 3 — принято $1,5 \text{ кг/см}^2$, а для здания № 4 — 2 кг/см^2 . Здание № 1, для которого расчет осадок фундаментов был рассмотрен в примере предыдущего параграфа, возведено на трехслойном основании; здание № 2 — на семислойном основании; здание № 3 — на двухслойном и здание № 4 — на однородном песчаном грунте.

Результаты лабораторного определения коэффициентов пористости, сжимаемости, фильтрации и внутреннего трения для образцов грунтов естественной структуры (взятых грунтоносом из буровых скважин) приведены в таблице 40.¹

ТАБЛИЦА 40.

Результаты лабораторных исследований грунтов с мест постройки зданий № 1, 2, 3 и 4.

№ слоя	Толщина слоев грунта ниже подошвы фундамента в м	Наименование грунта	Начальный коэффициент пористости e	Коэффициент сжимаемости $a \text{ см}^2/\text{кг}$	Коэффициент фильтрации $k \text{ см/сек}$	Угол внутреннего трения φ
Здание № 1						
1	5,3	Песок тонкозернистый	0,589	0,014	$1,0 \cdot 10^{-5}$	33°
2	1,9	Суглинок легкий	0,728	0,110	$1,6 \cdot 10^{-7}$	22°
3	4,0	Ленточная глина	1,110	0,164	$1,1 \cdot 10^{-7}$	$15^\circ 30'$
Здание № 2						
1	0,2	Насыпной грунт	0,910	0,283	$1,1 \cdot 10^{-4}$	—
2	1,8	Песок тонкозернистый за- иленный	0,733	0,014	$3,5 \cdot 10^{-7}$	32°
3	1,4	Ленточная глина	0,590	0,021	$6,2 \cdot 10^{-8}$	27°
4	0,2	Супесь тяжелая	0,455	0,009	$3,1 \cdot 10^{-7}$	22°
5	2,4	Суглинок тяжелый	0,640	0,030	$5,8 \cdot 10^{-8}$	22°
6	0,5	Глина пластичная	0,732	0,068	$6,9 \cdot 10^{-8}$	16°
7	0,5	Суглинок тяжелый	0,640	0,028	$5,8 \cdot 10^{-8}$	$16^\circ 30'$
8	5,2	Глина пластичная	0,718	0,082	$7,0 \cdot 10^{-8}$	$13^\circ 30'$
Здание № 3						
1	4,2	Супесь легкая	0,668	0,302	$1,2 \cdot 10^{-6}$	—
2	7,0	Суглинок средний	0,852	0,167	$5,4 \cdot 10^{-7}$	—
Здание № 4						
1	10,0	Песок средний	0,761	0,006	$2 \cdot 10^{-2}$	31°

¹ Опыты произведены А. П. Поляковым.

Измерение осадок зданий производилось прецизионным нивелиром системы „Вильда“. К началу замера осадок давления на грунт по подошве фундаментов составлял для здания № 1 — $\sigma = 0,3 \text{ кг/см}^2$; для здания № 2 — $\sigma = 0,5 \text{ кг/см}^2$ (фундамент № 1) и $\sigma = 0,3 \text{ кг/см}^2$ (фундамент № 2); для здания № 3 — в среднем $\sigma = 0,87 \text{ кг/см}^2$ и здания № 4 для фундамента № 1 — $\sigma = 0,95 \text{ кг/см}^2$ и фундамента № 2 — $\sigma = 0,77 \text{ кг/см}^2$.

Средние результаты определения осадок фундаментов № 1 и № 2 по отметкам 3—5 марок, установленных на цоколе и расположенных на расстоянии 10—15 м друг от друга, для рассматриваемых зданий приведены в таблице 41.

ТАБЛИЦА 41.

Результаты экспериментального определения средних осадок фундаментов № 1 и № 2 для четырех зданий в Ленинграде.

Объект	Дата	Число дней от начала наблюдений	Средняя осадка в см	
			фундамента № 1	фундамента № 2
Здание № 1 (трехслойное, грунтовое основание)	5/IV 1936 г.	5	0,4	0,8
	30/IV 1936 г.	30	2,0	2,3
	27/VI 1936 г.	88	4,8	5,1
	14/VIII 1936 г.	136	6,6	7,6
	18/IX 1936 г.	171	7,4	8,3
	6/XI 1936 г.	220	7,9	8,7
	7/II 1937 г.	313	8,2	9,8
	9/V 1937 г.	404	9,0	10,4
	24/X 1937 г.	572	10,1	11,4
Здание № 2 (семислойное грунтовое основание)	7/III 1936 г.	32	0,1	0,2
	6/IV 1936 г.	62	0,6	1,2
	18/IV 1936 г.	74	1,6	1,6
	26/VI 1936 г.	143	3,0	3,8
	22/VIII 1936 г.	200	3,6	4,3
	20/XII 1936 г.	321	4,0	5,0
	2/V 1937 г.	455	4,3	5,4
	30/X 1937 г.	642	4,4	5,5
Здание № 3 (двухслойное грунтовое основание с большим включением органических веществ)	18/III 1936 г.	65	3,7	4,9
	18/V 1936 г.	126	6,4	7,9
	14/VIII 1936 г.	183	8,2	9,5
	19/IX 1936 г.	250	8,6	9,9
	13/I 1937 г.	366	8,9	10,3
	3/V 1937 г.	476	9,8	11,3
	6/XI 1937 г.	663	10,5	11,9
Здание № 4 (на однородном песчаном грунте)	12/III 1936 г.	64	0,2	0,1
	6/V 1936 г.	119	1,0	0,5
	30/VI 1936 г.	174	1,2	0,7
	30/IV 1937 г.	480	1,1	1,1
	8/XI 1937 г.	670	1,0	1,0

По приведенным выше данным (см. таблицу 40) была рассчитана величина стабилизированной осадки для фундаментов № 1 и № 2 всех четырех зданий по трем методам: методу американских инженеров (Терцаги), методу свободного расширения (ВИОС) и методу эквивалентного слоя грунта.

Результаты расчета осадок сопоставлены в таблице 42 с фактическими осадками зданий.

ТАБЛИЦА 42.

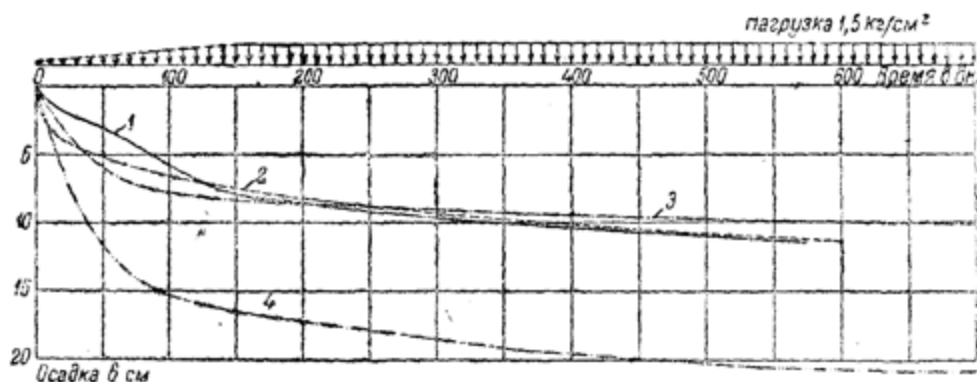
Сравнение расчетной стабилизированной осадки с осадкой, найденной путем непосредственных измерений.

Объект	Нагрузка в кг/см ²	Расчетная осадка см			Фактическая осадка	
		метод Терцаги	метод эквива- лентного слоя	метод ВИОС	см	время (дней)
Здание № 1						
Фундамент № 1 .	0,3—1,5	9,6	11,4	18,5	10,1	572
Фундамент № 2 .	0,3—0,5	12,3	13,4	25,4	11,4	572
Здание № 2						
Фундамент № 1 .	0,5—1,5	5,1	6,5	10,5	4,4	642
Фундамент № 2 .	0,3—1,5	6,5	8,9	14,0	5,5	642
Здание № 3						
Фундамент № 1 .	0,86—1,5	9,7	15,3	18,6	10,5	663
Фундамент № 2 .	0,88—1,5	9,5	13,6	18,2	11,9	663
Здание № 4						
Фундамент № 1 .	0,95—2	1,09	1,38	1,42	1,1	480
Фундамент № 2 .	0,77—2	1,45	1,53	1,88	1,1	480

Для трех зданий № 1, № 2 и № 3 было рассчитано затухание осадок во времени по методу эквивалентного слоя (см. пример предыдущего параграфа, где приведен расчет осадок во времени для фундамента № 2 здания № 1) с учетом слоистости напластований грунтов. При расчете было принято, что нагрузка полностью приложена к грунту; это предположение сказалось на увеличении расчетных осадок для начальных участков кривых затухания осадок. Кроме того, для фундаментов здания № 1 затухание осадок во времени было рассчитано и по лабораторным кривым сжатия монолитов грунта на основании пропорциональности осадок квадрату толщины слоя грунта (см. главу II), причем окончательная осадка была принята соответствующей величине, полученной по методу американских инженеров и методу ВИОС.

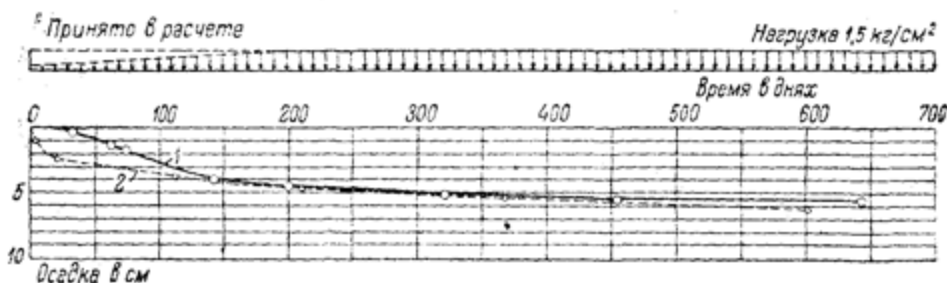
Результаты расчета осадок во времени по трем методам сопоставлены на фиг. 145 с действительными осадками фундамента № 2 здания № 1.

Из рассмотрения приведенных данных заключаем, что метод американских инженеров дает преуменьшенные результаты, метод ВИОС



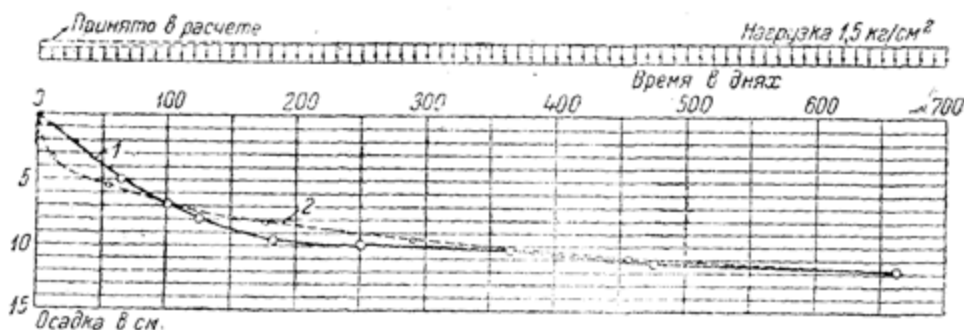
Фиг. 145. Сравнение величины расчетных осадок с наблюдаемыми в натуре для здания № 1.

1—фактические осадки; 2—осадки, рассчитанные по методу эквивалентного слоя; 3—осадки, рассчитанные по американскому методу; 4—осадки, рассчитанные по методу ВИОС.



Фиг. 146. Сравнение фактических осадок здания № 2 с расчетными.

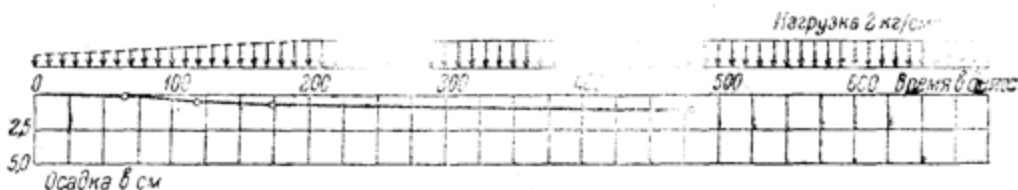
1—фактическая осадка; 2—расчетная осадка.



Фиг. 147. Сравнение фактических осадок здания № 3 с расчетными.

1—фактическая осадка; 2—расчетная осадка.

значительно (примерно в 2 раза) преувеличенные результаты, наиболее близкие к опытным данным результаты получены по методу эквивалентного слоя грунта. На фиг. 146, 147 приведено сравнение рассчитанных по методу эквивалентного слоя осадок с фактическими для зданий № 2 и № 3, а на фиг. 148 осадки здания № 4. Расхождение



Фиг. 148. Осадки здания № 4.

между расчетными и фактическими осадками в период постройки объясняются, как указывалось выше, принятием в расчете с самого начала загрузки полной нагрузки на грунт.

Таким образом, из сравнения расчетных осадок с экспериментальными, приходим к выводу, что предлагаемый метод расчета осадок фундаментов на слоистых напластованиях грунтов, с достаточной для практических целей точностью, будет отвечать действительности.

УСЛОВИЯ УСТОЙЧИВОСТИ МАССИВОВ ГРУНТА.

1. Общая характеристика условий устойчивости.

Движение земляных масс имеет широкое распространение в природе от едва заметных, непрерывно происходящих, весьма медленных перемещений до катастрофических обвалов и оползней. Нарушение устойчивости зависит как от общих условий равновесия, так и от физико-механических процессов, происходящих в грунтах. Неустойчивым будет такое состояние грунта, когда незначительные по величине внешние воздействия могут нарушить равновесие массива грунта, причем произойдет изменение его структуры и движение всего массива до тех пор, пока грунт не приобретет новое состояние равновесия. Такие перемещения происходят вследствие преодоления сопротивления сдвигу по площадкам, образующим в массиве грунта некоторые криволинейные поверхности скольжения.

Виды нарушений устойчивости. Основными видами нарушения устойчивости массивов грунта являются: оползни, обвалы, сплывы, выдавливание.

Оползни или скольжения грунта происходят главным образом в связных грунтах и обуславливаются изменениями величины сил сцепления. Оползни — сложное явление, представляющее собой совокупность следующих друг за другом отдельных скольжений масс грунта. Эти отдельные скольжения происходят в некоторой взаимной связи и, повидимому, наибольшая сила необходима только для возникновения первого нарушения равновесия. Как только произойдет первый оползень, последующие оползни происходят как следствие первого, причем их возникновение влияет и на устойчивость масс грунта первого оползня. Оползни представляют весьма распространенное явление. Везде, где в естественных условиях существует резкое изменение нагрузок, например при наличии крутых склонов, у берегов рек, озер и морей, при рытье котлованов для фундаментов сооружений и т. п., следует опасаться оползневых явлений.

В Европейской части СССР оползни особенно распространены по берегам Волги, на Черноморском побережье (Кавказ, Крым, район Одессы) и в других местах.¹ Иногда оползни имеют катастрофический

¹ Оползни Среднего и Нижнего Поволжья и меры борьбы с ними, изд. ВОДГЕО, 1935. Труды первого оползневого совещания, ЦНИГРИ, 1935. Деформации земляных масс, их причины и меры предупреждения. Труды Шведской геотехнической комиссии, перевод с дополнениями проф. Бернацкого, 1935.

характер, причем возникают огромные перемещения земляных масс, быстро сметающих сооружения, находящиеся на их пути. В 1915 г. в Ульяновске произошел грандиозный оползень, совершенно разрушивший часть железнодорожного пути и ряд устоев моста через Волгу, причем мощность пласта перемещавшихся масс грунта достигала 20 и более метров. Известны оползни косогора в Батраках, Сенгелевские, Вольские и другие оползни.¹ Почти все побережье Черного моря подвержено оползневым процессам, разрушающим здания, дороги и другие искусственные сооружения и вызывающим огромные расходы по восстановлению сооружений. Известны случаи, когда оползни происходили буквально в несколько минут, причем оторвавшиеся массы грунта разрывали пополам дома и даже отдельные деревья.

Особенно грандиозные оползни наблюдались на шведских железных дорогах. Шведской геотехнической комиссией описан ряд случаев катастрофических оползней.¹ Оползень, происшедший в 1918 г. у Витта-Сикудден (Швеция), продолжался не более 20 минут и повлек за собой обвал железнодорожного пути на протяжении 45 м, что вызвало крушение проходившего пассажирского поезда, причем погибло 40 человек. Оползень у Сэма на Бухюсской железной дороге (Швеция) в 1930 г. вызвал обрушение участка строящейся дороги, причем оползшие массы грунта заполнили выемку глубиной 3 м и покрыли прилегающую местность на площади около 5000 м².

Можно привести еще ряд описаний оползней, сопровождавшихся разрушением сооружений, но и приведенных примеров достаточно, чтобы уяснить огромное значение необходимости борьбы с оползневыми явлениями.

Другие виды нарушения устойчивости массивов грунта, а именно обвалы и сплывы имеют место главным образом в горных районах.

Обвалы отличаются от оползней тем, что при их образовании деформации захватывают значительные по распространению слои грунта относительно небольшой толщины. Обвалы грунта происходят вследствие временного уменьшения сопротивления грунта сдвигающим усилиям.

Совместные нарушения сил сцепления и сопротивления трению образуют виды нарушений устойчивости массивов грунта, промежуточные между оползнями и обвалами.

Сплывы грунтов представляют явление нарушения устойчивости масс грунта, переходящих в текучее состояние. Чем больше влаги может удерживать в себе грунт, тем он оказывается более устойчивым при сплывах. При одинаковом содержании воды мелкозернистые грунты легче становятся текучими, чем связные. Грунты же легко пропускающие воду (щебенистые, крупнопесчаные и пр.) требуют особых условий для приведения их в подвижное состояние. Наиболее подверженными сплывам грунтами являются: пылевато-илистые и мелкопесчаные.

Выдавливание есть явление пластического течения мягких масс грунта. При выдавливании в чистом его виде движение подчиняется

¹ П. С. Рубан, Геотехнические исследования грунтов (по работам Шведской геотехнической комиссии), Госстройиздат, 1933.

законам гидродинамики, согласно которым сопротивление трению увеличивается при увеличении скорости движения. Различие между оползнями и обвалами, с одной стороны, и сплывами и выдавливаниями, с другой, заключается в том, что для первых всегда наблюдаются криволинейные поверхности скольжения, тогда как в последних явно выраженных поверхностей скольжения нет, особенно если грунты находятся в мягком текучем состоянии.

Причины нарушения устойчивости. Главнейшими причинами нарушения устойчивости массивов грунта являются: внешние воздействия, увеличение активного действия нагрузки и уменьшения сопротивлений. Эти причины возникают как отдельно, так и совместно, они и обуславливают возникновение оползней, обвалов, сплывов и выдавливания.

Внешними воздействиями могут быть: устранение естественной опоры для земляных масс, расположенных на наклонном плотном слое; рытье канав и котлованов, прорезающих рыхлые слои, нагруженные весом вышележащих слоев; подмыв склонов и обрывов текучей водой и т. п. Нарушение устойчивости будет тем более вероятным, чем круче наклон плотного слоя, чем глубже будут прорезаться рыхлые слои и чем больше разница в плотности вышележащих слоев и слоев, нарушаемых внешними механическими воздействиями.

Увеличение активного действия нагрузки весьма часто служит причиной нарушения устойчивости земляных масс. Это увеличение может происходить как в чистом виде, например при возведении искусственных сооружений, насыпей и пр., так и вследствие изменений физического состояния грунта и действующих в нем усилий. Весьма часто причиной оползней и обвалов является увеличение веса слоев грунта, вследствие насыщения их водой во время продолжительных дождей или наводнения. Если грунт был сухим, то, при насыщении водой, он увеличивает свой объемный вес на величину

$$\frac{\Delta_0 \varepsilon}{1 + \varepsilon},$$

где Δ_0 — объемный вес воды и
 ε — коэффициент пористости грунта.

Полный объемный вес грунта с учетом веса воды будет:

$$\gamma = \delta + \frac{\Delta_0 \varepsilon}{1 + \varepsilon},$$

где δ — объемный вес скелета грунта.

Так, например, если $\delta = 1,3 \text{ т/м}^3$ и пористость грунта равна 50%, а следовательно, $\varepsilon = 1$, то при увлажнении объемный вес грунта может увеличиться до $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, т. е. на $0,5 \text{ т/м}^3$.

При понижении грунтовых вод может иметь место увеличенное действие веса грунта, вследствие отсутствия взвешивающего давления воды. Это особенно резко сказывается в водопроницаемых грунтах. В грунтах мало водопроницаемых, например глинистых, понижение уровня грунтовых вод увеличивает толщину слоя, подвергающегося действию капиллярного натяжения воды, что также может изменить условия устойчивости. Нагрузка при этом, по Терцаги, может увеличиваться до тонны на кубический метр.

Наличие боковых фильтрационных сил или так называемого, гидродинамического давления воды также ухудшает условия устойчивости массивов грунта, особенно при производстве выемок. Гидродинамическое давление, как было рассмотрено выше (см. главу V), действует в грунте, по которому протекает вода, и равно произведению веса воды Δ_0 в единице объема, на гидравлический градиент в данной точке I . Гидродинамическое давление направлено по касательной к линии потока. Если отнести его величину к единице объема грунтового скелета, то, принимая во внимание, что в единице объема грунтовой массы объем воды равен $\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon}$, получим:

$$D' = \frac{\Delta_0 \varepsilon}{1+\varepsilon} I. \quad (161)$$

Гидродинамическое давление играет значительную роль при образовании оползней в откосах выемок в мелком песке. Так как с приближением к подошве откоса величина I быстро возрастает (фиг. 149),



Фиг. 149. Положение уровня грунтовых вод в откосе выемки.

то давление воды вытесняет грунт в выемку. После обильных дождей поверхность грунтовых вод становится более крутой, гидравлический градиент I увеличивается, а потому увеличивается и опасность оползания откоса выемки.

Отметим, что на условия устойчивости массивов грунта также оказывает влияние давление, возникающее при заполнении водой трещин, особенно при замерзании в них воды. Наиболее благоприятным для напитывания водой оказывается время сильного таяния снега весной, а также время дождливой осени, наступившей после жаркого и сухого лета, когда в грунте образуются широкие и глубоко врезающиеся внутрь трещины, способствующие прониканию воды.

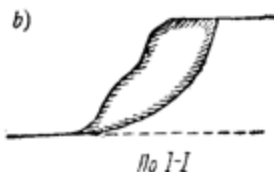
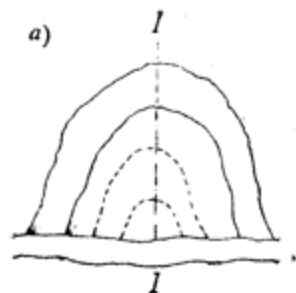
Уменьшение сопротивлений сказывается главным образом в изменении величины сцепления и сопротивления трению. Вследствие переменного увлажнения и высыхания, а также при периодическом действии мороза, происходит разрыхление грунтов, уменьшающее их силы сцепления. Наличие прослоек глины между песчаными слоями уменьшает сопротивление трению. Кроме того, в трещиноватых породах прослойки глины могут действовать при оползнях как смазка. Добавочная нагрузка на прослойки глины вызывает в них гидродинамические напряжения (см. главу V), причем непосредственно после приложения нагрузки сдвигающие напряжения возникают в полном объеме, нормальные же напряжения, величина которых пропорциональна трению, будут иметь лишь некоторую долю своего конечного значения.

К частым явлениям, с которыми приходится иметь дело инженеру при земляных работах, относятся оползни глинисто-щебенистых склонов, образующиеся после продолжительных дождей даже при углах падения в 10° и меньше.

При глубоком зимнем промерзании, особенно в районах вечной мерзлоты, физико-механические процессы, происходящие при замерзании деятельного слоя, и вызываемые ими пучения грунтов и наледные явления являются существенными факторами, нарушающими устойчивость массивов грунта.

Очертание поверхностей скольжения. Из перечисленных видов нарушения устойчивости массивов грунта наибольшее распространение имеют оползни, что заставляет в дальнейшем уделить им преимущественное внимание.

Форма поверхности скольжения оползней имеет существенное значение для статических



Фиг. 150. Очертание поверхностей скольжения: а — в плане; б — в разрезе.

расчетов устойчивости массивов грунта, поэтому ряд исследователей обращал внимание на установление очертания поверхности скольжения. При этом одни исследователи исходили из результатов непосредственных

наблюдений, другие же решали вопрос теоретически, изучая напряженное состояние массива грунта.

Экспериментальные данные показывают, что поверхности скольжения при оползнях имеют криволинейное очертание в разрезе и что у поверхности откоса направление кривой скольжения близко к вертикальному, но по мере приближения к основанию откоса угол наклона кривой к горизонту становится меньше, приближаясь к нулю (фиг. 150, б). Очертание поверхности скольжения для однородных грунтов (данные Шведской геотехнической комиссии) в разрезе близко к круглоцилиндрическому, в плане же, в большинстве случаев, имеет циркуобразную форму (фиг. 150, а).

В случае разнородных, слоистых напластований грунтов очертание поверхностей скольжения будет зависеть главным образом от свойств грунтов, их плотности, величины сил сцепления и пр. При оползании рыхлых грунтов по скальным породам поверхность скольжения, в основном, будет совпадать с поверхностью скальных пород. При слоистых напластованиях с резко выраженными свойствами отдельных слоев, поверхность скольжения может иметь форму волнообразной кривой с криволинейной осью. На очертании поверхности скольжения сказываются и динамические усилия, возникающие при оползании массивов грунта, что, например, вызывает образование бугров сползания у подножия откосов и склонов.

Таким образом, экспериментальные данные показывают, что очертание кривой скольжения может быть весьма различным.

Шведская геотехническая комиссия, на основании измерений нару-

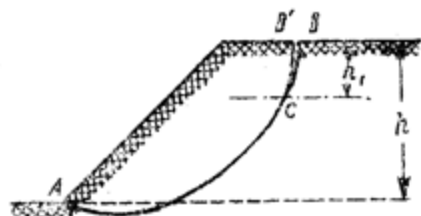
шенной зоны в грунтах для ряда оползней, пришла к выводу, что, практически, предложенное Петерсеном и математически развитое для расчетов проф. Хультиным и проф. Феллениусом положение о круглоцилиндрической поверхности скольжения недалеко от действительности.

Отдельными учеными были сделаны другие допущения об очертании поверхностей скольжения и были предприняты исследования в целях аналитического получения уравнения поверхности скольжения.

Сазини¹ еще в 1851 г. предложил, исходя из закона Кулона (см. главу II), считать поверхность скольжения плоской. Применение этой идеи к расчету устойчивости откосов было подробно разработано Винклером.

Французский ученый Резаль,² занимавшийся вопросом расчетов устойчивости грунтов при оползнях в связи с постройкой Панамского канала, вывел дифференциальное уравнение поверхности скольжения.

Полное решение уравнения Резаля было получено Фронтаром, причем оказалось, что сечение поверхности скольжения плоскостью, перпендикулярной к бровке откоса, представляет собой дугу циклоиды.³ Фронтаром установлено наличие в верхней части BC кривой скольжения ACB (фиг. 151) не только сдвигающих, но и нормальных



Фиг. 151. Схема оползания откоса по криволинейной поверхности скольжения.

растягивающих напряжений, вызывающих первоначальные трещины в массиве грунта, направление которых близко к вертикальному. Фронтар дал и формулу для определения высоты отрыва h_1 (фиг. 151). Решение Фронтара относится к однородным грунтам, и, как показал Терзаги,⁴ имеет внутреннее противоречие, заключающееся в том, что движущие силы оползающей массы получаются меньше сил сопротивления, если учесть трение и сцепление грунта по всей криволинейной поверхности скольжения.

Интересно отметить, что при высоте откосов, не выходящей из пределов, применяемых на железных дорогах, дуга циклоиды, с достаточной для практики точностью, может быть принята за дугу окружности.⁵

Если поверхность грунта нагружена полубесконечной равномерно распределенной нагрузкой (фиг. 152), то, в согласии с решением дифференциального уравнения, подобного уравнению Резаля, полученного Пузыревским, кривая скольжения определится уравнением:⁶

$$r = l \frac{1 + \sin \varphi}{1 + \sin(\omega - \varphi)}, \quad (162)$$

¹ Л. Н. Бернацкий, Прикладная геотехника, стр. 134, 1935.

² I. Resal, Poussée des terres, 2 Partie, Paris, 1910.

³ Frontard, Comptes Rendues de l'Academie des sciences, Paris, 1922.

⁴ Terzaghi, Public Roads, Dec., 1929.

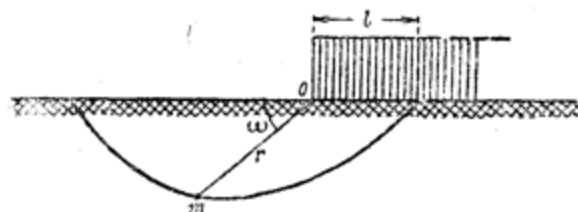
⁵ Б. Н. Венедисов, Устройство пути и способы его лечения, Земляное полотно, стр. 134, ч. 1, 1938.

⁶ Н. П. Пузыревский, Фундаменты, ОНТИ, 1934.

где r — радиус-вектор некоторой точки m кривой скольжения (фиг. 152);
 ω — угол наклона радиуса-вектора к горизонту;
 φ — угол внутреннего трения грунта;
 l — ширина оползающего массива.

Формула (162) выведена для однородного массива грунта, но, следуя примеру Пузыревского, ее можно применять и для приближенного построения кривой скольжения в слоистых грунтах, изменяя при вычислении радиуса-вектора

величину угла внутреннего трения φ . Кривые скольжения Пузыревского были с успехом применены при расчетах устойчивости одного из участков одесских оползней.¹



Фиг. 152. Очертание кривой скольжения по Пузыревскому.

2. Устойчивость массивов грунта при учете только трения или только сцепления.

Рассмотрим условия равновесия свободного от внешней нагрузки массива грунта под действием его собственного веса. Вначале изучим условия равновесия грунтов, состоящих из отдельных ничем между собой не связанных частиц, т. е. представляющих собою сыпучее тело, основным свойством которого будет трение между частицами. К этой категории грунтов будут принадлежать пески, галечники и другие несвязные грунты.

Если же трение между частицами грунта невелико, и частицы удерживаются во взаимной связи сцеплением, как, например, частицы глинистых грунтов, то во многих случаях при определении условий устойчивости массива грунта трением между частицами грунта по сравнению со сцеплением можно пренебречь, т. е. рассматривать грунт как связное тело, обладающее только сцеплением.

Грунт обладает только трением. Допустим, что на поверхности откоса сыпучего грунта свободно лежит твердая частица M (фиг. 153). Найдем условия, при которых частица M будет находиться в равновесии. Обозначим Q — вес частицы грунта, α — угол наклона откоса к горизонту и φ — угол внутреннего трения грунта.

Разложим силу Q на две составляющие: нормальную к линии откоса N и касательную — T . Сила T будет стремиться сдвинуть



Фиг. 153. Схема сил, действующих на частицу сыпучего грунта.

¹ Ю. Е. Дюливье, Расчет условий устойчивости и перемещений оползня, Исследования подземных вод СССР, вып. VII, 1936.

частицу грунта вниз к подножию откоса. Ей будет сопротивляться сила трения T' , прямо пропорциональная нормальному давлению N и действующая параллельно откосу ab , т. е. составляющая с силой веса угол в $90^\circ - \alpha$ (фиг. 153). При указанных выше обозначениях имеем:

$$T = Q \sin \alpha \text{ и } N = Q \cos \alpha.$$

Для составления уравнения равновесия возьмем проекции всех сил на направление ab . Получим:

$$T - T' = 0;$$

или, принимая во внимание, что сила трения $T' = fN$, т. е. равна произведению коэффициента трения на нормальное давление, получим:

$$Q \sin \alpha - fQ \cos \alpha = 0,$$

откуда

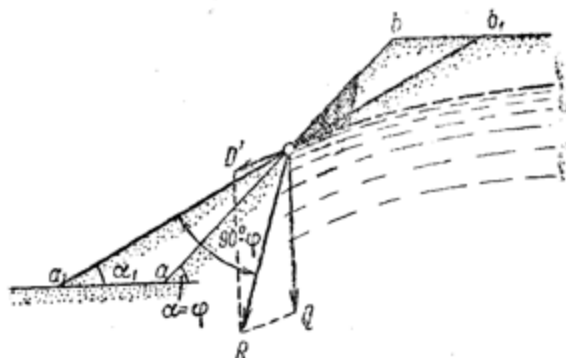
$$\operatorname{tg} \alpha = f.$$

А так как коэффициент внутреннего трения:

$$f = \operatorname{tg} \varphi,$$

то окончательно имеем:

$$\alpha = \varphi. \quad (163)$$



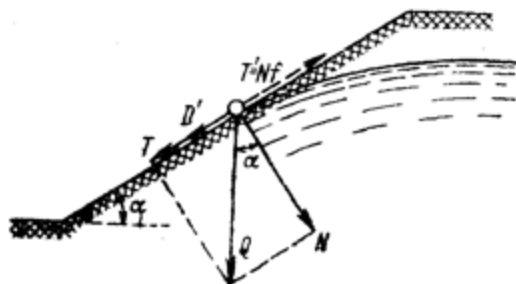
Фиг. 154. Построение, определяющее угла откоса при действии фильтрационных сил

Полученное соотношение можно формулировать следующим образом: предельный угол откоса в сыпучих грунтах равен углу внутреннего трения грунта. Этот угол для сыпучих грунтов называется углом естественного откоса. Для сухих сыпучих грунтов он является величиной постоянной.

Влияние фильтрационных сил. Если выемка откоса производится в насыщенных водой грунтах, или если уровень грунтовых вод внезапно поднимется, например при выпадении сильных дождей, выше основания откоса, то на величину угла естественного откоса существенное влияние будет оказывать гидродинамическое давление фильтрующейся из откоса воды. Если мысленно выделить на поверхности откоса объем грунта, равный единице (например 1 см^3), то, кроме собственного веса грунта Q , который следует принимать с учетом взвешивающего действия воды, на выделенный элемент будет действовать по касательной к линии потока воды гидродинамическое давление D' (формула 161). Результирующее давление R определится путем построения параллелограмма сил Q и D' (фиг. 154). Так как угол внутреннего трения сыпучего грунта, насыщенного водой, практически, равен углу внутреннего трения сухого грунта, то новая касательная сила будет отличаться от прежней (построенной без учета давления D') только направлением и будет составлять с результирующим давлением R , попрежнему, угол $90^\circ - \varphi$. Отсюда вытекает весьма простое правило определения угла откоса грунта при фильтрации воды из мас-

сива, а именно: следует построить равнодействующую сил D' и Q и от направления равнодействующей отложить угол, равный $90^\circ - \varphi$; полученное направление a_1b_1 (фиг. 154) и определит для рассматриваемого случая предельный угол откоса α_1 . Этот угол будет являться максимальным, при котором частицы грунта будут находиться в покое. Для определения угла устойчивого откоса необходимо полученное значение угла α_1 разделить на коэффициент запаса бо́льший единицы.

Таким образом, угол естественного откоса является величиной постоянной только для сыпучих грунтов ненасыщенных водой. Если же на откос действуют, кроме веса частиц грунта, и фильтрационные силы воды, то угол откоса будет меняться в зависимости от величины гидродинамического давления воды. Чем круче откос, тем бо́льший



Фиг. 155. Схема сил, действующих на частицу сыпучего грунта при учете фильтрационного давления.

гидравлический уклон будет иметь уровень грунтовых вод при выходе воды на свободную поверхность откоса, а следовательно, тем бо́льшее будет влияние фильтрационных сил. Во многих случаях за угол, составляемый гидродинамическим давлением D' с горизонтом, можно принимать угол естественного откоса грунта.

Определим условие, при котором твердые частицы грунта на поверхности откоса, подвергающегося действию фильтрационных сил, будут находиться в устойчивом состоянии. Допустим, что направление гидродинамических давлений D' совпадает с направлением откоса (фиг. 155). Тогда силы, сдвигающие элемент грунта (с единичным объемом), будут равны:

$$T = Q \sin \alpha \quad \text{и} \quad D' = \frac{\Delta_0 \varepsilon}{1 + \varepsilon} I = \Delta_0 n \operatorname{tg} \alpha,$$

где $n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}$ — объем пор в единице объема грунта.

Силы, удерживающие элемент на поверхности откоса, будут:

$$T' = Nf = Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi.$$

Так как рассматривается единица объема грунта, то $Q = \gamma_0 i$, где γ_0 — объемный вес грунта, облегченный весом вытесненной воды.

Сформулируем положение, что для устойчивого откоса сдвигающие силы должны составлять некоторую долю от удерживающих сил. Имеем:

$$\Delta_0 n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha = \frac{1}{\eta} (\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi),$$

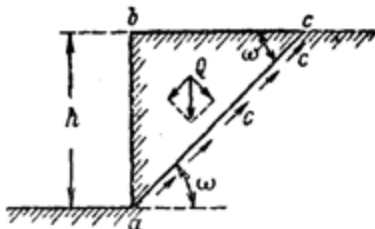
где η — коэффициент устойчивости при скольжении частиц грунта; откуда

$$\eta = \frac{\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{\Delta_0 n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha}. \quad (164)$$

Если $\eta > 1$, то откос будет устойчивым.

Грунт обладает только сцеплением. Для связных грунтов, обладающих сцеплением, например для глинистых грунтов, понятие об угле естественного откоса теряет смысл, так как угол откоса в высокой степени будет зависеть от влажности грунта. С увеличением влажности глинистых грунтов их угол откоса будет уменьшаться, приближаясь для текучего состояния к нулю. Влияние влажности на угол откоса связных грунтов можно объяснить уменьшением сил сцепления при увеличении влажности грунта, так как трение для этих грунтов имеет ничтожную величину. В связном грунте при определенных условиях откос может держаться вертикально.

Рассмотрим условия равновесия массива связного грунта, ограниченного вертикальным откосом (фиг. 156) и обладающего только сцеплением, в предположении, что поверхность скольжения плоская. Проведем под произвольным углом ω возможную поверхность скольжения ac . Составим уравнение равновесия сил, действующих на оползающую призму abc . Действующей силой будет вес Q призмы abc :



Фиг. 156. Схема сил, действующих на массив связного грунта.

$$Q = \gamma \frac{hbc}{2} = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \omega.$$

Силами сопротивления будут силы сцепления c , равномерно распределенные по плоскости скольжения $ac = \frac{h}{\sin \omega}$. Составим условие равновесия всех сил, действующих на призму abc , для чего возьмем проекцию всех сил на направление ac и приравняем ее нулю. Имеем:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \omega \sin \omega - c \frac{h}{\sin \omega} = 0,$$

или

$$\frac{\gamma h}{2} \cos \omega - \frac{c}{\sin \omega} = 0,$$

откуда

$$c = \frac{\gamma h}{4} \sin 2\omega.$$

Определим значение высоты $h = h_{30}$, соответствующее максимальному использованию сил сцепления грунта, т. е. высоты, при которой еще не произойдет оползания призмы abc (фиг. 156). Очевидно, что это будет при $\sin 2\omega = 1$, или $2\omega = 90^\circ$, $\omega = 45^\circ$, т. е. когда плоскость скольжения будет составлять при горизонтальной поверхности массива угол в 45° с горизонтом.

Таким образом будем иметь:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \quad (165)$$

Величина h_{90} , т. е. высота, при которой откос связного грунта держится вертикально, называется критической высотой массива. При большей высоте произойдет оползание массива грунта. Если принять поверхность скольжения за круглоцилиндрическую, то величина h_{90} будет несколько меньшей. По Феллениусу¹ в этом случае будем иметь:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \cdot 0,958. \quad (166)$$

Величина h_{90} соответствует максимально возможной высоте вертикального откоса. При определении этой величины следует брать некоторую часть от всего сцепления, т. е. необходимо вводить коэффициент запаса, который обычно принимается² от 1,2 до 1,5.

Таким образом, в связном грунте до определенной высоты, зависящей от объемного веса и сил сцепления грунта, откос может держаться вертикально.

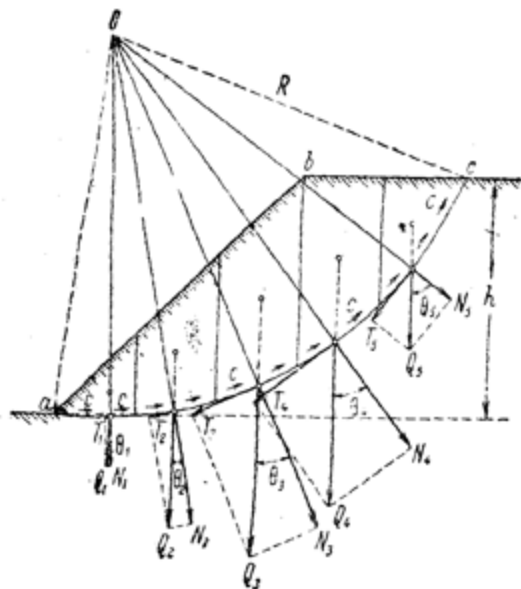
3. Расчет устойчивости откосов и определение оползневой зоны с учетом трения и сцепления грунта.

В настоящем параграфе рассмотрим устойчивость массивов грунта, если грунт обладает и трением и сцеплением, что наиболее часто

встречается на практике. При определении устойчивости массива грунта будем считать, как рекомендуют Хультин, Феллениус и Крей, что скольжение происходит по круглоцилиндрической поверхности.

Условия устойчивости.

Допустим, что центр круглоцилиндрической поверхности скольжения находится в точке O (фиг. 157). Из этой точки через нижнюю бровку откоса проведем дугу скольжения ac . Составим уравнение равновесия для оползающего клина abc . Для этого разделим оползающий клин вертикальными сечениями на ряд элементов. На каждый элемент клина действуют следующие



Фиг. 157. Схема действия сил при расчете устойчивости массивов грунта.

¹ В. Феллениус, Статика грунтов, перевод П. С. Рубан, Госстройиздат, 1933.

² Проект Технических условий и норм проектирования, возведения и эксплуатации насыпных земляных плотин, ВОДГЕО, 1938.

силы: а) сила Q , приложенная в центре тяжести элемента и равная собственному весу элемента, б) реакция оставшейся части грунта по поверхности скольжения, складывающаяся из силы трения, прямо пропорциональной нормальному давлению и равной $N \operatorname{tg} \varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта, и силы сцепления, равной произведению величины сцепления c на длину отрезка дуги скольжения, соответствующего рассматриваемому элементу, и, наконец, с) неизвестные ни по величине, ни по направлению давления грунта на вертикальные боковые грани. Последние являются внутренними силами по отношению ко всему сползающему клину. Так как независимо от их величины и направления сумма всех вертикальных сил должна равняться весу сползающего клина abc , то Крей предложил силы бокового давления грунта, действующие на вертикальные грани отдельных элементов, не принимать во внимание.¹

Напишем уравнение равновесия сил, действующих на оползающий клин, для чего возьмем сумму моментов всех сил относительно центра вращения (фиг. 157) и приравняем ее нулю. Имеем:

$$\sum TR - \sum N \operatorname{tg} \varphi R - cLR = 0,$$

где знак Σ (суммы) следует распространить на все элементы;

L — длина дуги скольжения ac ;

R — радиус дуги скольжения,

φ и c — угол внутреннего трения и сцепление грунта.

Сокращая на R , получим:

$$\sum T - \sum N \operatorname{tg} \varphi - cL = 0.$$

Полученное уравнение соответствует предельному равновесию, когда ничтожное увеличение сдвигающих сил T вызовет оползание клина. Величина сцепления, соответствующая предельному равновесию, будет равна:

$$c = \frac{\sum T - \sum N \operatorname{tg} \varphi}{L}. \quad (167)$$

Назовем коэффициентом устойчивости массива грунта при оползании отношение момента удерживающих массив сил к моменту сдвигающих сил:

$$\eta = \frac{M_{\text{удерж}}}{M_{\text{сдвиг}}}; \quad (168)$$

или, принимая во внимание обозначения фиг. 157, получим:

$$\eta = \frac{(\sum_i N_i \operatorname{tg} \varphi + cL) R}{\sum_i T_i R}, \quad (168')$$

где значения нормальной и касательной составляющих веса элемента N и T определяются или путем графического построения или путем вычисления по формулам $N_i = Q_i \cos \theta$ и $T_i = Q_i \sin \theta$.

¹ Г. Крей, Теория давления земли и сопротивления грунтов нагрузке, перевод под ред. проф. В. К. Дмоховского, Госстройиздат, 1932.

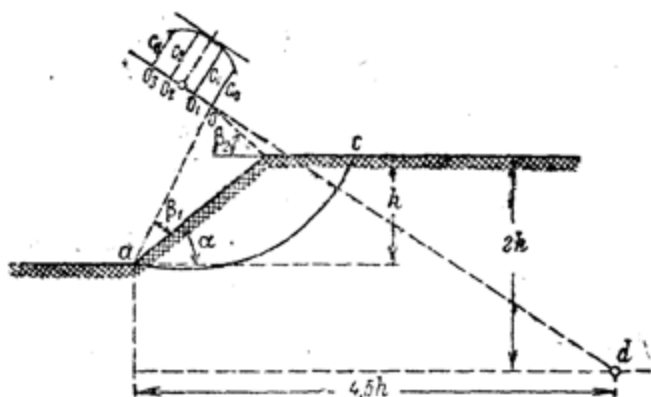
После сокращения правой части уравнения (168') на R получим:

$$\eta = \frac{\sum_1 N_i f + cL}{\sum_1 T_i} \quad (169)$$

Здесь $f = \operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения грунта.

По формуле (169) и определяется коэффициент устойчивости массива грунта при оползнях, причем устойчивость будет обеспечена при условии:

$$\eta > 1. \quad (170)$$



Фиг. 158. Определение центра наиболее опасной дуги скольжения.

Отметим, что обычно при расчетах принимают коэффициент устойчивости равным от 1,1 до 1,5. Таким образом, расчет устойчивости массива грунта при известном центре поверхности скольжения сводится к весьма простым вычислениям по формуле (169) коэффициента устойчивости η . Сложность же всей задачи заключается в отыскании центра наиболее опасной поверхности скольжения.

Определение центра наиболее опасной поверхности скольжения является основной задачей при расчете устойчивости массивов грунта по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. Так как положение центра наиболее опасной поверхности скольжения зависит от двух переменных — сцепления c и угла внутреннего трения φ , связанных одним уравнением, то определение его может быть найдено только путем попыток. Огромная работа по отысканию центра наиболее опасной поверхности скольжения, как экспериментальная, так и вычислительная, была проделана Феллениусом.¹ В результате исследования вопроса Феллениус пришел к ряду правил по отысканию наиболее опасного центра поверхности скольжения; правила эти сводятся к следующему. Вначале находится центр наиболее опасной дуги скольжения в предположении, что грунт обладает только сцеплением. Нахождение этого центра производится путем построения точки пересечения двух лучей, проведенных от верхней и нижней кромок откоса под углами β_1 и β_2 (фиг. 158). Значения углов β_1 и β_2 по данным Феллениуса приведены в таблице 43.

¹ В. Феллениус, Статика грунтов, Госстройиздат, 1933.

ТАБЛИЦА 43.

Данные для построения центров наиболее опасной дуги скольжения, если грунт обладает только сцеплением.

$\operatorname{tg} \alpha$	1,73:1	1:1	1:1,5	1:2	1:3	1:5
α	60°	45°	33°41'	26°34'	18°25'	11°19'
β_1	29°	23°	26°	25°	25°	25°
β_2	40°	37°	35°	35°	35°	37°

Далее, исследование показало, что, если грунт кроме сцепления обладает и трением, то центр наиболее опасной дуги скольжения перемещается вверх и в сторону от откоса по очень пологой кривой, которую без большой погрешности можно принять за прямую.

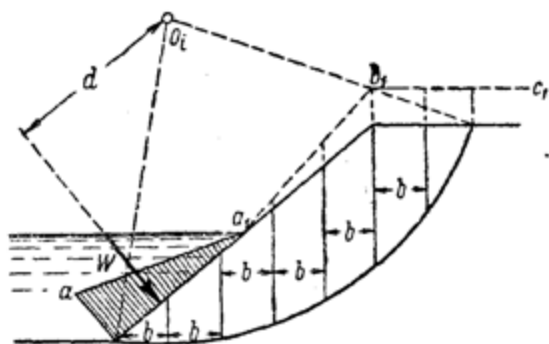
Построенные Феллениусом для различных углов откоса линии центров поверхностей скольжения проходят через точку O , центр наиболее опасной дуги скольжения, для случая если грунт обладает только сцеплением, и точку d , расположенную на глубине $2h$ под верхней горизонтальной поверхностью откоса и на расстоянии $4,5h$ вправо от нижней бровки откоса (фиг. 158). Центры вращения, соответствующие различным значениям коэффициента внутреннего трения грунта, будут располагаться по линии, соединяющей точки O и d за точкой O . Без большой погрешности линию $O-d$ можно заменить прямой, наклоненной под углом $\beta = 36^\circ$ к горизонту. Дальнейшее нахождение центра наиболее опасной дуги скольжения производится следующим образом. На линии центров dO (фиг. 158) намечается на одинаковом расстоянии друг от друга ряд положений центров O_1, O_2, O_3 и т. д. Принимая каждую точку за центр возможной дуги скольжения, строят соответствующие линии скольжения и для каждого клина сползания определяют по формуле (167) сцепление, необходимое по условиям равновесия,¹ для чего производят построение, аналогичное показанному на фиг. 157. Для отдельных центров вращения величина необходимого сцепления будет различна. Опаснейшей поверхностью скольжения будет та, при которой для равновесия требуется наибольшая величина сцепления. Терзаги рекомендует производить нахождение наибольшей величины сцепления путем построения кривой изменения сцепления при различных положениях центров скольжения. Для этого на перпендикулярах, восстановленных к линии наиболее опасных центров скольжения (в точках O_1, O_2, O_3), откладывают в масштабе полученные по формуле (166) величины сцепления, соединяют концы построенных отрезков плавной кривой и определяют максимальную ординату этой кривой путем нахождения точки касания линии, проведенной параллельно линии центров (фиг. 158).

Точка на линии центров, соответствующая максимальному сцепле-

¹ Terzaghi, The mechanics of shear failures on clay slopes and the creep of retaining walls, Public Roads, 10, 1929.

нию, и будет центром наиболее опасной поверхности скольжения. Из полученного центра описывают дугу скольжения и для нее вновь повторяют все построение, т. е. разделяют оползающий клин на вертикальные элементы, вычисляют вес каждого элемента и раскладывают его на составляющие нормальную и касательную к соответствующему отрезку дуги скольжения. Коэффициент устойчивости на оползание определяется по ранее выведенной формуле (169).

Полуграфический метод Терцаги и его интерпретации. Изложенный выше метод определения положения центра наиболее опасной поверхности скольжения требует утомительных выкладок. Поэтому Терцаги предложил графически определять величину нормальных и касательных составляющих, действующих на каждый элемент оползающего клина, причем



Фиг. 159. Расчет устойчивости откосов по методу Терцаги.

и полученные отрезки, пропорциональные силам, раскладываются на нормальные и касательные составляющие. Переход к весам производят после графического суммирования величин N и T для каждой поверхности скольжения.

Этот способ дает возможность учесть ряд местных условий, например влияние грунтовых вод и др. В последнем случае весь массив грунта приводится к материалу с одинаковым объемным весом. Для этого необходимо ординаты элементов массива грунта, находящихся выше уровня грунтовых вод, умножить на отношение объемных весов γ/γ_0 , где γ_0 объемный вес грунта, облегченного весом вытесненной им воды, и рассчитывать приведенный ломанный откос $aa_1b_1c_1$ (фиг. 159). Как показали произведенные Терцаги расчеты, давление воды на подводную часть откоса можно принимать при определении устойчивости откоса как сосредоточенную силу, что почти не скажется на величине коэффициента устойчивости. Метод Терцаги применим к исследованию устойчивости откосов, имеющих заданные размеры. Применение его для решения обратной задачи, т. е. для определения по заданной высоте откоса его устойчивого заложения или определения критической высоты откоса грунта, становится чрезвычайно громоздким.

Некоторые упрощения метода Терцаги, особенно при определении критической высоты откосов грунта, получены Г. И. Тер-Степановым путем введения относительных величин для всех линейных размеров

оползающего клина, выраженных в долях от высоты откоса h .¹ Применение относительных величин позволяет ограничиться при определении критической высоты откоса всего лишь одним построением.

Обозначим:

$\beta h = b$ — ширина элементов, на которые разбивается оползающий клин;

$\alpha h = a$ — высота элементов;

$\lambda h = L$ — длина дуги скольжения.

Тогда вес каждого элемента выразится:

$$Q = ab \cdot 1 \cdot \gamma = \alpha \beta \gamma h^2,$$

а нормальная и касательная его составляющие (фиг. 160) будут равны:

$$N_i = Q \cos \theta_i = \alpha \beta \gamma h^2 \cos \theta_i$$

и

$$T_i = Q \sin \theta_i = \alpha \beta \gamma h^2 \sin \theta_i,$$

где θ_i — угол между Q и N (фиг. 160).

Напишем условие устойчивости откоса в отношении оползания, а именно, что момент сил сдвигающих в η раз меньше момента сил удерживающих:

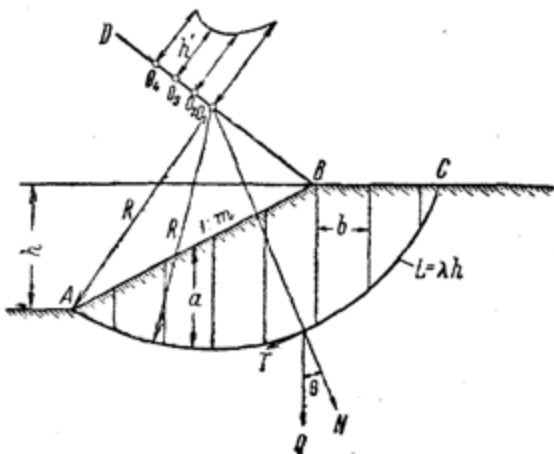
$$\eta R \beta \gamma h^2 \sum \alpha \sin \theta_i = R \beta \gamma h^2 f \sum \alpha \cos \theta_i + R \lambda h c, \quad (a)$$

откуда:

$$h = \frac{\lambda}{\beta (\eta \sum \alpha \sin \theta_i - f \sum \alpha \cos \theta_i)} \cdot \frac{c}{\gamma}. \quad (171)$$

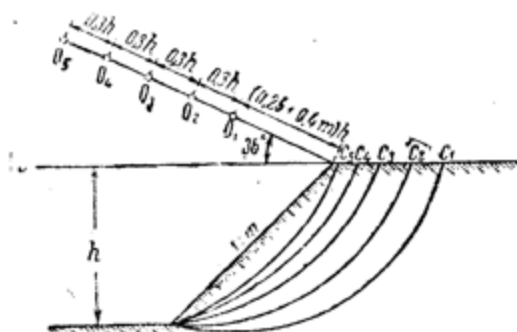
Уравнение (171) и может служить для определения критической высоты откоса, соответствующей одному из возможных положений центра опасной дуги скольжения. Для определения минимума максимальных значений критической высоты откоса следует на линии центров наиболее опасных поверхностей скольжения построить кривую изменения критической высоты откоса в зависимости от положения центров поверхности скольжения и по ней графически определить h' (фиг. 160). Полученная величина и будет соответствовать той наибольшей высоте откоса, при которой сооружение обладает требуемым запасом прочности.

¹ Г. И. Тер-Степанов, Определение критической высоты [земляных сооружений, Труды ЛИС, вып. 1, 1934.



Фиг. 160. Определение критической высоты откосов.

Вспомогательные таблицы. Дальнейшие упрощения в расчеты устойчивости откосов по методу Терцаги введены М. Н. Гольдштейном,¹ который составил таблицы, сводящие вычислительную работу к минимуму. Уравнение устойчивости откоса (а) после сокращения на R и h можно представить в виде:



Фиг. 161. Положение центров опасных дуг скольжения, когда кривые скольжения проходят через подошву откоса.

$$\begin{aligned} \gamma \gamma h^3 \sum \alpha \sin \theta_i &= \\ &= \gamma h^3 f \sum \alpha \cos \theta_i + \lambda c, \end{aligned} \quad (b)$$

откуда:

$$\begin{aligned} \eta &= f \frac{\sum \alpha \cos \theta_i}{\sum \alpha \sin \theta_i} + \\ &+ \frac{c}{\gamma h} \cdot \frac{\lambda}{\beta \sum \alpha \sin \theta_i}, \end{aligned} \quad (c)$$

или введя обозначения:

$$\frac{\sum \alpha \cos \theta_i}{\sum \alpha \sin \theta_i} = A \text{ и } \frac{\lambda}{\beta \sum \alpha \sin \theta_i} = B,$$

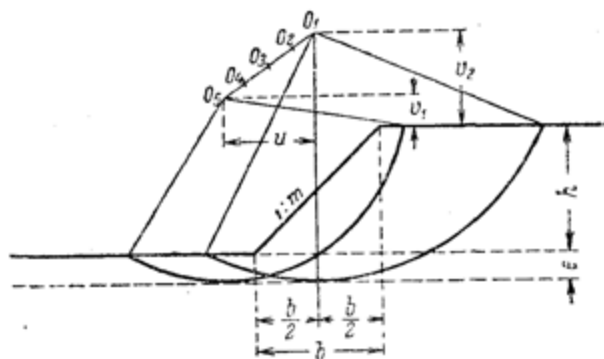
получим:

$$\eta = fA + \frac{c}{\gamma h} B, \quad (172)$$

откуда:

$$h = \frac{cB}{\gamma(\eta - fA)}. \quad (173)$$

В таблицах 45 и 46 приведены значения коэффициентов A и B для откосов различной крутизны $1:m$, найденные с помощью построений Терцаги для пяти центров наиболее опасных дуг скольжения; при этом таблица 45 соответствует случаю прохождения кривых скольжения через подошву откоса (см. фиг. 161, где указаны и центры опасных дуг скольжения), таблица же 46 — кривым скольжения, выходящим за пределы откоса (фиг. 162). При составлении последней Гольдштейн использовал материалы Москва-Волгострой.² Координаты центров по-



Фиг. 162. Определение центров опасных дуг скольжения, когда кривые скольжения выходят за пределы откоса.

¹ М. Н. Гольдштейн, Ускоренный расчет устойчивости откосов, Бюллетень Союзтранспроекта, 1938.

² Москва-Волгострой, № 3—4, 1937.

верхностей скольжения (см. таблицу 44), установленные на основании исследований Феллиниуса и материалов Москва-Волгостроя, практически обеспечивают нахождение опаснейшей поверхности скольжения; они и приняты при составлении таблицы 44.

Данные таблицы 44, соответствующие кривым скольжения, проходящим через подошву откоса, следует применять в том случае, когда грунт основания прочнее грунта откоса. Если же основание откоса сложено более слабыми грунтами, то проверку устойчивости откоса следует производить по данным таблицы 45, при этом коэффициент устойчивости во всех случаях не должен быть менее 1,5.

ТАБЛИЦА 44.

Координаты центров скольжения для кривых, выходящих за пределы основания откоса.

e	Координаты центров скольжения	Откосы		
		1:1 $b = h$	1:2 $b = 2h$	1:3 $b = 3h$
$1/4h$	u	0,75h	0,50h	0,60h
	v_1	0,50h	0,35h	1,15h
	v_2	0,75h	0,95h	1,75h
$1/2h$	u	0,50h	0,60h	0,60h
	v_1	0,12h	0,30h	0,90h
	v_2	0,63h	1,10h	1,70h
h	u	0,50h	0,40h	0,40h
	v_1	0,12h	0,20h	0,60h
	v_2	1,38h	1,00h	1,50h
$1 1/2h$	u	0,25h	0,50h	0,40h
	v_1	0,25h	0,50h	0,50h
	v_2	1,00h	1,25h	1,70h

ТАБЛИЦА 45.

Значения коэффициентов A и B для различных откосов, если кривая скольжения проходит через подошву откоса.

Заложение откоса	Центры кривых скольжения (фиг. 161)									
	O_1		O_2		O_3		O_4		O_5	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1:1	2,34	5,79	1,87	6,00	1,57	6,57	1,40	7,50	1,24	8,80
1:1 1/4	2,64	6,05	2,16	6,35	1,82	7,03	1,66	8,02	1,48	9,65
1:1 1/2	3,04	6,25	2,64	6,50	2,15	7,15	1,90	8,33	1,71	10,10
1:1 3/4	3,44	6,35	2,87	6,58	2,50	7,22	2,18	8,50	1,96	10,41
1:2	3,84	6,50	3,23	6,70	2,80	7,26	2,45	8,45	2,21	10,10
1:2 1/4	4,25	6,64	3,58	6,80	3,19	7,27	2,84	8,39	2,53	9,80
1:2 1/2	4,67	6,65	3,98	6,78	3,53	7,30	3,21	8,15	2,85	9,50
1:2 3/4	4,99	6,64	4,33	6,78	3,86	7,24	3,59	8,02	3,20	9,21
1:3	5,32	6,60	4,69	6,75	4,24	7,23	3,97	7,87	3,59	8,81

ТАБЛИЦА 45.

Значение коэффициентов A и B для различных откосов, если кривая скольжения выходит за пределы основания откоса.

Заложение откоса	Центры кривых скольжения (фиг. 162)									
	O_1		O_2		O_3		O_4		O_5	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
$e = 1/4h$										
1:1	2,87	5,93	2,56	6,10	2,29	6,70	2,11	7,80	2,02	9,70
1:1 $^{1/4}$	2,98	6,12	2,66	6,32	2,43	6,80	2,27	7,75	2,15	9,35
1:1 $^{1/2}$	3,10	6,35	2,80	6,53	2,58	6,91	2,42	7,70	2,30	9,02
1:1 $^{3/4}$	3,22	6,54	2,93	6,72	2,74	7,02	2,59	7,65	2,46	8,70
1:2	3,37	6,76	3,10	6,87	2,91	7,15	2,76	7,60	2,63	8,40
1:2 $^{1/4}$	3,53	7,12	3,26	7,23	3,10	7,50	2,95	7,95	2,82	8,75
1:2 $^{1/2}$	3,73	7,51	3,46	7,62	3,39	7,86	3,14	8,31	3,02	9,13
1:2 $^{3/4}$	3,94	7,90	3,68	8,00	3,50	8,20	3,35	8,70	3,25	9,51
1:3	4,20	8,31	3,93	8,40	3,71	8,60	3,57	9,10	3,51	9,90
$e = 1/2h$										
1:1	3,40	5,91	3,17	5,92	2,97	6,00	2,82	6,25	2,74	6,93
1:1 $^{1/4}$	3,47	5,98	3,24	6,02	3,04	6,14	2,91	6,46	2,82	7,18
1:1 $^{1/2}$	3,55	6,08	3,32	6,13	3,13	6,28	3,05	6,68	2,91	7,43
1:1 $^{3/4}$	3,64	6,18	3,41	6,26	3,22	6,41	3,11	6,89	3,01	7,68
1:2	3,76	6,30	3,53	6,40	3,33	6,62	3,23	7,10	3,12	7,93
1:2 $^{1/4}$	3,90	6,44	3,66	6,56	3,49	6,81	3,38	7,32	3,27	8,05
1:2 $^{1/2}$	4,06	6,61	3,82	6,74	3,66	7,01	3,56	7,55	3,47	8,17
1:2 $^{3/4}$	4,25	6,81	4,02	6,95	3,86	7,25	3,76	7,77	3,63	8,28
1:3	4,44	7,06	4,24	7,20	4,07	7,50	3,97	8,00	3,91	8,40
$e = h$										
1:1	4,47	5,77	4,32	5,80	4,19	5,86	4,15	6,19	4,13	6,60
1:1 $^{1/4}$	4,58	5,84	4,43	5,86	4,27	5,90	4,22	6,20	4,19	6,60
1:1 $^{1/2}$	4,70	5,91	4,54	5,93	4,37	5,97	4,30	6,22	4,26	6,60
1:1 $^{3/4}$	4,82	5,98	4,66	6,00	4,46	6,05	4,38	6,25	4,34	6,61
1:2	4,95	6,05	4,78	6,08	4,58	6,13	4,48	6,31	4,43	6,61
1:2 $^{1/4}$	5,08	6,12	4,90	6,16	4,69	6,22	4,58	6,38	4,53	6,65
1:2 $^{1/2}$	5,21	6,19	5,03	6,26	4,81	6,33	4,70	6,46	4,65	6,71
1:2 $^{3/4}$	5,35	6,26	5,17	6,36	4,95	6,45	4,84	6,57	4,78	6,81
1:3	5,50	6,33	5,31	6,47	5,10	6,60	5,00	6,70	4,95	6,91
$e = 1^{1/2}h$										
1:1	5,92	5,73	5,78	5,75	5,67	5,77	5,57	5,79	5,44	5,83
1:1 $^{1/4}$	5,99	5,78	5,86	5,80	5,73	5,84	5,65	5,87	5,53	5,97
1:1 $^{1/2}$	6,07	5,82	5,94	5,85	5,81	5,92	5,72	5,96	5,63	6,12
1:1 $^{3/4}$	6,14	5,87	6,02	5,90	5,89	5,99	5,81	6,04	5,72	6,27
1:2	6,22	5,92	6,10	5,95	5,97	6,07	5,89	6,12	5,81	6,42
1:2 $^{1/4}$	6,30	5,95	6,18	5,98	6,05	6,08	5,97	6,15	5,90	6,43
1:2 $^{1/2}$	6,38	5,98	6,26	6,02	6,14	6,10	6,06	6,19	5,99	6,44
1:2 $^{3/4}$	6,46	6,01	6,34	6,05	6,23	6,11	6,15	6,22	6,08	6,45
1:3	6,55	6,04	6,44	6,09	6,32	6,12	6,24	6,25	6,17	6,46

Если грунт неоднороден или откос сверху нагружен равномерно распределенной нагрузкой, то вычисляют приведенные высоты соответствующих слоев, умножая высоту каждого слоя на соотношение объемных весов. Для величин же c и f определяют средне-взвешенные значения по формулам:

$$c_m = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + c_3 h_3 + \dots}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots}; \quad (174)$$

$$f_m = \frac{f_1 h_1 + f_2 h_2 + f_3 h_3 + \dots}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots}. \quad (175)$$

Пример. Определить высоту откоса с заложением 1:1,5 при коэффициенте устойчивости $\eta = 1,5$, если основание откоса сложено более плотным грунтом. Характеристика грунта откоса:

$$\varphi = 22^\circ; c = 1 \text{ т/м}^2; \gamma = 1,8 \text{ т/м}^3.$$

Подставляя соответствующие значения A и B из таблицы 45 в формуле (173), найдем:

$$h_1 = \frac{1 \cdot 6,25}{1,8 (1,5 - 0,404 \cdot 3,04)} = 12,9 \text{ м};$$

$$h_2 = \frac{1 \cdot 6,50}{1,8 (1,5 - 0,404 \cdot 2,54)} = 7,67 \text{ м};$$

$$h_3 = 6,3 \text{ м}; h_4 = 6,4 \text{ м}; h_5 = 6,9 \text{ м}.$$

Искомой высотой будет $h_{\min} = 6,3 \text{ м}$.

4. Определение крутизны откосов по графикам.

Метод Феллениуса. В своей работе „Статика грунтов“, ставшей классической, Феллениус дает способ расчета устойчивости откосов грунта, основанный на допущении круглоцилиндрической поверхности скольжения при учете как сцепления и трения в отдельности, так и их совместного действия. Ввиду сложности уравнений, получающихся для определения предельной крутизны откосов (угла откоса α или высоты откоса h) при одновременном учете трения и сцепления грунта, Феллениус составил графики, построенные по результатам ряда решений уравнений устойчивости, полученных им путем подбора. Исследование устойчивости откоса Феллениус начинает со случая, когда грунт обладает только сцеплением. Высота откоса в этом случае определяется по уравнению (166), т. е.:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \cdot 0,958,$$

откуда величина сцепления, при которой откос данной высоты будет держаться вертикально, будет равна:

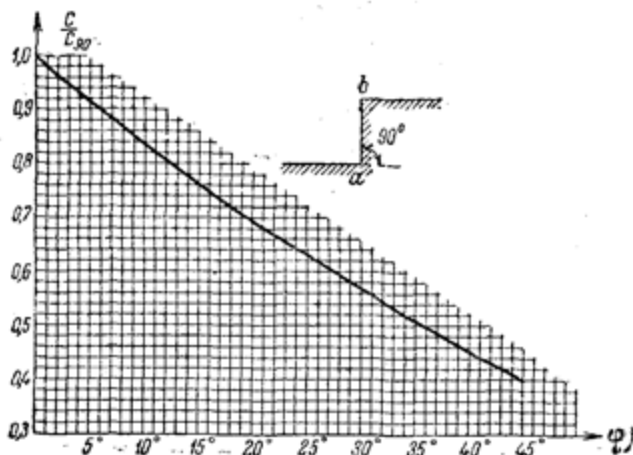
$$c_{90} = \frac{\gamma h}{4} \cdot 1,044. \quad (a)$$

Если грунт обладает трением и сцеплением, то выражение для c_{90} будет значительно сложнее.

На фиг. 163 дан график изменения c/c_{90} в зависимости от угла внутреннего трения грунта для случая вертикального откоса, т. е. при

$\alpha = 90^\circ$. Если известен угол трения грунта, то по графику фиг. 163 определяем:

$$\frac{c}{c_{90}} = r. \quad (b)$$



Фиг. 163. График значений $\frac{c}{c_{90}} = F(\varphi)$.

Тогда при известной величине сцепления грунта находим величину сцепления, соответствующую вертикальному откосу, т. е.:

$$c_{90} = \frac{c}{r}, \quad (c)$$

и по формуле (166):

$$h_{90} = \frac{4c_{90}}{\gamma} \cdot 0,958. \quad (d)$$

Для определения предельной высоты откоса h или предельного угла откоса α Феллениус составил график зависимости отношения h/h_{90} от угла внутреннего трения

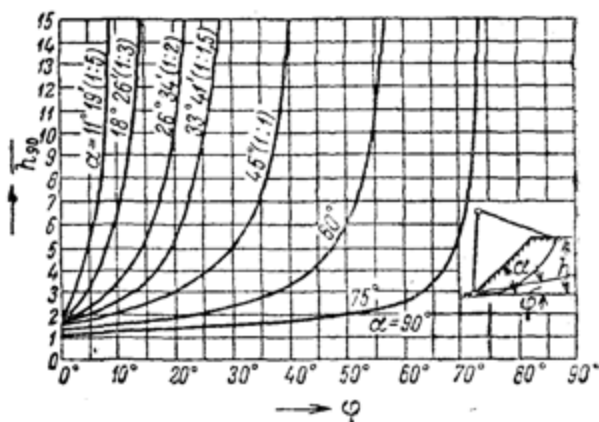
грунта для различных углов откоса α (фиг. 164). По известной высоте откоса h и найденной величине h_{90} (формула d) определяется

отношение h/h_{90} . С помощью графика фиг. 164 по заданному углу внутреннего трения грунта φ и найденному отношению h/h_{90} определяется предельный угол откоса. Если же угол откоса α известен, то с помощью того же графика определяется предельная высота откоса h .

Пример 1. Найти предельную крутизну откоса, если дано: высота откоса $h = 10$ м, сцепление грунта $c = 0,5$ т/м², угол внутреннего трения грунта $\varphi = 10^\circ$ и объемный вес $\gamma = 1,6$ т/м³.

По фиг. 163 углу внутреннего трения $\varphi = 10^\circ$ будет соответствовать:

$$r = \frac{c}{c_{90}} = 0,84,$$



Фиг. 164. График значений $\frac{h}{h_{90}} = F(\alpha, \varphi)$ по Феллениусу.

откуда:

$$c_{90} = \frac{c}{r} = \frac{0,5}{0,84} = 0,595 \text{ т/м}^2.$$

По уравнению (166) имеем:

$$h_{90} = \frac{4 \cdot 0,595}{1,6} \cdot 0,958 = 1,425 \text{ м};$$

тогда:

$$\frac{h}{h_{90}} = \frac{10}{1,425} \approx 7,$$

чему соответствует по фиг. 164 для заданного угла трения грунта $\varphi = 10^\circ$ предельный угол откоса:

$$\alpha \approx 17^\circ.$$

Пример 2. Требуется определить предельную высоту откоса h , если угол откоса $\alpha = 18^\circ 26'$ (1:3), $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, $\varphi = 10^\circ$ и $c = 1,0 \text{ т/м}^2$.

При $\varphi = 10^\circ$, по фиг. 163, $c/c_{90} = 0,84$, откуда

$$c_{90} = \frac{1,0}{0,84} = 1,19 \text{ т/м}^2.$$

По формуле (166) имеем:

$$\begin{aligned} h_{90} &= 0,958 \cdot \frac{4c_{90}}{\gamma} = \\ &= 0,958 \cdot \frac{4 \cdot 1,19}{1,8} \approx 2,5 \text{ м}. \end{aligned}$$

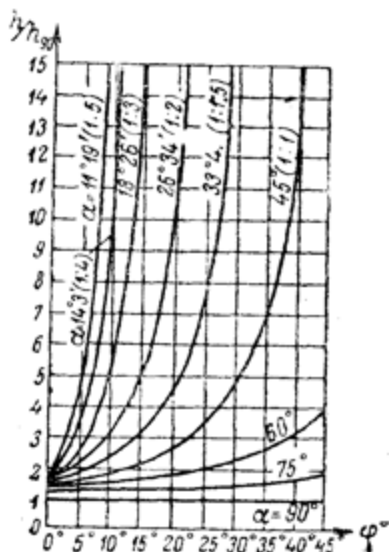
Далее, по фиг. 164 при $\varphi = 10^\circ$ и $\alpha = 18^\circ 26'$ находим:

$$\frac{h}{h_{90}} = 5,5,$$

откуда предельная высота откоса будет равна:

$$h = 5,5 \cdot 2,5 = 13,7 \text{ м}.$$

Дополнения Института ВОДГЕО.¹ Графики Феллениуса относятся к случаю прохождения кривой обрушения через подошву откоса. Это будет справедливо, если грунт основания значительно прочнее грунта откоса. В случае же однородного грунта, или когда грунт основания слабее грунта откоса, кривая скольжения будет проходить за пределами откоса, и график Феллениуса (фиг. 164) требует поправок. Необходимые для последнего случая поправки были вычислены Институтом ВОДГЕО (В. К. Клемц и С. И. Мигин). Составленный ВОДГЕО график изменения h/h_{90} в зависимости от угла внутреннего трения грунта для



Фиг. 165. График значений $\frac{h}{h_{90}} = F(\alpha, \varphi)$ по ВОДГЕО.

¹ Проект Т. У. и Норм проектирования, возведения, эксплуатации насыпных земляных плотин. Составлено Институтом ВОДГЕО, 1938.

различных углов откоса α , при прочности грунта основания меньшей прочности грунта откоса, изображен на фиг. 165. Пользоваться этим графиком следует совершенно так же, как и графиком Феллениуса (фиг. 164).

Новейшие данные. На 1-й Международной конференции по механике грунтов (США 1936 г.) вопросу устойчивости откосов грунта и борьбе с оползнями было посвящено несколько весьма интересных докладов (Жаки, Тайлор, Хеннес и др.).¹

Отметим решение, полученное Жаки (I. Jaky). Жаки рассмотрел устойчивость откоса, когда кривая скольжения проходит через нижнюю кромку откоса.

Решая дифференциальные уравнения Кеттера применительно к случаю связных грунтов, при допущении круглоцилиндрических поверхностей скольжения, Жаки получил следующую формулу для предельной высоты откоса:

$$h = \frac{4c}{\gamma} F(\alpha), \quad (176)$$

где

$$F(\alpha) = \left[\frac{1 + \sin \varphi}{\sin \varphi \cos \alpha} \sin \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right) \sin \frac{\alpha + \varphi}{2} \cdot \frac{1 - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) e^{\operatorname{tg} \lambda (\alpha - 90^\circ)}}{\cos (\alpha - \omega) - (\sin \omega) e^{\operatorname{tg} \lambda (\alpha - 90^\circ)}} \right],$$

$$\operatorname{tg} \lambda = 2 \operatorname{tg} \varphi \quad \text{и} \quad \omega = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} + \lambda,$$

остальные обозначения имеют прежние значения. Для упрощения расчетов Жаки дает график изменения функции $F(\alpha)$ в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ и угла откоса α (фиг. 166), с помощью которого легко определяется как предельная высота откоса h , так и предельный угол откоса α .

Пример. Требуется определить предельный угол откоса насыпи высотой 10 м, если грунт обладает следующими свойствами: угол внутреннего трения $\varphi = 10^\circ$, сцепление $c = 0,2 \text{ кг/см}^2$ и объемный вес $\gamma = 2000 \text{ кг/м}^3$.

Для определения расчетной величины сцепления Жаки рекомендует вводить коэффициент запаса. Если принять коэффициент запаса равным 2, то $c' = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ кг/см}^2 = 1 \text{ т/м}^2 = 1000 \text{ кг/м}^2$. Этому значению будет соответствовать максимальная высота откоса, равная:

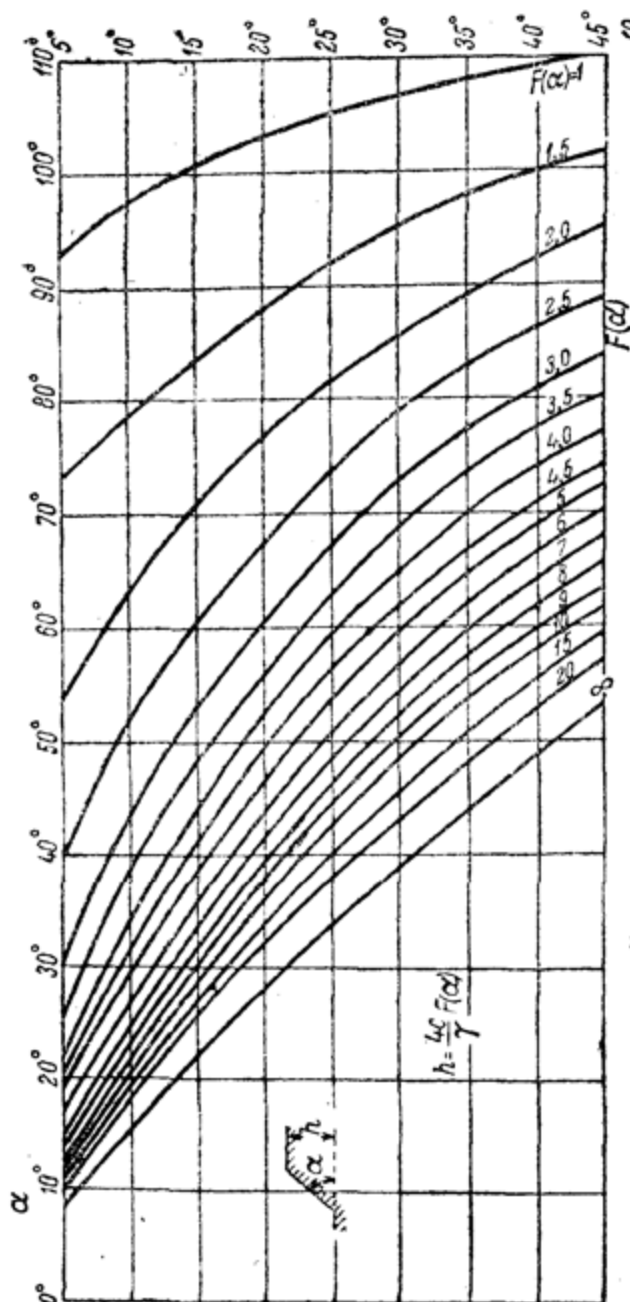
$$h_{90} = \frac{4c'}{\gamma} = \frac{4000}{2000} = 2.$$

По уравнению (176) имеем:

$$F(\alpha) = \frac{h}{\frac{4c'}{\gamma}} = \frac{10}{2} = 5,0.$$

¹ Proceedings of the First International Conference of Soil Mechanics, США, 1936.

По графику фиг. 166 на кривой, соответствующей $F(\alpha) = 5$, при $\varphi = 10^\circ$ находим, что предельный угол откоса будет равен $\alpha \approx 30^\circ$.



Фиг. 166. Значения $F(\alpha)$ в формуле (176).

Отметим, что полученная величина угла α будет значительно меньше максимального угла откоса, определяемого при допущении плоской поверхности скольжения и равного для рассмотренного примера $38^\circ 50'$.

5. О мерах борьбы с оползнями.

Рассмотренные выше методы определения размеров земляных сооружений, удовлетворяющих условию устойчивости, могут быть полностью использованы при возведении искусственных сооружений, например при рытье котлованов, устройстве дорожных насыпей, сооружении земляных плотин и пр. Если же рассчитывается устойчивость естественного оползневого участка грунта (берег реки или моря, горный склон и пр.), то при коэффициенте устойчивости массива грунта близком к единице, необходимо предусмотреть меры, увеличивающие устойчивость массива. Вследствие чрезвычайного разнообразия природных условий, обуславливающих оползневые явления, мероприятия по борьбе с оползнями могут быть весьма различны. Часто для увеличения устойчивости того или иного оползневого участка применяют ряд технических мероприятий, весьма дорого стоящих, которые, однако, не всегда дают должный эффект. Объясняется это обстоятельство, главным образом, неизученностью причин возникновения оползней на данном участке: отсутствием данных глубокого бурения, съемки оползневого участка, данных о физико-механических свойствах грунтов и пр., причем мероприятия по укреплению оползневой зоны проектируются без проверки их геотехническими расчетами. Такое положение дела следует признать недопустимым.

Для составления проекта противооползневых мероприятий, прежде всего необходимо подробно исследовать оползневой участок и установить причины, вызывающие оползень. В обследование должны быть включены следующие работы: съемка оползня (план в горизонталях с достаточным числом поперечных и продольных профилей), бурение на глубину, превосходящую мощность оползающего клина грунта, полевые и лабораторные исследования грунтов (объемный вес, влажность, удельный вес, коэффициент внутреннего трения и сцепление) для всех характерных слоев грунта.

На основании результатов обследования грунтов оползневого участка составляются расчетные профили оползня, по которым и проверяется устойчивость массива. Если устойчивость массива недостаточна, то составляют проект противооползневых мероприятий, причем эффективность основных мероприятий (например, уположивание откосов, понижение уровня грунтовых вод, устройство подпорных стен и пр.) проверяется расчетом массива на устойчивость.

Отметим следующие общие мероприятия по борьбе с оползнями; применение которых в каждом частном случае должно быть увязано с местными условиями и обосновано соответствующими геотехническими расчетами.

1. Устранение причин, нарушающих естественную опору массива грунта. Часто причиной оползневых явлений бывают размывы берегов, снятие естественного упора при рытье выемок и пр. Здесь могут быть полезны мероприятия по укреплению берегов, волнобойные сооружения, устройство подпорных стен, прошивка оползневого участка сваями и пр.

2. Осушение оползневого участка. Это мероприятие является наиболее распространенной мерой борьбы с оползнями. Осу-

шение может быть осуществлено как путем поверхностного отвода воды, так и путем устройства глубокого дренажа (дренажные галереи, дренаж из керамиковых или бетонных труб, вертикальный дренаж в глинах, воздушный дренаж с естественной или искусственной вентиляцией и пр.), а также путем применения обоих мероприятий совместно.

3. Регулирование естественных водотоков также является мерой, улучшающей устойчивость массивов грунта, непосредственно соприкасающихся с водотоками. Здесь могут быть регулируемы как постоянные водотоки (ручьи, реки), так и временные, образующиеся во время выпадения сильных дождей.

4. Уменьшение градиента нагрузок часто будет являться основной мерой по увеличению устойчивости массивов грунта. Выбор угла откоса производится на основании вышеизложенных расчетов устойчивости, причем расчет будет давать реальные результаты лишь в случае наличия экспериментально найденных величин: объемного веса, коэффициента трения и сцепления грунта.

Глава восьмая.

ТЕОРИЯ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ.

1. Основные положения.

Если откос массива грунта имеет крутизну больше предельной величины, то, как было рассмотрено в предыдущей главе, произойдет нарушение равновесия массива и возникнет оползень. Удержать массив в равновесии часто можно с помощью искусственного упора—подпорной стенки. Подпорные стенки являются весьма распространенными инженерными сооружениями. Набережные, плотины, крепления котлованов, стены подвалов и других подземных сооружений работают как подпорные стенки. Кроме того, при устройстве дорожного полотна на косогорах, при возведении зданий на горных склонах приходится для удержания в равновесии массивов грунта применять подпорные стенки. При расчете такого рода сооружений прежде всего возникает вопрос о величине и направлении давления грунта на стенки.

Вопросами давления грунтов на подпорные стены занимаются уже давно, с конца XVIII века, когда известным французским ученым Кулоном впервые были сформулированы основные положения теории сыпучих тел. В дальнейшем методы расчета совершенствовались: были разработаны графические способы определения давления грунтов на стены (Кулон, Кульман, Ребхан, Понселе, Мюллер-Бреслау и др.), составлены общие дифференциальные уравнения равновесия грунта, находящегося в фазе сдвигов за подпорной стенкой (Кеттер) и найдены их решения для отдельных случаев (Рейснер, Карман), наконец, были разработаны способы учета сил сцепления (Феллениус и др.).

В настоящее время вопросам давления грунтов на подпорные стенки посвящено огромное число отдельных работ (более 300), изложение и анализ которых потребовал бы книги в несколько томов. Не ставя перед собой такой задачи, мы ограничимся в дальнейшем изложении рассмотрением лишь важнейших положений теории давления грунтов на ограждения и их приложений к расчету давления грунтов на подпорные стенки в свете новейших данных механики грунтов.

Предельное равновесие. В любой точке массива грунта, поддерживаемого подпорной стенкой (фиг. 167), полное напряжение для площадки, проведенной под произвольным углом через рассматриваемую точку, может быть разложено на нормальную и касательную составляющие.

Угол, составляемый полным напряжением с нормалью к площадке,

так называемый угол отклонения (см. главу IV), определяется выражением:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau}{\sigma}, \quad (a)$$

откуда

$$\tau = \operatorname{tg} \theta \sigma, \quad (b)$$

т. е. сдвигающее напряжение является функцией от нормального давления.

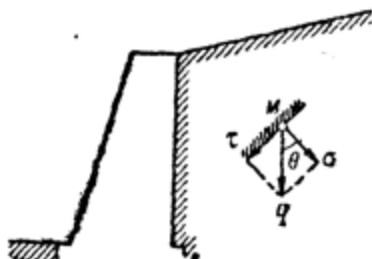
Для грунтов величина сдвигающего напряжения не может быть больше некоторого предела, так как при достижении сдвигающим напряжением определенной доли от нормального давления, согласно опытам по изучению сопротивления грунтов сдвигу, произойдет скольжение одной части грунта по другой. Последнее можно сформулировать в виде следующего неравенства:

$$\operatorname{tg} \theta_{\max} \leq \operatorname{tg} \varphi, \quad (c)$$

или

$$\theta_{\max} \leq \varphi, \quad (d)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.



Фиг. 167.

Наибольшее значение, которое может иметь угол максимального отклонения θ , будет равно углу внутреннего трения грунта. При достижении углом максимального отклонения величины угла внутреннего трения в рассматриваемой точке возникнет напряженное состояние, которое можно назвать предельным равновесием: малейшее увеличение сдвигающего напряжения вызывает возникновение площадки сдвига (скольжения) в данной точке. При дальнейшем увеличении напряжений состояние предельного равновесия возникнет в соседних точках грунта, в результате чего за подпорной стенкой образуется область грунта, находящаяся в предельном равновесии, и в отношении напряженного состояния совершенно аналогичная области пластических деформаций грунта под фундаментом (см. главу IV).

Ранее уже были получены условия существования максимального угла отклонения (формулы 74 и 75) для случая плоской задачи в виде:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad (e)$$

и

$$\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right). \quad (f)$$

Полагая в приведенных выражениях для случая предельного равновесия:

$$\theta = \varphi, \quad (177)$$

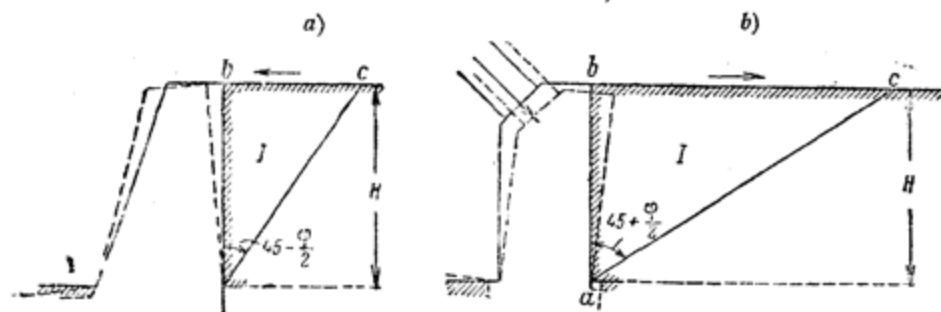
получим:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (178)$$

и

$$\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (179)$$

Формула (178) соответствует случаю активного действия грунта на стенку, т. е. когда грунт давит, а стена перемещается (хотя бы на незначительную величину) в сторону от грунта и вращается вокруг нижней своей кромки (фиг. 168, а). В этом случае отношение главных напряжений, выражаемое формулой (178), носит название коэффициента активного давления грунта на подпорную стенку. Таким образом, если грунт удерживается от оползания подпорной стенкой, будет иметь место случай активного давления грунта. Уравнение (178) для



Фиг. 168. Схема активного (а) и пассивного (б) давления грунта на жесткую гладкую подпорную стенку.

I — призма обрушения.

коэффициента активного давления на основании формулы (76) (см. главу IV), можно представить в виде:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}. \quad (180)$$

Из последнего уравнения вытекает следующее условие предельного равновесия (условие пластичности сыпучих тел), полученное Ренкиным (см. главу IV, формулу 80):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi. \quad (g)$$

Если ввести обозначение:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}, \quad (h)$$

то, составив выражение для σ с помощью формулы (180), легко получим следующие уравнения для определения главных напряжений в условиях предельного равновесия:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma (1 + \sin \varphi), \\ \sigma_2 &= \sigma (1 - \sin \varphi). \end{aligned} \right\} \quad (181)$$

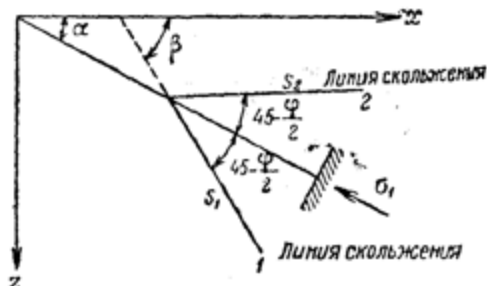
Как было получено ранее (см. главу IV), для связных грунтов уравнение (g) переходит (условие пластичности Мора, формула 81, глава IV) в следующее:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(p_k + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right). \quad (i)$$

Уравнение (179) соответствует другому случаю давления грунта на стену, когда подпорная стена давит на грунт, причем происходит поворот стены в сторону грунта вокруг нижней кромки стены (фиг. 168, б). В этом случае имеет место явление выпирания грунта, грунт находится в пассивном положении и давление грунта носит название пассивного, а отношение главных напряжений (формула 179) называется коэффициентом пассивного давления грунта.

Дифференциальные уравнения равновесия. В предельном равновесии, как показывает анализ напряженного состояния грунта, в массиве возникают две системы линий скольжения, направленных под углом $(45^\circ - \varphi/2)$ к направлению большего главного напряжения.

Ф. Кеттер (Kötter), исходя из условия максимума угла наибольшего отклонения (формула 180), выражая составляющие напряжения σ_x , σ_y и τ через σ_1 и σ_2 , в свою очередь определяемым по уравнению (181), и подставляя полученные выражения в дифференциальные уравнения равновесия Навье



Фиг. 169. Направление линий скольжения.

$$e \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = \gamma \quad \text{и} \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0,$$

после преобразований получил следующие уравнения для предельного равновесия:¹

$$\cos \varphi \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} + 2\sigma \sin \varphi \frac{\partial \beta}{\partial s_1} = \gamma \sin (\beta + \varphi); \quad (182)$$

$$\cos \varphi \frac{\partial \sigma}{\partial s_2} - 2\sigma \sin \varphi \frac{\partial \beta}{\partial s_2} = -\gamma \cos \beta. \quad (183)$$

Здесь $\frac{\partial \sigma}{\partial s_1}$ — производная по первому направлению линий скольжения;

$\frac{\partial \sigma}{\partial s_2}$ — то же по второму направлению линий скольжения;

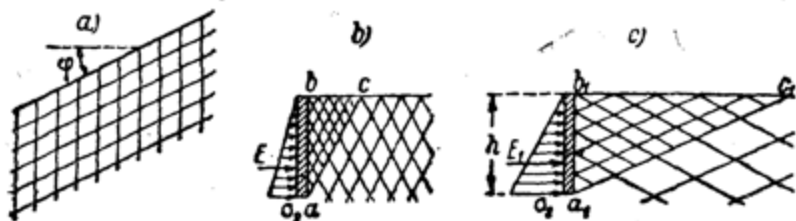
β — угол, образуемый первым направлением линий скольжения с осью x (фиг. 169).

Очертание линий скольжения. Ренкин допускает, что оба семейства линий скольжения являются прямыми, причем угол наклона α наибольшего главного напряжения σ_1 в предельном равновесии не зависит от координат точки z и y . Для случая безграничного массива сыпучего грунта, наклоненного под углом естественного откоса к горизонту, поле линий скольжения по Ренкину представляет собой сеть вертикальных и параллельных откосу линий (фиг. 170, а). По теории

¹ Подробный вывод уравнений Кеттера приведен в книге: Handbuch der Physik, Band VI Mechanik der elastischen Körper. Kap. 6, V, von A. Nádai, и на русском языке в работе: К. В. Самсонов, Расчет давления грунтов на основе теории пластических деформаций, Труды НИИПС НКПС, 1936.

Ренкина давление грунта на любую вертикальную площадку будет параллельным поверхности грунта, а давление на площадки, параллельные поверхности грунта, будет вертикально. Поле линий скольжения по Ренкину для случая активного и пассивного давления грунта изображено на фиг. 171, *b* и 171, *c*.

Система прямых линий скольжения грунта по Ренкину при продолжении ее до подпорной стенки становится неправдоподобной, так



Фиг. 170. Поле прямолинейных линий скольжения по Ренкину: *a* — при наклоне поверхности грунта под углом естественного откоса; *b* — в случае активного давления грунта; *c* — в случае пассивного давления грунта.

как призма обрушения грунта может перемещаться по поверхности жесткой стенки только преодолев трение грунта о стенку, что вызывает отклонение линий скольжения от их прямолинейного очертания. Как показало решение дифференциальных уравнений предельного равновесия, полученное Карманом путем разложения уравнений в ряды,¹ сеть прямолинейных линий скольжения за подпорной стенкой продолжается только до линии скольжения *BC*

(фиг. 171), проходящей через верхний край стены; в части же грунта, расположенной между линией *BC* и задней гранью стенки, будет наблюдаться искривление линий скольжения.

Если исходить из уравнений математической теории пластичности, то, согласно решению Гартмана,¹ поле линий скольжения представляет собой изогональный пучок циклоид.

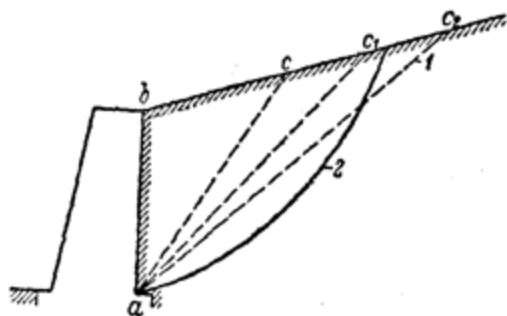
Точное определение очертания линий скольжения в грунте за подпорной стенкой представляет собой задачу весьма сложную, решение которой, кроме математических трудностей, встречает еще затруднения в правильном учете влияния трения грунта о стенку, влияния не-

однородности напластований грунта и пр. Поэтому, для упрощения задачи расчета давления грунтов на стены, отдельные исследователи вводили те или иные допущения. Первым из них является рассмотренное выше допущение Ренкина о прямолинейности линий скольжения. По теории Ренкина призма обрушения (при активном давлении) и призма выпирания (при пассивном давлении) перемещаются по плоским поверхностям скольжения.

Теория Кулона, предложенная значительно ранее (в 1773 г.), также

¹ Handbuch der Physik, B. VI, Kap. V, 1928.

построена на допущении плоских поверхностей скольжения, причем из всевозможных плоскостей скольжения, проводимых через нижнее ребро стенки под произвольным углом (фиг. 172), выбирается для расчета та, при которой давление грунта будет наибольшим. Теория Кулона, развитая Понселе, дает возможность учесть и трение грунта о подпорную стенку и определить величину давления для любого очертания засыпки грунта за стенкой. Дальнейшими работами эта теория совершенствовалась: были разработаны способы применения ее к различным частным случаям, предложены графические методы решения и пр. В настоящее время теория Кулона имеет наибольшее число приложений, причем в последние годы она развита и на случай связных грунтов (Феллениус и др.).



Фиг. 172. Схема возможных поверхностей скольжения.

1—плоская поверхность скольжения; 2—криволинейная поверхность скольжения.

Если сравнить величину активного давления грунта, получающуюся по теории

Ренкина и теории Кулона с точным решением Кармана, то для вертикальной жесткой стенки с горизонтальной поверхностью грунта за стенкой будем иметь следующие данные о величине горизонтальной составляющей давления грунта о стенку:

по теории Ренкина:

$$E_R = 1,24E_K,$$

по теории Кулона:

$$E_C = 0,98E_K,$$

где E_K —давление грунта, рассчитанное по точному решению Кармана.¹

Из приведенных данных можно сделать заключение, что теория Кулона дает для практики достаточно точные результаты.

Так как по решению Кеттера, Рейснера и Кармана получаются криволинейные поверхности скольжения, причем, согласно приведенному сравнению, точное решение будет давать несколько большую величину давления, по сравнению с решением Кулона, то было предложено принимать поверхность скольжения грунта за подпорной стенкой криволинейной. Применение этой идеи к расчету подпорных стен нашло отражение в работе В. Феллениуса,² который принимает поверхность скольжения приближенно за круглоцилиндрическую, и работе Г. Крея, который дает ряд примеров расчета давления грунта на стены при допущении круглоцилиндрических поверхностей скольжения.³ Расчеты при этом получаются чрезвычайно сложными, причем Крей приходит

¹ Handbuch der Physik, B. VI, Kap. V, 1928.

² В. Феллениус, Статика грунтов, перевод П. С. Рубан, Госстройиздат, 1933 г.

³ Г. Крей, Теория давления земли и сопротивления грунтов нагрузке, перевод Федоровича и Иванова, под редакцией проф. В. К. Дмоховского, 1932.

к выводу, что способ расчета по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения не имеет практических преимуществ перед способом Кулона.

На основании изложенного, при расчетах давления сыпучих, а также и связных грунтов на подпорные стены, мы будем принимать за основу допущения Кулона, а именно:

а) поверхность скольжения является плоской,

б) из всех возможных плоскостей скольжения следует выбирать для расчета ту, при которой давление грунта на стену будет максимальным.

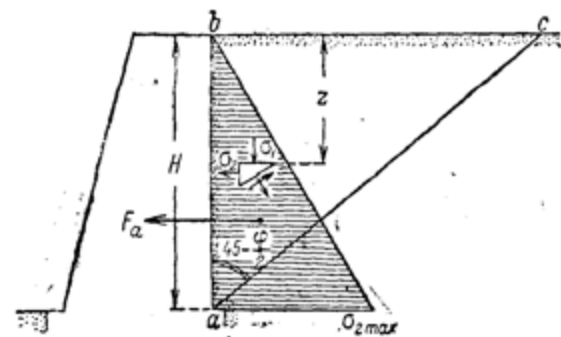
При этом мы ограничим рассмотрение лишь случаями давления грунтов на жесткие, массивные стены.

2. Давление сыпучих масс.

В настоящем параграфе рассмотрим аналитический метод определения давления сыпучих грунтов на подпорные стены. Отличительным свойством сыпучих грунтов является полное отсутствие между частями грунта сил сцепления. Как было рассмотрено ранее, массив сыпучего грунта, ограниченный откосом, будет находиться в равнове-

сии, если угол откоса равен углу трения грунта. При вертикальном же откосе для удержания массива в равновесии требуется устройство подпорной стенки.

Если одна часть массива сыпучего грунта перемещается относительно другой по некоторой поверхности скольжения, то реакция неподвижной части массива грунта будет направлена навстречу движения под



Фиг. 173. Схема действия сил для гладкой жесткой подпорной стенки.

углом трения, отложенным от нормали к поверхности скольжения (см. например, фиг. 153). Рассмотрим наиболее характерные случаи давления грунтов на подпорные стенки.

Подпорная стенка вертикальна, поверхность грунта горизонтальна (фиг. 173). Будем считать, что стенка жесткая и неподвижная; трением грунта о стенку пренебрегаем. При сделанных ограничениях напряженное состояние грунта за подпорной стенкой будет совершенно идентично напряженному состоянию в бесконечно распространенном слое грунта, и для решения вопроса о давлении грунта на стенку можно применить метод Ренкина. Так как поверхность грунта горизонтальна, то горизонтальная площадка, выделенная на глубине z от ненагруженной поверхности грунта, будет испытывать только сжимающее давление (главное напряжение), которое в рассматриваемом случае для единицы площади равно произведению объемного веса грунта на высоту столба грунта от поверхности до рассматриваемой площади, т. е.:

$$\sigma_1 = \gamma z. \quad (a)$$

Для определения бокового давления грунта на подпорную стенку в случае предельного состояния грунта за подпорной стенкой, предшествующего возникновению поверхностей скольжения, будет действительно уравнение (178), т. е.:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (b)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.

Из уравнения (b) имеем:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

или, подставляя значение σ_1 из выражения (a), получим:

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (184)$$

Формула (183) дает распределение бокового давления (на единицу площади) по задней грани стенки. Величина этого давления, как вытекает из выражения (183), является функцией первой степени от глубины z , т. е. давление грунта на стенку будет распределяться по закону треугольника с максимальной ординатой внизу стенки (фиг. 173), причем:

$$\sigma_{2\max} = \gamma H \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (c)$$

Для определения суммарного давления грунта на стенку, т. е. равнодействующей сил давления, следует определить площадь эпюры давлений. Обозначая полное давление грунта на единицу длины стенки через E_a , получим для его определения следующую формулу:

$$E_a = \frac{\sigma_{2\max} H}{2}, \quad (d)$$

или

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (185)$$

В случае же пассивного давления:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (186)$$

Это и представляет собой известную формулу для давления сыпучих грунтов на подпорные стенки. Так как она не учитывает влияния трения грунта о стенку, которое несколько уменьшает боковое давление, то вычисление по ней величины активного давления грунта E_a дает известный запас. Величина E_a будет приложена к задней грани стенки на одной трети высоты, считая от основания стенки, и будет иметь горизонтальное направление.

Действие сплошной равномерно распределенной нагрузки. Если горизонтальная поверхность грунта нагружена сплошной равномерно распределенной нагрузкой, начинающейся у верхней кромки задней грани стенки, то для определения наибольшего давления можно применить прежний прием. Сплошную равномерно распределен-

ную нагрузку можно заменить слоем грунта такой высоты, чтобы давление на единицу площади осталось прежним. Тогда приведенная толщина слоя грунта будет равна:

$$h = \frac{q}{\gamma}, \quad (a)$$

где q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки в $т/м^2$ и γ — объемный вес грунта в $т/м^3$.

Продолжаем затем заднюю грань стенки вверх и на ней откладываем приведенную высоту слоя грунта h (фиг. 174). Интенсивность бокового давления грунта на стенку определяем, как для стенки высотой ab_1 .

Для точки b по формуле (184) имеем:

$$\sigma_2' = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (b)$$

Точно так же для точки a получим:

$$\sigma_2 = \gamma (H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (c)$$

Так как фактически на поверхности грунта расположен не слой грунта высотой h , а нагрузка q , которая оказывает давление лишь в точке b и ниже, то, при определении равнодействующей бокового давления на заднюю грань стенки, верхнюю часть эпюры (не заштрихованную) мы не должны учитывать. Величина равнодействующей определится как площадь заштрихованной трапеции (фиг. 174). Таким образом, имеем:

$$E_a = \frac{\sigma_2' + \sigma_2}{2} H, \quad (d)$$

или

$$E_a = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (187)$$

При гладкой поверхности стенки давление E_a будет действовать горизонтально в точке, соответствующей высоте расположения центра тяжести трапециoidalной эпюры давления (фиг. 174).

Учет наклона задней грани стенки. Подпорные стенки часто имеют заднюю грань наклонной, причем угол наклона β может быть положительным (фиг. 175, а) или отрицательным (фиг. 175, б). Наклон задней грани стенки значительно влияет на величину активного давления, причем, по сравнению с давлением грунта при вертикальной задней грани стенки, в первом случае активное давление будет больше, а во втором — меньше.

Вывод формул для величины давления грунта на стену в этом случае будет значительно сложнее, чем в рассмотренных случаях.¹

¹ В. Скрыльников, Определение давления земли на стены гидротехнических сооружений при некоторых основных случаях загрузки, МВТУ, Гидротехнический сборник, № 1, 1927.

Если же воспользоваться графическим построением Понселе (см. ниже), то вывод их может быть значительно упрощен.¹ Приведем окончательный вид формул для давления грунта в рассматриваемом случае.

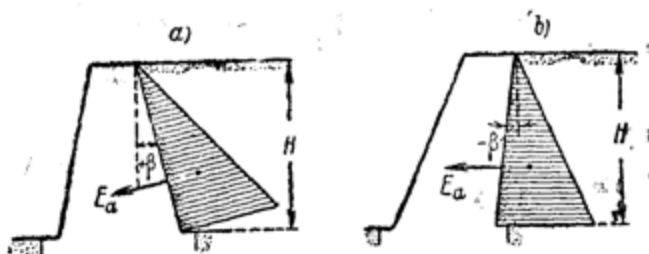
При положительном значении угла (фиг. 175, а):

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \beta}{2} \right) + \operatorname{tg} \beta \right]^2 \cos \beta. \quad (188)$$

При отрицательном значении угла β (фиг. 175, б):

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2} \right) - \operatorname{tg} \beta \right]^2 \cos \beta. \quad (189)$$

Отметим, что формулы (188) и (189) выведены в предположении отсутствия трения между грунтом и стенкой, поэтому равнодействующая давления должна быть перпендикулярна к задней грани стенки. Это



Фиг. 175. Подпорные стенки с наклонной задней гранью: а — с положительным углом β ; б — с отрицательным углом β .

будет соответствовать наблюдаемым явлениям в случае нисходящей в сторону грунта задней грани стенки (при положительном значении угла β — фиг. 175, а). В случае же восходящей в сторону грунта задней грани стенки (при отрицательном значении угла β), нелогично принимать направление давления с наклоном вверх, т. е. перпендикулярно к задней грани стенки; поэтому некоторые авторы² рекомендуют в последнем случае считать направление давления E_a горизонтальным, что будет давать меньшую погрешность, если учесть и влияние трения грунта о стенку.

В случае загрузки горизонтальной поверхности грунта равномерно распределенной нагрузкой в формулах (188) и (189) следует заменить первый множитель, стоящий перед квадратными скобками, а именно $\frac{\gamma H^2}{2}$ величиной

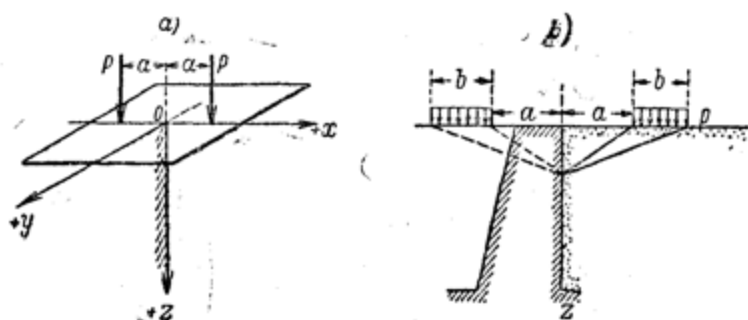
$$\frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh),$$

где h — приведенная высота слоя грунта, равная отношению интенсивности нагрузки q к объемному весу грунта γ .

¹ А. С. Иловайский, Два вопроса о давлении земли на стену, Харьк. инж. стр. инст., 1933.

² И. П. Прокофьев, Теория сооружений, том I, вып. II. Деформации и подпорные стенки, стр. 158, Госстройиздат, 1932.

Действие сосредоточенных сил и местных нагрузок. Если к поверхности грунта в пределах призмы обрушения приложена одна или несколько сосредоточенных сил, или действует местная равномерно распределенная нагрузка, то при определении бокового давления грунта на подпорную стенку обычно поступают следующим образом: при составлении уравнения равновесия к весу призмы обрушения прибавляют приходящуюся на нее нагрузку и определяют максимум бокового давления грунта (Иловайский,¹ Крей,² Урецкий³ и др.). Этот прием следует признать весьма приближенным, так как эпюра давления на боковую грань подпорной стенки, вызываемого действием сосредоточенной силы или местной нагрузки на часть поверхности грунта, будет криволинейной



Фиг. 176. Расчетные схемы сил, при действии местных нагрузок: a — сосредоточенной силы и b — равномерно распределенной нагрузки.

ной, как это вытекает из общей теории распределения напряжений в грунтах.

Если принять, что между напряжениями и деформациями грунта в определенных пределах существует линейная зависимость, то, для определения бокового давления на стенку от действия сосредоточенных сил или местных нагрузок (например, полособразной равномерно или неравномерно распределенной нагрузки на части поверхности грунта), Каротерс⁴ предложил использовать решения теории упругости, применяя метод изображений. Получающееся по этому методу распределение напряжений по боковой грани стенки по сопоставлению Миндлина⁵ замечательно точно соответствует экспериментальным данным. Метод изображений заключается в следующем. Пусть на горизонтальной поверхности грунта, ограниченной плоскостью xOy , приложена на расстоянии $+a$ от точки O (фиг. 176, a) сосредоточенная сила P . Приложим симметрично силу P на расстоянии $-a$ от точки O . Из условий

¹ А. С. Иловайский, Два вопроса о давлении земли на стену, ДНТБУ, 1933.

² Г. Крей, Теория давления земли и сопротивления грунтов нагрузке, ОНТИ, 1932.

³ Б. А. Урецкий, Портовые набережные, ОНТИ, 1938.

⁴ S. D. Carothers, Engineering, London, p. 156, 1924.

⁵ Р. Миндлин (Колумбийский университет). Распределение напряжений по боковой грани подпорных стенок, Материалы 1-го Международного конгресса по механике грунтов, США, 1936.

симметрии приходим к выводу, что в плоскости yOz (при $x=0$) в направлении x перемещения равны нулю. Кроме того, на рассматриваемой плоскости отсутствуют и сдвигающие усилия. Поэтому плоскость симметрии можно заменить плоскостью задней грани жесткой гладкой подпорной стенки. Тогда давление на подпорную стенку будет равно удвоенному давлению от действия местной нагрузки, определяемому по теории линейно деформируемых тел (см. главу III).

Приведенные данные о применении метода изображений будут справедливы для любого вида местной нагрузки, например для случая действия на часть поверхности грунта равномерно распределенной нагрузки (фиг. 176, *b*) и т. п.

В частном случае, при действии одной сосредоточенной силы, если положить, что коэффициент Пуассона (в условиях предельного равновесия) равен 0,5, то давление на вертикальную подпорную стенку (фиг. 176, *a*), согласно формуле 46'' (см. главу III) будет равно:

$$\sigma_x = \frac{3P}{\pi} \cdot \frac{a^2 z}{(a^2 + z^2)^{3/2}}. \quad (190)$$

где P — сосредоточенная сила,

z — глубина рассматриваемой точки (от горизонтальной поверхности грунта),

a — расстояние силы P от верхней кромки вертикальной задней грани стенки.

3. Давление связных грунтов.

Учет совместного действия трения и сцепления грунта. При расчете давления связных грунтов на подпорные стенки случай одновременного действия на поверхности скольжения трения и сцепления грунта наиболее часто встречается на практике. При определении максимального давления грунта на подпорную стенку с учетом трения и сцепления грунта можно поступать подобно предыдущему, т. е. следовать методу Кулона, а именно: провести под произвольным углом плоскость скольжения, составить уравнение равновесия всех сил, действующих на призму обрушения, и из условий максимума E определить давление грунта на стенку. Такой метод решения избрал, например, В. Феллениус.¹ Однако необходимые в этом случае длиннейшие тригонометрические преобразования сильно загромождают вывод.

Величину давления грунта на стенку можно получить путем решения дифференциальных уравнений Кеттера (п. 1 настоящей главы), что является более простым выводом.

Этот метод применил Самсонов для определения величины давления связного грунта на гладкую вертикальную подпорную стенку.² В дальнейшем, при определении давления грунтов с учетом трения и сцепления, мы и будем придерживаться последнего метода.

¹ В. Феллениус, Статика грунтов, Госстройиздат, 1933.

² К. В. Самсонов, Расчет давлений грунтов на основе теории пластических деформаций, Сборник „Основания и фундаменты“, НИИПС НКПС, 1936.

Действие сил сцепления грунта можно заменить всесторонним равномерным (капиллярным) давлением p_k . Предположим, что грунт представляет собой сыпучее тело, нагруженное, кроме собственного веса, всесторонним равномерным давлением. Расположим оси координат, как указано на фиг. 177. Делаем допущение, что поверхность скольжения плоская. Последняя, как и в основном случае, рассмотренном в п. 2, будет составлять с направлением наибольшего главного напряжения, т. е. с вертикалью, угол $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Для определения величины бокового давления (напряжения σ_2) используем первое уравнение Кеттера (формула 182), причем в данном случае угол наклона плоскости

скольжения β к оси x будет постоянной величиной и равен:

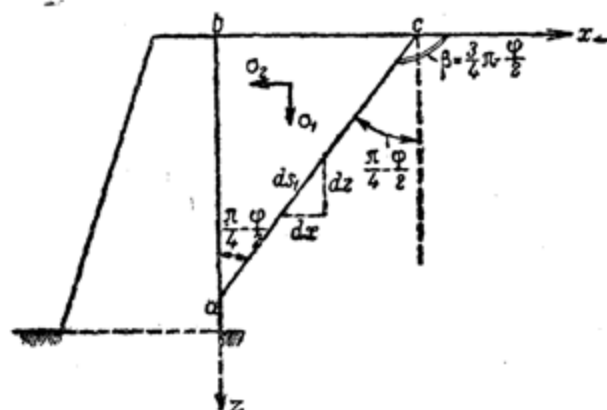
$$\beta = \frac{3}{4} \pi - \frac{\varphi}{2}. \quad (a)$$

Уравнение Кеттера для рассматриваемого случая принимает вид:

$$\begin{aligned} \cos \varphi \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} &= \\ &= \gamma \sin(\beta + \varphi); \quad (b) \end{aligned}$$

подставляя

$$\beta = \frac{3}{4} \pi - \frac{\varphi}{2}$$



Фиг. 177.

и по (фиг. 177)

$$ds_1 = \frac{dz}{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)},$$

получим:

$$\cos \varphi \frac{dz}{dz} \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma \sin\left(\frac{3}{4} \pi + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (c)$$

Отделяя переменные, получим:

$$d\sigma = \gamma dz \frac{\sin\left(\frac{3}{4} \pi + \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos \varphi \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}. \quad (d)$$

Интегрируя, будем иметь:

$$\sigma = \gamma z \frac{\sin\left(\frac{3}{4} \pi + \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos \varphi \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} + C, \quad (e)$$

или

$$\sigma = \frac{\gamma z}{1 + \sin \varphi} + C. \quad (f)$$

По формуле (181) имеем:

$$\sigma_1 = \sigma(1 + \sin \varphi),$$

или, подставляя величину σ из уравнения (f), получим:

$$\sigma_1 = \gamma z + C(1 + \sin \varphi). \quad (g)$$

Постоянная интегрирования C определится из условия, что на поверхности грунта при $z=0$, нормальное напряжение $\sigma_1 = p_k$, откуда

$$C = \frac{p_k}{1 + \sin \varphi}. \quad (h)$$

Подставляя значение C в выражение (g), будем иметь:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma z + p_k}{1 + \sin \varphi}. \quad (i)$$

Нормальное напряжение σ_2 согласно формуле (181) будет равно:

$$\sigma_2 = \sigma(1 - \sin \varphi), \quad (j)$$

или, подставляя значение σ из уравнения (f), получим:

$$\sigma_2 = (\gamma z + p_k) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = (\gamma z + p_k) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (k)$$

Давление на вертикальную стенку на глубине z определится, если из величины σ_2 вычесть p_k .

Общее давление (на единицу площади) будет равно:

$$\sigma_{02} = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - p_k \left[1 - \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\right]. \quad (l)$$

Формуле (l) можно придать другой вид, если вместо капиллярного давления ввести сцепление грунта, т. е. положить:

$$p_k = \frac{c}{f} = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (m)$$

Тогда формула (l), после некоторых преобразований, примет более простой вид:

$$\sigma_{02} = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (191)$$

Введя обозначения:

$$\sigma_{\varphi 2} = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (192)$$

и

$$\sigma_{c2} = 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (193)$$

получим для определения величины общего удельного давления уравнение:

$$\sigma_{02} = \sigma_{\varphi 2} - \sigma_{c2}. \quad (194)$$

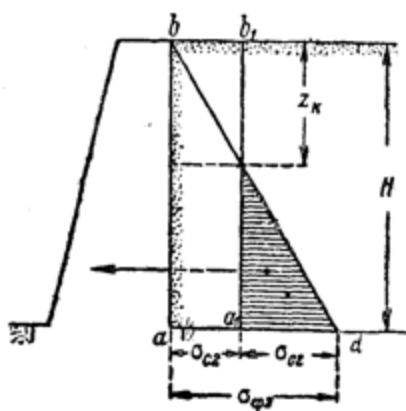
Формула (194), как можно доказать, будет справедлива и для других видов подпорных стенок, например при наклонной задней грани стенки.

Уравнение (191) или (194) показывает, что давление на единицу площади боковой грани стенки состоит из двух слагаемых: первого $\sigma_{\varphi 2}$ представляющего величину удельного давления, полученного с учетом

только трения грунта, и второго — σ_{c2} , возникающего вследствие действия сил сцепления грунта.

Таким образом, сцепление в грунте уменьшает давление грунта на стенку в каждой точке на величину σ_{c2} .

Отметим, что в случае пассивного давления грунта на стенку сцепление будет увеличивать давление грунта на величину σ'_{c2} , причем при вертикальной задней грани стенки



Фиг. 178. Распределение давлений по задней грани стенки с учетом сцепления грунта.

$$\sigma'_{c2} = p_k \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right], \quad (195)$$

или, подставляя $p_k = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ и преобразуя, получим:

$$\sigma'_{c2} = 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (195')$$

Распределение давлений по задней грани стенки. Если в формуле (191) положить $\sigma_{02} = 0$, то получим глубину (от верха стенки), на протяжении которой стенка не будет испытывать со стороны грунта никакого давления. Обозначая эту глубину через z_k , получим:

$$\gamma z_k \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0;$$

откуда:

$$z_k = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (196)$$

Полное давление связного грунта на стенку определится как площадь треугольника с основанием σ_{02} на глубине H и высотой $H - z_k$ (фиг. 178), т. е. имеем:

$$E_a = \frac{\sigma_{02}(H - z_k)}{2}. \quad (197)$$

Величину σ_{02} для рассматриваемого случая получим, полагая в формуле (191) $z = H$:

$$\sigma_{02} = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (191')$$

Предлагаемый метод вычисления суммарной величины давления грунта на подпорную стенку, строго логичный, дает иные результаты, чем формула для E_a , выведенная для рассматриваемого случая Феллениусом¹ и независимо от него Симулиди.² Формула Феллениуса дает преуменьшенные значения активного давления грунта от действия сил сцепления

¹ В. Феллениус, Статика грунтов, Госстройиздат, 1933.

² И. А. Симулиди, Вывод некоторых формул по статике грунтов, Метрострой, № 5—6, 1934 и № 9, 1936.

на полной высоте H , что неправильно, так как до глубины z_k , фактически, может быть использована в среднем, лишь половина суммарного сцепления. Это ведет, особенно при большой величине сил сцепления, к значительному уменьшению давления грунта на стенку, что идет не в запас прочности. Симулиди получил формулы для величины полного давления грунта на подпорные стенки с учетом трения и сцепления грунта и для случая наклона задней грани стенки (фиг. 175, a и b). Пользуясь ими, можно определить величину удельного давления σ_{c2} , возникающего в грунте от действия сил сцепления; оно имеет существенное значение для построения эпюр распределения давлений грунта по задней грани стенки. Для случая наклона задней грани стенки при положительном угле β (фиг. 175, a):

$$\sigma_{c2} = c \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \beta}{2} \right)} \quad (198)$$

и при отрицательном угле β (фиг. 175, b):

$$\sigma_{c2} = c \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2} \right)} \quad (199)$$

Отметим, что формулы (198) и (199), точно так же как и формула (193), не изменяются от того, нагружена ли поверхность грунта равномерно распределенной сплошной нагрузкой или нет.

На основании вышеизложенного вытекает следующее правило построения эпюр распределения давлений грунта по задней грани стенки.

1. По формулам для сыпучих грунтов вычисляется величина удельного давления σ_{c2} при допущении, что грунт обладает только трением. Величина σ_{c2} , в масштабе, откладывается по перпендикуляру к задней грани стенки в нижней ее точке и на ней, как на катете строится треугольная эпюра давлений с высотой H (треугольник abd , фиг. 178).

2. По одной из формул (193, 198 или 199) вычисляется величина удельного давления, возникающего в грунте от действия сил сцепления, т. е. σ_{c2} . На задней грани стенки в масштабе строится прямоугольная эпюра abb_1a_1 (фиг. 178) с основанием равным σ_{c2} .

3. Из первой эпюры (треугольной) вычитается вторая (прямоугольная). Результирующая (треугольная) эпюра давлений в масштабе и даст закон распределения давлений грунта по задней грани стенки с учетом трения и сцепления грунта.

4. Величина равнодействующей активного давления грунта на заднюю грань стенки E_a вычисляется как площадь результирующей (заштрихованной на фиг. 178) эпюры давлений. Точка приложения равнодействующей E_a найдется, если из центра тяжести результирующей эпюры давлений провести линию, параллельную основанию эпюры (в случае построения по фиг. 178 эта линия будет перпендикулярна к задней грани стенки), до пересечения с задней гранью стенки.

Пример. Определим давление грунта на подпорную стенку с вертикальной задней гранью, если ее высота $H = 4$ м. Дано: угол внутреннего трения грунта $\varphi = 24^\circ$, сцепление $c = 0,1 \text{ кг/см}^2 = 1 \text{ т/м}^2$ и объемный вес грунта $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$.

Для построения эпюры давлений по формулам (191') и (194) определим величину σ_{02} :

$$\sigma_{02} = \sigma_{\varphi 2} - \sigma_{c2} = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

или, подставляя численные значения входящих в формулу величин, получим:

$$\sigma_{02} = 1,8 \cdot 4 \cdot 0,421 - 2 \cdot 1 \cdot 0,649 = 3,03 - 1,30 = 1,73 \text{ м/м}^2.$$

Величину z_k , на протяжении которой подпорная стенка не будет испытывать давления грунта, определим по формуле (196):

$$z_k = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{2 \cdot 1}{1,8} \cdot 1,54 = 1,69 \text{ м.}$$

Величину равнодействующей активного давления грунта на подпорную стенку определяем как площадь треугольника с основанием σ_{02} и высотой $H - z_k$ (фиг. 178):

$$E_a = \frac{\sigma_{02} (H - z_k)}{2} = \frac{1,73 \cdot (4 - 1,72)}{2} = 1,97 \text{ м.}$$

Эпюра распределения давления по задней грани стенки и точка приложения равнодействующей давлений E_a построены на фиг. 178.

4. Графические методы определения давления грунтов на подпорные стенки.

Методы графического определения давления грунтов на подпорные стенки в настоящее время разработаны лишь для сыпучих грунтов. На основании же вышеизложенного, их можно применить и в случае связных грунтов, необходимо лишь при окончательном построении эпюры распределения давлений по задней грани стенки учесть и разгружающее действие сил сцепления. Метод учета сил сцепления остается прежним и будет проиллюстрирован на примерах. Таким образом, графические методы определения давления грунтов на стены для сыпучих грунтов будут давать окончательное решение, для связных же грунтов (обладающих сцеплением) будут определять лишь первое слагаемое формулы (194), т. е. $\sigma_{\varphi 2}$, удельное давление на заднюю грань стенки при учете только трения грунта, второе же слагаемое σ_{c2} , т. е. давление, возникающее от действия сил сцепления, необходимо определять аналитически по приведенным выше формулам.

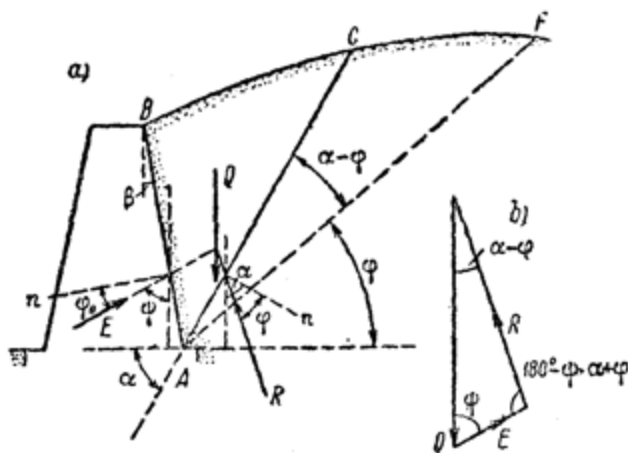
Метод Кулона. Этот метод базируется на приведенных выше допущениях Кулона, что поверхность скольжения является плоскостью и что из всех возможных плоскостей скольжения следует избрать для расчета ту, для которой давление грунта на стенку будет наибольшим. Кулон считает призму обрушения как бы затвердевшей и применяет ко всему оползающему клину уравнения равновесия. Проведем через нижнее ребро подпорной стенки плоскость скольжения AC (фиг. 179) под произвольным углом α к горизонту. На призму обрушения ABC будут действовать следующие силы: вертикальная сила Q , представляющая собой вес призмы обрушения ABC , реакция подпорной стенки E , приложенная к задней грани AB стенки и направленная под углом трения

грунта о стенку φ_0 навстречу движению, и сила R ; реакция неподвижной части массива грунта, направленная под углом внутреннего трения φ к следу плоскости скольжения. Вес призмы обрушения равен произведению объема призмы на объемный вес грунта. Рассматривая равновесие подпорной стены длиной 1 м, будем иметь:

$$Q = \text{пл. } ABC \cdot 1 \cdot \gamma,$$

где γ — объемный вес грунта. Другие две силы (E и R) известны только по направлению (в момент предельного равновесия), но не по величине.

Из условий равновесия вытекает, что все три силы должны пересекаться в одной точке. Для определения величины сил E и R по-



Фиг. 179. Схема действия сил на призму обрушения при плоской поверхности скольжения.

строим силовой треугольник (фиг. 179, б). Из силового треугольника по масштабу и определяют силы E и R . В дальнейшем нас будет интересовать только сила E — давление грунта на подпорную стенку.

В треугольнике сил, как легко можно установить непосредственно из чертежа, угол между силами Q и R равен $\alpha - \varphi$, угол между силами Q и E равен $\psi = 90^\circ - \varphi_0 - \beta$ и, наконец, угол между силами E и R равен $180^\circ - \psi - \alpha + \varphi$.

Из треугольника сил следует, что:

$$\frac{E}{Q} = \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(180 - \psi - \alpha + \varphi)}$$

или

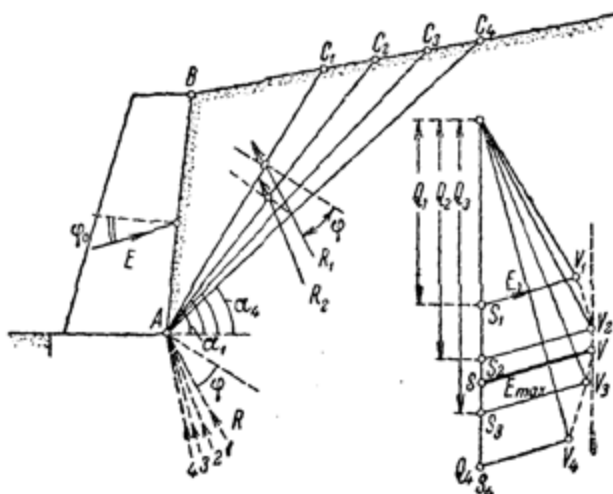
$$E = Q \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha + \psi - \varphi)}. \quad (200)$$

Величина E , определяемая по формуле (200) или по треугольнику сил, будет соответствовать плоскости скольжения, проведенной под произвольным углом α . Для определения максимального значения E поступают следующим образом. Проводят ряд плоскостей скольжения AC_1, AC_2, AC_3 и т. д., все время уменьшая угол наклона их к горизонту

(фиг. 180). Для каждой призмы обрушения строят треугольник сил при этом направление реакции стены остается неизменным (E направлено под углом φ_0 к нормали задней грани стенки), направление же реакции неподвижной части грунта R , действующей под углом φ к нормали следа плоскости скольжения, изменяется в зависимости от величины угла α . Все построения удобно расположить так, как указано на фиг. 180, т. е. откладывать силы Q от одной общей точки.

При таком построении легко определить максимум E . Действительно, стороны треугольников сил $s_1v_1, s_2v_2 \dots$ представляют величины давлений грунта E на подпорную стенку, соответствующие различным углам наклона плоскости скольжения.

Соединяя точки $v_1, v_2, v_3 \dots$ плавной линией, получим кривую изменения давления грунта E . Максимальное давление грунта $E_{\max}$ найдем, если к полученной кривой провести касательную параллельно направлению Q и измерить в масштабе сил отрезок sv , проведенный через точку касания параллельно E .



Фиг. 180. Определения максимального давления сыпучего грунта на подпорную стенку по методу Кулона.

Теорема Ребхана. Докажем теорему, имеющую существенное значение для обоснования чисто графических методов определения давления грунтов на подпорные стены.

Формулировка этой теоремы следующая: если призма обрушения соответствует максимальному давлению грунта на подпорную стенку, то ее площадь ABC (фиг. 181) равна площади треугольника ACD , ограниченного линией угла трения, следом плоскости обрушения и прямой, проведенной из верхней точки C линии обрушения параллельно направлению, составляющему угол $\varphi_0 + \varphi$ с задней гранью стенки.

По уравнению (200) имеем:

$$E = Q \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha + \psi - \varphi)}.$$

Для определения максимума возьмем первую производную от E по переменной α и приравняем ее нулю:

$$\frac{dE}{d\alpha} = \frac{dQ}{d\alpha} \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin(\alpha + \psi - \varphi)} + Q \frac{\cos(\alpha - \varphi) \sin(\alpha + \psi - \varphi) - \sin(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \psi - \varphi)}{\sin^2(\alpha + \psi - \varphi)} = 0, \quad (a)$$

откуда:

$$Q = -\frac{dQ}{d\alpha} \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi) \sin(\alpha + \psi - \varphi)}{\sin \psi} \quad (b)$$

Уясним геометрический смысл величины $\frac{dQ}{d\alpha}$. Допустим, что максимальному давлению грунта на стену соответствует плоскость скольжения AC , составляющая с горизонтом угол α . Пусть линия AC' составляет с линией скольжения AC угол $d\alpha$. Так как сила Q представляет собой вес призмы обрушения ABC , то:

$$dQ = \frac{AC(AC' \cdot d\alpha) \cdot 1}{2}, \quad (c)$$

или по малости угла $d\alpha$, считая $AC = AC'$, получим:

$$\frac{dQ}{d\alpha} = \frac{AC^2}{2} \gamma; \quad (d)$$

тогда:

$$Q = \frac{AC^2}{2} \cdot \gamma \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi) \sin(\alpha + \psi - \varphi)}{\sin \psi}. \quad (e)$$

Проведем линию CD под углом ψ к линии угла трения AF ; линия CD будет параллельна прямой BK , проведенной из верхней точки стенки B под углом $\varphi_0 + \varphi$ к задней грани стенки. Действительно, в треугольнике ABK угол при вершине B будет равен:

$$\angle ABK = 180^\circ - (90^\circ + \beta - \varphi) - \psi. \quad (f)$$

Принимая во внимание, что, согласно фиг. 180:

$$\psi = 90^\circ - \varphi_0 - \beta,$$

получим:

$$\angle ABK = 180^\circ - 90^\circ - \beta + \varphi - 90^\circ + \varphi_0 + \beta = \varphi + \varphi_0. \quad (g)$$

Прямая BK играет весьма важную роль в графических методах определения давления грунта на стены и носит название основной¹ или ориентирующей² линии; в дальнейшем мы ее будем называть ориентирующей линией.

Из чертежа имеем:

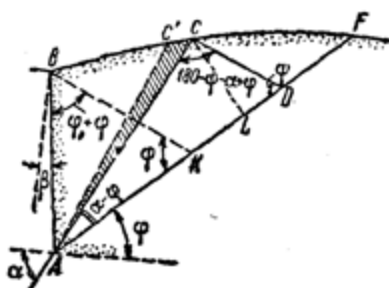
$$\frac{\sin(\alpha + \psi - \varphi)}{\sin \psi} = \frac{AD}{AC}. \quad (h)$$

Тогда выражение (e) принимает вид:

$$Q = \frac{AC^2}{2} \cdot \gamma \cdot \sin(\alpha - \varphi) \cdot \frac{AD}{AC}, \quad (i)$$

а так как (по чертежу) отрезок

$$AC \cdot \sin(\alpha - \varphi) = CL, \quad (j)$$



Фиг. 181. Теорема Рибхана.

¹ И. П. Прокофьев, Теория сооружений, т. 1, вып. II, Госстройиздат, 1932.

² В. П. Фармаковский, Подпорные стенки, Кубуч, 1933.

Из треугольника BFK , рассматривая угол при F и принимая во внимание, что параллельные прямые отсекают пропорциональные отрезки, имеем:

$$\frac{KD}{DF} = \frac{BC}{CF}$$

или

$$\frac{KD}{DF} = \frac{CH}{CF}. \quad (a)$$

С другой стороны, из треугольника ACF , рассматривая отрезки между параллельными прямыми AC и DH , имеем:

$$\frac{CH}{CF} = \frac{AD}{AF}. \quad (b)$$

Из сопоставления пропорций (a) и (b) получаем:

$$\frac{KD}{DF} = \frac{AD}{AF}. \quad (c)$$

По фиг. 182 имеем:

$$KD = AD - AK \quad \text{и} \quad DF = AF - AD.$$

Подставляя в выражение (c), находим:

$$\frac{AD - AK}{AF - AD} = \frac{AD}{AF},$$

откуда окончательно получаем:

$$AD^2 = AK \cdot AF. \quad (201)$$

Таким образом, отрезок AD является средней пропорциональной между отрезками AK и AF , величина которых известна. Отрезок AD определяет положение точки D , зная которое легко можно построить линию обрушения AC , для чего из точки D необходимо провести прямую DC , параллельную ориентирующей линии BK , и полученную точку C соединить с A .

Для чисто графического определения величины отрезка AD воспользуемся известной теоремой геометрии, согласно которой хорда является средней пропорциональной между диаметром и своей проекцией на диаметр. Отсюда вытекает следующее правило построения отрезка AD , определяющего положение точки D . На прямой AF , проведенной от точки A под углом φ к горизонту до пересечения с линией засыпки BF , как на диаметре строим полуокружность. Находим точку пересечения ориентирующей линии BK с линией угла трения AF и в точке K восстанавливаем к линии AF перпендикуляр KM до пересечения с окружностью в точке M . Отрезок $AM = x$ и будет средней пропорциональной между отрезками AK и AF , т. е. равен искомой величине AD . Для нахождения точки D , из точки A , как из центра радиусом $x = AM$ делаем засечку на линии AF . Полученная точка и будет искомой. Проверку построения производим на основании теоремы Ребхана, согласно которой площадь треугольника ABC равна площади треугольника ACD . Так как оба упомянутых треугольника имеют общим основанием

отрезок AC , то перпендикуляры, опущенные из вершин треугольников B и D , должны быть равны между собой, т. е.

$$Bm_1 = Dm_2.$$

Если это условие соблюдено, то построение выполнено правильно.

Определение величины давления. Построенный треугольник ACD будет подобен силовому треугольнику (см., например, фиг. 179), так как все углы этого треугольника равны соответствующим углам силового треугольника. Отсюда, вытекает, что отрезок AD в некотором масштабе изображает силу веса призмы обрушения Q , а отрезок DC — в том же масштабе величину давления грунта на стенку E . Таким образом, можно написать, что:

$$\frac{E}{Q} = \frac{CD}{AD}, \quad (A)$$

откуда:

$$E = Q \frac{CD}{AD}, \quad (B)$$

или, умножая и числителя и знаменателя полученного выражения на $CL/2$, где CL — длина перпендикуляра, опущенного из точки C на направление AF , будем иметь:

$$E = Q \frac{CD \cdot \frac{CL}{2}}{AD \cdot \frac{CL}{2}}. \quad (C)$$

Но сила Q равна весу призмы обрушения ABC или по теореме Ребхана весу призмы ACD , так как площ. ABC = площ. ACD .

Таким образом имеем:

$$Q = \frac{AD \cdot CL}{2} \cdot 1 \cdot \gamma. \quad (D)$$

Подставляя значение Q в выражение (C) после сокращения получим:

$$E = \frac{CD \cdot CL}{2} \cdot \gamma. \quad (E)$$

Величина $\frac{CD \cdot CL}{2}$ представляет собой площадь треугольника CDN (заштрихованного на фиг. 182), у которого основанием служит отрезок $ND = CD$, а высота равна перпендикуляру CL . Для построения треугольника CDN из точки D как из центра делаем засечку на линии AF и полученную точку пересечения N соединяем с точкой C . Так как по построению $CN = CD$, то площадь полученного треугольника будет равна:

$$\Omega = \frac{CD \cdot CL}{2}.$$

Таким образом:

$$E = \Omega \gamma, \quad (202)$$

т. е. максимальное давление грунта на подпорную стенку равно площади треугольника CDN , умноженной на объемный вес грунта γ . При

[illegible]

полученном отрезке A_2F_2 обычным способом выполняют построение Понселе и определяют треугольник давления, соответствующий стенке A_2B_2 .

3. Линия угла трения не пересекается в пределах чертежа с линией засыпки (фиг. 185). Здесь все построение производят на боковой грани стенки AB' . Для этого строят ориентирующую линию $B'K$ и из полученной точки K проводят прямую KK' , параллельную приведенной линии засыпки. Затем на задней грани стенки AB' обычным приемом строят полуокружность и находят величину среднепропорционального отрезка Ad . Точку d переносят параллельно линии засыпки на линию угла трения и получают искомую точку D . Далее необходимо построить плоскость обрушения AC и обычным путем найти треугольник давления DCN , площадь которого Q , умноженная на объемный вес грунта γ , и даст величину максимального давления грунта на подпорную стенку E .

$B'CE$ —приведенная нагрузка; $B'K$ —ориентирующая линия.

необходимо построить эпюру распределения давлений по задней грани стенки, найти ее центр тяжести, снести полученную точку на заднюю грань стенки и в этой точке приложить силу E_a так, чтобы ее направление составляло угол φ_0 с нормалью к задней грани стенки (φ_0 — угол трения грунта о стенку). Рассмотрим отдельные случаи построения эпюр давлений.

1. Грунт однороден на всю глубину (фиг. 186).

В случае сыпучего грунта величину максимального удельного давления $\sigma_{\varphi 2}$, необходимую для построения эпюры распределения давлений по задней грани стенки, определяем из того условия, что площадь эпюры давлений должна быть равна равнодействующей давления E . Имеем:

$$\sigma_{\varphi 2} = \frac{2E}{AB}, \quad (203)$$

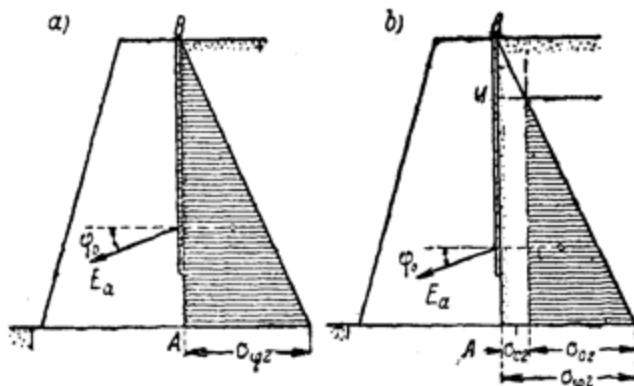
причем

$$E = \Omega \gamma,$$

где Ω — площадь треугольника давлений по построению Понселе (см., например, фиг. 182),

γ — объемный вес грунта,

AB — длина задней грани подпорной стенки.



Фиг. 186. Эпюры давлений грунта на подпорную стенку: а — в случае сыпучего и б — в случае связного грунта.

Так как в рассматриваемом случае стенка на полной своей длине испытывает давление, то равнодействующая эпюры давлений будет равна E , т. е.

$$E_a = E.$$

Направление и точка приложения активного давления грунта E_a указаны на фиг. 186, а.

В случае когда грунт, кроме трения, обладает и сцеплением c , для построения эпюры давлений грунта на стенку необходимо вычислить величины $\sigma_{\varphi 2}$ и σ_{c2} и по формуле (194) определить:

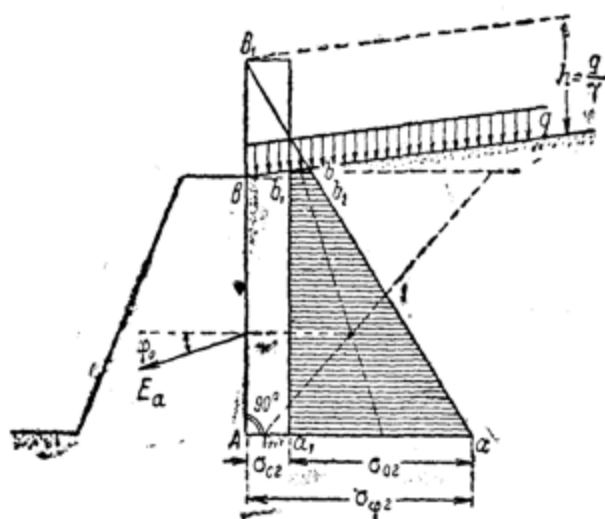
$$\sigma_{02} = \sigma_{\varphi 2} - \sigma_{c2}.$$

Величина удельного давления $\sigma_{\varphi 2}$ определяется по предыдущему (формула 203), величина же σ_{c2} вычисляется по одной из формул: (193), (198) или (199). По полученным данным строится суммарная эпюра давлений (заштрихованная на фиг. 186, б) и вычисляется ее площадь, численно равная активному давлению грунта на стенку E_a . В рассматриваемом случае будем иметь:

$$E_a = \frac{\sigma_{02} \cdot AM}{2}.$$

Определение направления и точки приложения E_a показано на фиг. 186, б.

2. Действие равномерно распределенной нагрузки. Эпюра распределения давлений по задней грани стенки для случая действия на поверхности грунта равномерно распределенной нагрузки показана на фиг. 187.



Фиг. 187. Пример построения эпюры давлений для связного грунта при наличии на поверхности грунта равномерно распределенной нагрузки.

В случае сыпучего грунта величина активного давления равна площади трапеции (все размеры измеряются в масштабе напряжений) ABb_2a ; в случае же связного грунта из давлений σ_{a2} необходимо вычесть давления σ_{a1} , что даст эпюру удельных давлений в виде трапеции a_1b_1ba , заштрихованной на чертеже. Направление и точка приложения активного давления E_a показаны на фиг. 187.

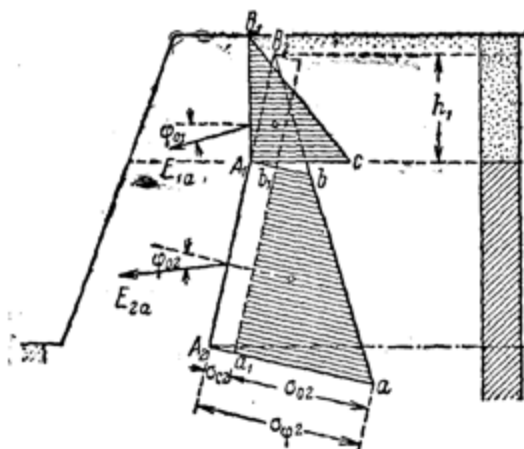
3. Более общий случай будет тогда, когда грунт за подпор-

ной стенкой состоит из нескольких различных по своим свойствам слоев и задняя грань стенки имеет изломы (фиг. 188). Для определения величины активного давления грунта на стенку, сначала, путем построения Понселе, необходимо определить суммарное давление грунта на верхнюю часть стенки A_1B_1 и суммарное давление на приведенную грань стенки A_2B_2 , при условии, что грунт обладает только трением, т. е. представляет собой идеальное сыпучее тело (см., например, фиг. 184). Затем, по формуле:

$$\sigma_{a2} = \frac{2E}{AB},$$

определяют максимальные ординаты удельного давления в точках A_1 и A_2

(фиг. 188) и строят треугольные эпюры распределения удельных давлений на отрезках задней грани стенки A_1B_1 и A_2B_2 . Предположим далее, для определенности, что верхний слой представляет собой, на-



Фиг. 188. Эпюры давлений при двухслойном грунте за стенкой.

пример, сыпучий песок, а нижний — суглинок со сцеплением с кг/см^2 . Тогда, для верхней части стенки эпюрой давления будет треугольник A_1B_1C , а для нижней части, если учесть сцепление (τ_{c2} определится по формуле 199) и отбросить верхнюю часть эпюры выше точки A_1 , — в виде трапеции a_1b_1ba . Величина активного давления для верхней части стенки E_{1a} и для нижней E_{2a} найдется путем вычисления заштрихованных площадей эпюр давлений. Способ определения направления и точек приложения сил E_{1a} и E_{2a} остается прежним.

Расчет подпорных стенок будет тогда только реальным, когда экспериментально установлены расчетные величины: коэффициента внутреннего трения грунта φ , коэффициента трения грунта о стенку φ_0 и сцепления грунта c (на единицу площади), причем при выборе последней величины необходимо учитывать возможные ее изменения, как во время производства работ, так и при последующей эксплуатации сооружения. Если, например, засыпка производится пластичным грунтом, то сцепление грунта (восстанавливающееся) можно учитывать, если же связным комковатым грунтом, то силы сцепления учитывать не следует. В случае такого метода производства работ, когда естественное состояние грунта не нарушается (например, при устройстве шпунтовых стенок, или когда грунт держит вертикальный откос) и дальнейшее увлажнение грунта будет устранено, расчет давления грунта с учетом сил сцепления будет полностью отвечать действительности.

5. Экспериментальные данные о давлении грунтов на подпорные стены.

Экспериментальное определение действительного давления грунтов на подпорные стены имеет весьма существенное значение для практики, так как позволяет установить насколько теоретические и практические методы расчета давления грунтов соответствуют действительности.

Распределение давления грунтов на подпорные стены, как указывалось в начале этой главы, зависит от перемещений стены. Здесь можно различать следующие основные случаи: 1) жесткая подпорная стена неподвижна, 2) стена может совершать поступательное движение и 3) может происходить вращение стены вокруг некоторой оси. В последнем случае, распределение давления в высокой степени будет зависеть от того, вокруг какой оси происходит вращение стенки. Так, например, на фиг. 189 приведены эпюры давлений грунта на заднюю грань стенки и на поверхность скольжения, рассмотренные Оде в его работе, посвященной расчету давления грунтов на подпорные стенки.¹ Фиг. 189, *a* соответствует вращению жесткой стенки вокруг нижней опорной точки (случай, наиболее часто встречающийся на практике), фиг. 189, *b* соответствует вращению жесткой стенки вокруг верхней кромки (например, при анкерном закреплении верха стенки) и фиг. 189, *c* — изгибу балки с неподвижными шарнирными концами.

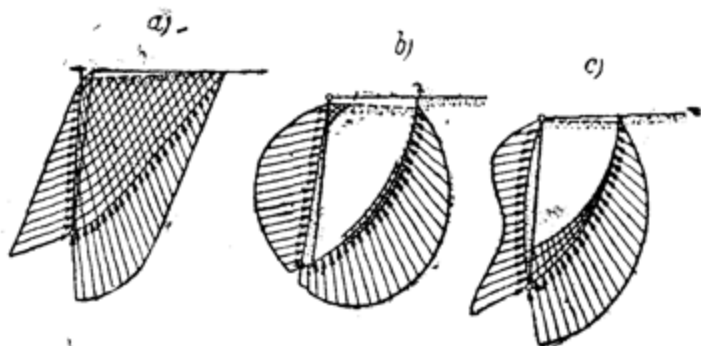
Приведенные данные показывают, что распределение давлений по задней грани стенки сильно зависит как от перемещений стенки, так

¹ I. Ohde. Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung, Die Bautechnik, №№ 10—54, 1938.

и от ее жесткости. Так как при возведении массивных (каменных) подпорных стен на сжимаемых грунтах ближе всего к действительной работе подпорных стен будет случай, показанный на фиг. 189, *a*; то в дальнейшем и ограничим свое рассмотрение лишь описанием опытов с жесткими подпорными стенками, могущими иметь некоторое поступательное движение и вращение вокруг нижней опорной точки.

Опыты по определению давления грунтов на подпорные стены производились со времен Кулона и до наших дней и ставили своей целью экспериментально проверить существующие теории определения давления грунтов на подпорные стены (Ренкин, Кулон, Понселе и др.).

Первая стадия опытов (примерно до 1908—1920 гг.) отличается несистематичностью и малыми масштабами опытных установок. В ре-



Фиг. 189. Эпюры давлений при вращении стенки: *a* — вокруг нижней кромки; *b* — вокруг верхней кромки; *c* — при изгибе стенки как балки с шарнирными концами.

зультате этих начальных опытов были получены довольно противоречивые данные о применимости отдельных теорий давления грунтов, о направлении давления и пр.¹

Вторая стадия опытов (1923—1929 гг.) характеризуется большими масштабами моделей подпорных стен и продуманностью методики постановки опытов.²

Наконец, третья стадия опытов с подпорными стенками (главным образом опыты Терцаги) характеризуется, во-первых, более совершенной техникой измерений и, во-вторых, проверкой принципов механики грунтов в приложении их к определению давления грунтов на подпорные стенки.

Рассмотрим результаты главнейших исследований во второй и третьей стадиях опытов. Интересные опыты были поставлены в 1923 г. Фельдом.³ Он повторил установку Мюллер-Бреслау, но все размеры опытной модели увеличил в три раза. Опыты производились в железобетонном

¹ А. И. Прилежаев, К вопросу о давлении земли на подпорные стенки, СПб, 1908.

² Н. Н. Давиденков, О давлении земли на подпорные стенки, НМИ, Л., 1927.

³ См. работу Н. Н. Давиденкова (выноска 2), а также Trans. Am. Soc. Civil Engineer., p. 1428, 1923.

ящике около 1,6 м шириной, 1,8 м высотой и 2,7 м длиной. Модельная стенка свободно стояла на прочном полу перед ящиком, причем давление на нее измерялось посредством десятичных весов. Были проделаны опыты с вертикальной и наклонной стенкой, при горизонтальной и наклонной засыпке песка. Кроме того, на специальном односрезном приборе был определен коэффициент внутреннего трения песка, применявшегося в опытах для загрузки подпорной стенки. В результате проведения ряда опытов Фельд приходит к следующим выводам:

1. Распределение давлений внутри грунта отличается и от гидростатического закона и от решений теории упругости (Ренкин), причем не существует резко очерченной призмы обрушения.

2. Боковой распор грунта во всех случаях направлен под углом к нормали, равным углу трения (φ_0) между стенкой и грунтом.

3. Точка приложения распора грунта находится выше 0,33 и ниже 0,4 высоты стенки.

4. Сравнение результатов опытов с расчетными данными (по Ренкину, Кулону, Понселе) дало противоречивые данные, причем Фельд считает более отвечающей действительности теорию призмы обрушения Кулона в ее начальном виде (без учета трения грунта о стенку).

Отметим, что последний вывод противоречит опытам Мюллер-Бреслау, согласно которым наиболее близкие результаты к действительности дали расчеты по способу Понселе.¹

Кроме опытов Фельда, к этой же серии следует отнести опыты Фультона (1920 г.), Кроствет (1920 г.), Гольдмарка (1923 г.) и других. Общим выводом из опытов перечисленных исследователей является: наиболее близкие к экспериментальным данным величины дает теория призмы обрушения Кулона и способ расчета Понселе, за исключением случаев местной временной нагрузки, при этом почти всегда распор грунта оказывается меньше рассчитанного по Кулону (опыты Фельда).

В перечисленных опытах совершенно не был затронут вопрос о давлении глинистых (связных) грунтов на подпорные стенки. Н. Н. Давиденков, анализируя ряд экспериментальных данных по давлению земли на стенки, приходит к выводу о необходимости дальнейших опытов в этом направлении и высказывает интересную мысль, что в случае засыпки подпорных стенок комковатой глиной при инфильтрации воды возможны явления набухания, которые могут сопровождаться возникновением значительных давлений, чего следует всемерно избегать (например путем недопущения периодических замачиваний такого рода засыпок).²

Интересные опыты, с учетом новейших данных механики грунтов, были поставлены в 1929 г. Терцаги; к рассмотрению их мы и перейдем.

В связи с постройкой подпорной стены для силовой станции, сооружаемой на реке Коннектикут в Нью-Гемшире,³ высотой в 50 м и шириной основания в 18 м, возник вопрос о давлении грунта, так как изменение угла внутреннего трения на 1° повлекло бы увеличение стоимости

¹ Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, 1906.

² Н. Н. Давиденков, О давлении земли на подпорные стенки, НМИ, 1927.

³ К. Терцаги, О задачах и новейших данных исследования строительных свойств грунтов, Русско-германский вестник науки и техники, № 2, 1930.

подпорной стены на несколько миллионов долларов. Поэтому были отпущены значительные средства для экспериментального исследования давления грунта на модель подпорной стены. Общий вид установки, которая осуществлялась в специально для этой цели построенном здании, показан на фиг. 190.

В опытах с подпорной стенкой высотой 2,1 м наблюдались горизонтальный распор грунта, точка его приложения и определялся коэффициент трения грунта о стенку. Основные опыты были проведены со стандартным оттавским песком (пористость в плотном состоянии $n_{\min} =$

$= 34,8\%$ и в рыхлом $n_{\max} = 41,7\%$) и два опыта с глиной. В опытах измерялись: вертикальное и горизонтальное давление грунта на стенку, перемещения верхнего и нижнего ребра стенки и деформации поверхности грунта за стенкой.

На фиг. 191 изображены результаты опытов с рыхлым песком. Подобные же опыты были проведены с тем же песком, но в плотном состоянии.

В результате опытов с песком Терцаги приходит к следующим выводам:

1. Величина горизонтального распора для неподвижной стенки значительно меньше при рыхлой засыпке, чем при уплотненной.

2. Положение точки приложения горизонтального

Фиг. 190. Опытная установка для исследования давления грунта на подпорную стенку (Нью-Гемшир, США).

a — кровля из гипсо-смоляных плит; *b* — крановая балка; *c* — трехтонный кран; *d* — двутавровая балка № 50; *e* — опытная камера; *f* — бетон; *g* — стена пустотелой кладки; *h* — противовес; *j* — резервуар для воды.

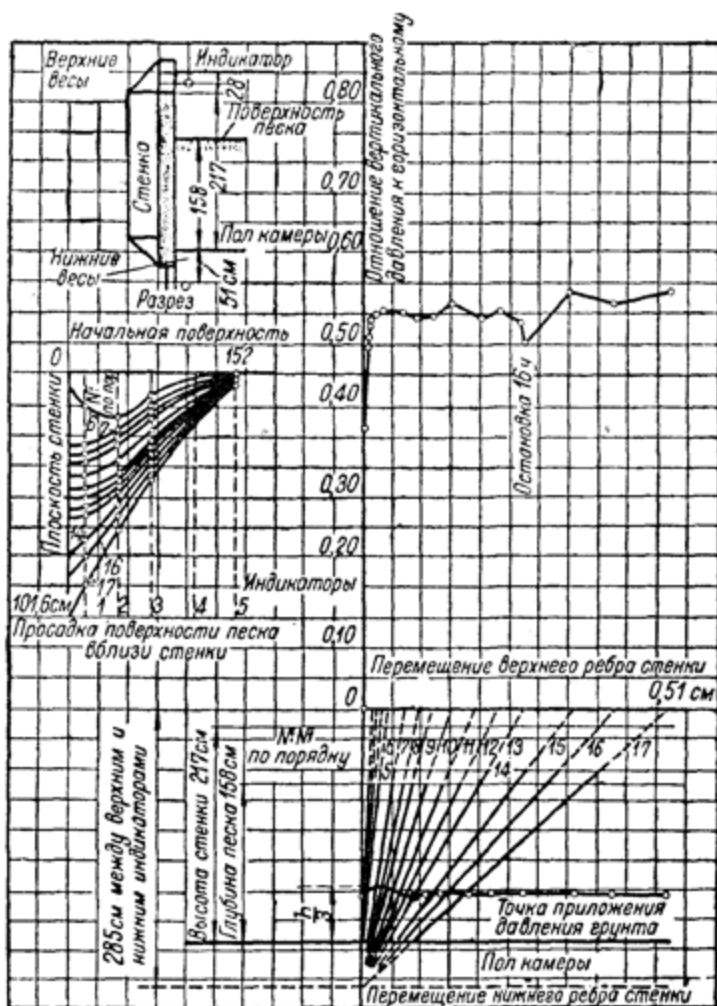
распора для рыхлого песка очень близко к теоретическому ($0,3 h$ от основания засыпки), тогда как для плотного песка отличается от теоретического (получено $0,44—0,48 h$).

3. Просадка поверхности имеет различный характер для рыхлого и плотного песка, причем вблизи стенки рыхлый песок уплотняется, а плотный разрыхляется.

4. Коэффициент трения грунта о стенку различен для рыхлого и плотного песка, причем для рыхлого песка он почти не изменяется (получено $\varphi_0 = 0,42—0,55$), тогда как для плотного песка быстро возрастает при поступательном движении стенки (от 0,05 до 0,85).

На фиг. 192 представлены результаты двух опытов по определению давления глинистого грунта, причем в одном опыте глина была увлажнена до полного насыщения, в другом она не была насыщена водой. Из анализа результатов опытов с глиной Терцаги приходит к выводу, что разница между величиной горизонтального распора для насыщенного и ненасыщенного глинистого грунта больше, чем ожидалось

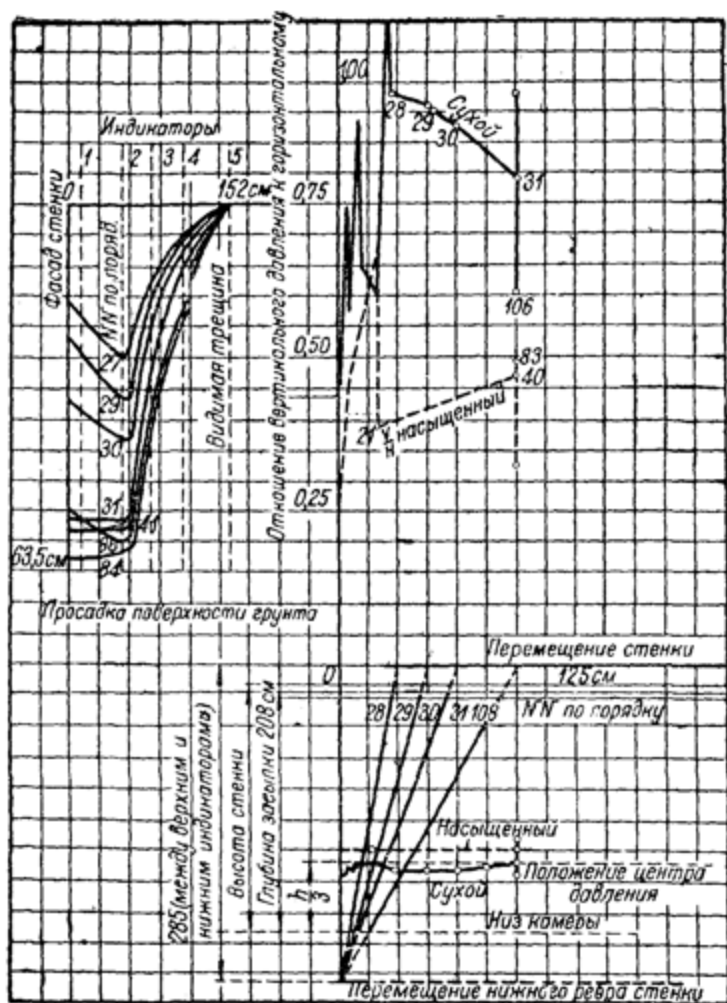
на основании допущения, что горизонтальный распор складывается из полного гидростатического давления воды и давления сыпучего грунта с объемным весом, облегченным весом вытесненной воды. Кроме того, был обнаружен весьма важный факт, что точка приложения давления в первом случае, т. е. при взвешивающем действии воды, располагается



Фиг. 191. Результаты опытов Терцаги по определению давления рыхлого песка на подпорную стенку.

выше теоретической ($0,38h$ вместо $0,33h$), а во втором, когда грунт был подвержен действию капиллярных сил, — ниже теоретической ($0,27h$ вместо $0,33h$), что можно объяснить, как мы полагаем, разгружающим действием сил сцепления. При песчаной засыпке разность между горизонтальным распором грунта, насыщенного водой и ненасыщенного, точно равнялась гидростатическому давлению воды.

В своих исследованиях 1936 г. по изучению „арочного эффекта“ в песке ¹ Терцаги на основании ряда опытов устанавливает пределы применимости теории Кулона, а именно: для рыхлых песков во всех стадиях движения стенки давление распределяется по закону треугольника, причем теория Кулона будет давать достаточно точные

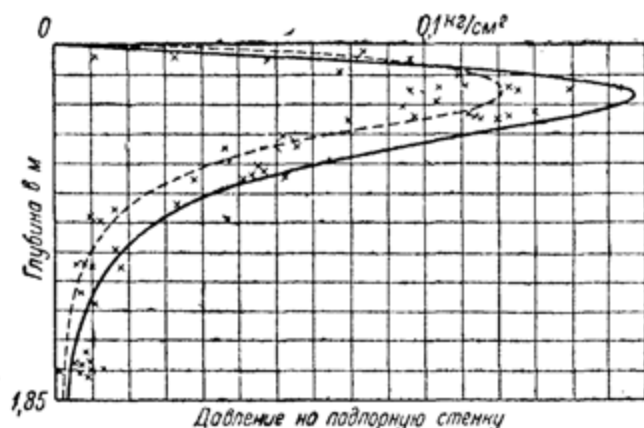


Фиг. 192. Результаты опытов Терцаги по определению давления глинистого грунта на подпорную стенку.

результаты, если перемещение середины стенки больше $0,0005 H$ (где H —высота стенки); для плотного же песка теория Кулона будет применима лишь при условии, что верхний край стенки может сдвинуться по отношению к нижнему по крайней мере на величину $0,005 H$.

¹ Terzaghi, Engineering News Record № 20, 1936.

Результаты интересных опытов Спанглера по исследованию давления грунта на подпорные стенки при действии на поверхность засыпки сосредоточенных сил и местных нагрузок приводит Миндлин.¹ Результаты одного из таких опытов показаны на фиг. 193, причем сплошная линия соответствует наибольшим значениям давлений по результатам измерений, а пунктирная кривая — давлениям, найденным теоретически



Фиг. 193. Результаты опытов Миндлина по определению давления грунта на подпорную стенку при действии сосредоточенных сил.

по методу изображений (см. п. 2). Из сопоставления приведенных данных заключаем, что метод изображений вполне отражает действительность.

Анализируя опытные данные по определению давления грунтов на подпорные стенки, приходим к выводу, что вопрос о давлении грунтов значительно сложнее, чем то вытекает из рассмотренных теоретических решений, и что вышеприведенные расчетные формулы могут лишь приближенно указать величину давления грунта.

¹ Доклад на Международном конгрессе по механике грунтов (США, 1936).

ЭЛЕМЕНТЫ МЕХАНИКИ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ. ¹

1. Понятие о мерзлых и вечно мерзлых грунтах.

Мерзлыми грунтами называются грунты, имеющие отрицательную температуру и содержащие кристаллы льда, полностью или частично заполняющие поры грунта или образующие отдельные прослойки.

В обычных средне-европейских климатических условиях верхние слои грунта попеременно находятся то в талом, то в мерзлом состоянии. В некоторых же районах (север европейской части СССР, Сибирь, Дальний Восток) грунты ниже деятельного слоя, иногда на значительную глубину, имеют постоянно отрицательную температуру. При отрицательной температуре вода, находящаяся в том или ином количестве в грунте, замерзает, причем свойства грунта становятся совершенно отличными от свойств его при положительных температурах.

Глубина промерзания будет зависеть как от общих климатических условий местности, так и от свойств грунта, его влажности, наличия верхнего нетеплопроводного покрова и пр. При замерзании грунт переходит из двухфазной или трехфазной системы (минеральная часть, вода, воздух), в сложную четырехфазную систему. Этот переход точно так же, как и переход из мерзлого в талое состояние, сопровождается рядом физических и механических процессов, возникающих в грунтах и влияющих существенным образом на условия прочности и устойчивости сооружений. При переходе грунта в мерзлое состояние вследствие замерзания воды, находящейся в нем, особенно при неоднородных напластованиях грунтов, могут возникать значительно напряженные зоны и зоны перемещений частиц грунта, которые иногда могут совершенно нарушить условия прочности и устойчивости как массива грунта, так и сооружений, возведенных на грунте. При оттаивании мерзлого грунта свойства его как основания для сооружений настолько изменяются, что могут послужить причиной совершенно недопустимых деформаций фундаментов сооружений.

Процессы, возникающие при замерзании и оттаивании грунтов, имеют существенное значение как в обычных условиях, когда верхние слои грунта возле фундаментов претерпевают сезонные замерзания и оттаивания, так, особенно, и в районах глубокого зимнего промер-

¹ Более детальному рассмотрению вопросов механики мерзлых грунтов посвящена специальная работа: Н. А. Цытович и М. И. Сумгиц, Основания механики мерзлых грунтов, изд. Академии наук СССР, 1937.

зания и районах вечной мерзлоты, имеющей широкое распространение в СССР.

Приведем некоторые примеры.

В феврале 1913 г. на западной части Амурской железной дороги близ станции Уруша в одном из колодцев промерзла вода. Вблизи колодца находилась жилая постройка, в подвале которой вдруг появилась вода. Она скоро заполнила дом, полилась из щелей и окон и быстро замерзла. В конце концов весь дом до потолка оказался заполненным льдом.¹

Описанный случай показывает, что при замерзании верхнего деятельного слоя грунта и наличии вечной мерзлоты могут возникать значительные местные напряженные зоны, вызывающие перемещения масс воды, а иногда и грунта. Примером таких перемещений могут служить бугры грунтовых наледей, имеющих широкое распространение в некоторых районах Сибири и Дальнего Востока. Напряжения при образовании и росте наледных бугров могут при благоприятных условиях достигать значительной величины; они взрывают бугры и производят, при помощи вытекающей под большим напором воды, перемещения глыб грунта и льда на большие расстояния от места образования бугра. В. Г. Петров описывает взрыв наледного бугра — кургана на р. Онон (на 124 км Амурско-Якутской магистрали).² Наледный бугор, образовавшийся возле дороги, взорвался 28 марта 1928 г., разбросав в стороны громадные глыбы льда и грунта, причем самая большая глыба была длиной 19 м, шириной до 5 м, толщиной до 2 м. Некоторые глыбы были отнесены потоком хлынувшей из кургана воды на расстояние более 120 м, причем небольшой мост, находившийся возле взорвавшегося кургана, был совершенно разрушен.

Не менее катастрофичны бывают иногда деформации сооружений от протаивания вечной мерзлоты под ними. Так, в одном из зданий Анадырского рыбоконсервного завода, место постройки которого было выбрано неудачно, на территории, содержащей прослойки ископаемого льда, была обнаружена осадка одной из печей. Эта осадка быстро увеличивалась, так что через несколько месяцев пользование печью было уже затруднено. Решили использовать осевшую печь, как фундамент для новой печи, которую и возвели на старой. Однако осадка продолжалась, несмотря на то, что печь привязали железными креплениями к стенам; стали оседать и стены и пол.

Приведем некоторые данные о распространении деформации сооружений на вечной мерзлоте. По данным, опубликованным в 8 Сборнике ЦНИИ НКПС, 1931 г., при километровом обследовании дороги на протяжении 336 км оказалось деформированных зданий: каменных 100%, деревянных 97%, из них стен, обращенных на юг, 71%; при этом было обследовано 92 здания. Из обследованных 138 мостов оказалось деформированных: железных мостов на каменных опорах 58%, деревянных мостов 87% и железнодорожных труб 93%.

¹ М. И. Сумгин, Вечная мерзлота почвы в пределах СССР, стр. 295. Владивосток, 1927.

² В. Г. Петров, Наледи на Амурско-Якутской магистрали, изд. Академии наук, 1930.

Таким образом мы видим массовое распространение деформаций сооружений в условиях вечной мерзлоты. Можно привести и другие примеры. По нашим наблюдениям, проведенным в экспедиции СОПС Академии наук в 1937 г., в Якутске нет ни одного не деформированного каменного здания. Сильные деформации имеет здание Педагогического института, здание типографии, здание почты и др.

Приведенные примеры указывают на значительную величину механических воздействий, возникающих в массивах грунта при их промерзании и оттаивании в условиях вечной мерзлоты.

Вечная мерзлота и ее физические свойства. Согласно терминологии (принятой Комиссией Академии наук СССР по изучению вечной мерзлоты), вечной мерзлотой называется различной влажности грунт, находящийся на некоторой глубине от земной поверхности и имеющий отрицательную или нулевую температуру, длящуюся непрерывно долгое время.

Площадь, занятая вечной мерзлотой, по Сумгину, составляет 9658 тыс. км², т. е. около 45% территории СССР; она почти равна площади всей Европы (9987 тыс. км²) и превосходит площадь США.

Южная граница вечной мерзлоты начинается в европейской части СССР от Мезени, далее поворачивает на восток, проходит возле Березова до Туруханска и по правому берегу Енисея опускается на юг до озера Косогол в Монголии. Далее идет на юго-запад, проходит южнее Улан-Батора, примерно на 40—50 км, и из северной Манчжурии входит в СССР. Севернее 60-ой параллели и на восток от Байкала (район Читы и Нерчинска) находятся области географически сплошного распространения вечной мерзлоты. Южнее 60-ой параллели среди массива вечно мерзлого грунта появляются острова таликов; еще южнее находим острова вечной мерзлоты среди таликов.

Мощность слоя вечной мерзлоты весьма значительна. Для различных пунктов имеем следующие данные:

1. В руднике Тальбей (север европейской части СССР)	23 м
2. В Усть-Енисейском порту	около 300 "
3. В Якутске	более 136 "
4. В Витимо-Олекминской горной стране	51 "
5. В Забайкалье, г. Петровск-Забайкальский	49 "
" ст. Сохондо	55 "
" ст. Зилово	51 "
" ст. Сковородино	47 "
6. В Улан-Баторе (Монголия)	25 "

Мощность деятельного слоя, имеющая исключительно важное значение для строительных целей, может быть в первом приближении охарактеризована следующими цифрами:

1. Для песчаных грунтов южнее 55-ой параллели	3—4 м
То же, на параллели Якутска	2—2,5 "
на побережье Ледовитого океана	1,2—1,6 "
2. Для глинистых грунтов южнее 55-ой параллели	1,8—2,5 "
То же на параллели Якутска	1,5—2,0 "
на побережье Ледовитого океана	0,7—1,0 "
3. Для торфяно-болотных грунтов южнее 55-ой параллели	0,7—1,0 "
То же на побережье Ледовитого океана	0,2—0,4 "

Существенное значение для суждения об устойчивости режима мерзлоты имеет температура вечной мерзлоты. К сожалению, данных о температуре вечной мерзлоты, несмотря на обширную территорию, занятую ею, имеется мало. Приведем некоторые из них.

1. Усть-Енисейский порт, на глубине	4 м	от -4° до -5°
2. Якутск	12—18	" " -6° " -7°
"	3—4	" " -2° " -9°
"	30—50	" " -5° " -6°
"	50—110	" " -3° " -5°
3. Верховья Зеи (Бомнак),	5	" $-0,3^{\circ}$
4. Петровск-Забайкальский	10	" $-0,6^{\circ}$
"	15	" $-0,4^{\circ}$
5. Станция Сохондо	8,5	" $-1,2^{\circ}$
"	10,7—23,5	" $-1,0^{\circ}$
6. Станция Зилово	12,6	" $-0,4^{\circ}$
7. Станция Сковородино	10	" $-0,9^{\circ}$
"	14	" $-1,0^{\circ}$
8. Улан-Батор (Монголия)	5—25	" $-0,8^{\circ}$

Гидрологические условия в области вечной мерзлоты исключительно сложны благодаря наличию вечной мерзлоты и суровому климату.

Грунтовые воды можно разделить на следующие виды: надмерзлотные (или воды деятельного слоя), грунтовые воды слоя вечной мерзлоты (в виде жил и отдельных водотоков) и подмерзлотные. Эти виды грунтовых вод в области вечной мерзлоты могут быть между собой связаны.¹

Подмерзлотные воды залегают под вечной мерзлотой. Характерной их особенностью является наличие почти постоянного повсеместно существующего напора, обусловленного водонепроницаемой кровлей вечной мерзлоты. Эти воды наиболее часто встречаются на дне широких современных и древних долин. Источниками их питания служат инфильтрационные воды, проникающие через талики, поднимающиеся из глубины, и конденсирующиеся водяные пары и воды глубоких водоносных горизонтов коренных пород.

Межмерзлотные воды расположены в толще вечной мерзлоты в виде отдельных жил, линз, труб, слоев, водотоков и пр. Эти воды характеризуются устойчивым состоянием твердой и жидкой фазы, причудливым залеганием фаз и непрерывной связью с подмерзлотными и надмерзлотными водами, их питающими.

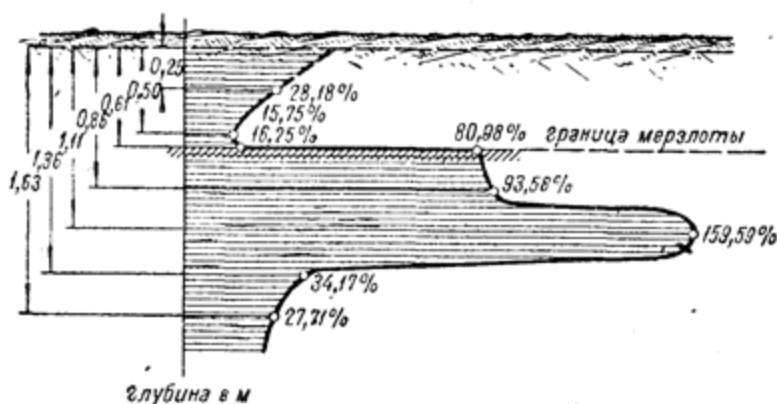
Надмерзлотные воды залегают на вечной мерзлоте, являющейся водонепроницаемым слоем, и характеризуются чередованием твердой и жидкой фазы по временам года. Источниками их питания являются атмосферные осадки, а также подток межмерзлотных и подмерзлотных вод.

Влажность грунтов района вечной мерзлоты может быть весьма разнообразна в зависимости от местных условий и должна быть определена для каждого места постройки опытным путем. Характерной особенностью распределения влажности в грунтах большинства районов

¹ Н. И. Толстихин, Подземные воды в четвертичных отложениях районов вечной мерзлоты, Труды АИЧПЕ, вып. II, Л., 1933.

вечной мерзлоты является наличие переувлажненных горизонтов у верхней границы мерзлоты. Как пример приведем распределение влажности в Усть-Енисейском порту (фиг. 194).¹ Переувлажненные горизонты у верхней границы вечной мерзлоты объясняются водонепроницаемостью слоя вечной мерзлоты, а также и возможной конденсацией паров воды. Влажность грунта деятельного слоя в процессе ежегодных замерзаний и оттаиваний претерпевает изменения; происходит перераспределение влажности по глубине.

Значительная отрицательная температура в зимний период и наличие водонепроницаемого слоя вечной мерзлоты создают условия, нарушающие гидрологический режим грунтов. При замерзании влажного



Фиг. 194. Распределение влажности в деятельном слое и в верхнем слое вечной мерзлоты.

и переувлажненного деятельного слоя происходит увеличение его объема, причем поверхность грунта зимой поднимается до 5—40 см, а летом оседает до первоначального уровня. При благоприятных условиях (наличие грунтовых вод в деятельном слое, неоднородность залегания грунтов) возникают местные поднятия поверхности грунта, иногда достигающие нескольких метров высоты, так называемые курганы грунтовых наледей. Сооружения, находящиеся в непосредственной близости к месту возникновения речных и грунтовых наледей, подвергаются значительным деформациям, а иногда, в процессе наледных образований, происходит и полное разрушение сооружений.

Исследования вечной мерзлоты. Основные исследования вечной мерзлоты в строительных целях состоят в изучении физического состояния мерзлых грунтов в условиях их естественного залегания и определения их механических свойств.

Первая группа исследований заключается в определении верхней границы вечной мерзлоты и мощности ее слоя и в изучении для грунтов слоя летнего протаивания и слоя вечной мерзлоты температуры, влажности и гранулометрического состава.² Точное определение верхней

¹ Н. А. Цытович, Некоторые исследования вечной мерзлоты в низовьях ски Енисея летом 1930 г., Труды КОВМ Академии наук СССР, том 1, 1932.

² Подробно перечисленные вопросы освещены в книге Сборник инструкций и программных указаний по изучению мерзлых грунтов и вечной мерзлоты, изд. Академии наук СССР, 1938.

границы вечной мерзлоты возможно только в результате длительных наблюдений температуры грунта на разных глубинах. Приближенное определение можно произвести способом открытого шурфования в период времени, соответствующий первым морозам. Для определения глубины заложения фундаментов и их конструктивных размеров, необходимо знать верхнюю границу вечной мерзлоты.

Мощность слоя вечной мерзлоты определяется бурением или шурфованием. Если слой вечной мерзлоты прослежен на глубину 10—15 м, то во многих случаях можно ограничиться и указанной глубиной. Мощность слоя вечной мерзлоты совместно с температурными данными для различных точек обследуемой территории даст возможность отнести мерзлоту данного района к типу устойчивой или к типу исчезающей мерзлоты. Выяснение вопроса о том, является ли состояние мерзлоты в данном районе устойчивым (в период срока службы сооружения) или неустойчивым (деградирующим), будет одним из главных факторов, обуславливающих выбор типа фундаментов.

При бурении и шурфовании необходимо обратить самое серьезное внимание на грунтовые воды, их расположение от поверхности и на общую влажность грунтов. Чрезвычайно важно также отметить наличие переувлажненных горизонтов и присутствие ледяных прослоек и линз.

Влажность грунтов слоя летнего протаивания и слоя вечной мерзлоты определяется для проб, взятых из шурфов через каждые 0,5 м глубины. Распределение влажности должно быть известно до уровня не менее утроенной глубины максимального протаивания. Результаты определения влажности грунтов необходимы для вычисления баланса тепла и выбора расчетных величин сил смерзания в связи с температурой грунта и его гранулометрическим составом.

Надежные данные о температуре грунтов деятельного слоя могут быть получены только длительными измерениями в течение не менее одного года.¹ Данные о температуре слоя вечной мерзлоты на глубинах порядка десятков метров могут быть получены тщательным измерением температуры в буровых скважинах. Знание температуры грунтов как слоя летнего протаивания, так и слоя вечной мерзлоты, дают возможность, в связи с другими данными, решить вопрос об устойчивости состояния режима мерзлоты под проектируемым сооружением. Гранулометрический состав грунтов является также важной их характеристикой. Если в данном районе преобладают глинистые и пылеватые грунты, то можно опасаться значительного их пучения, что может чрезвычайно вредно сказаться на устойчивости и прочности сооружений, возводимых на этих грунтах. Сухие песчаные грунты являются более благоприятными для возведения на них сооружений в условиях вечной мерзлоты.

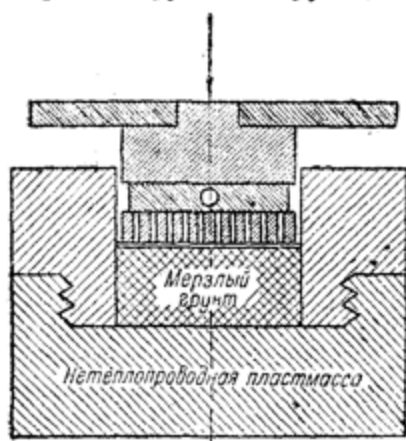
На свойства вечной мерзлоты в значительной степени оказывают влияние и общие физико-географические и геолого-геоморфологические условия.²

¹ М. И. Сумгин, Вечная мерзлота почвы в пределах СССР, 2-е издание Академии наук СССР, 1937.

² К. И. Лукашев, Область вечной мерзлоты как особая физико-географическая и строительная область, Изд. ЛГУ, 1938.

Вторая группа исследований вечной мерзлоты, т. е. исследование механических свойств мерзлых грунтов, состоит из испытаний мерзлого грунта пробной нагрузкой при оттаивании или исследований сжимаемости при оттаивании и из определения в полевой обстановке сопротивления сжатию и сил смерзания.¹

Испытание пробной нагрузкой при оттаивании производится штампом в 5000 см^2 при нагрузке на грунт, соответствующей принятой в проекте сооружений за допускаемую. Испытание производится в шурфе на отметке заложения фундаментов, причем после установки штампа на мерзлый грунт и загрузки, его обсыпают крупным песком слоем в



Фиг. 195. Схема прибора для определения коэффициента сжимаемости мерзлого грунта при оттаивании.

20—30 см и отмечают начальные показания приборов, измеряющих осадку; затем шурф заполняется водой, которая во все время испытания подогревается или путем добавления горячей воды, или путем пропускания пара по уложенным вокруг штампа трубам. Во время испытания периодически (первое время через 1 час, затем через 6—10 часов) измеряются осадки штампа до их затухания. Опыт прекращают, если скорость нарастания осадок не уменьшается с течением времени. Отсутствие затухания осадок штампа при данной нагрузке показывает, что величина нагрузки, при которой производилось испытание, не может быть принята за допускаемую.

Во многих случаях испытание мерзлого грунта пробной нагрузкой может быть с успехом заменено сплошным исследованием сжимаемости образцов мерзлого грунта ненарушенной структуры при оттаивании их под нагрузкой. Опыт производится в предложенном автором приборе, состоящем из толстостенного развинчивающегося цилиндра из нетеплопроводной пластмассы (фиг. 195). В шурфе с помощью стального кольца с диаметром, точно соответствующим внутреннему диаметру цилиндра, вырезается монолит грунта, который вставляется в испытательный цилиндр и нагружается при отрицательной температуре требуемой нагрузкой, которая выдерживается не менее суток. Затем сосуд вносят в теплое помещение, образец грунта вновь нагружают и производят замер осадок (по тензометрам, мессурам, прогибомерам или рычажным приборам) до их полного затухания. Желательно также производить измерение температуры образца грунта в процессе протаивания, что легко можно осуществить с помощью термопар, замороженных в тонкое отверстие, сделанное в образце теплым железным стержнем.

¹ Н. А. Цытович, Инструкция по полевым исследованиям физико-механических свойств мерзлых грунтов, Сборник инструкций КОВМ, Академия наук, 1938.

Измерение температуры не обязательно, так как для определения коэффициента сжимаемости мерзлого грунта при оттаивании $a_{ом}$ необходимо знать лишь окончательную осадку слоя мерзлого грунта при оттаивании. Последний определяется по формуле:

$$a_{ом} = \frac{s}{h\rho},$$

где s — осадка слоя мерзлого грунта при оттаивании,

h — толщина слоя грунта и

ρ — удельное давление на поверхность грунта.

Испытание образцов мерзлого грунта при оттаивании обходится в десятки раз дешевле испытания грунта пробной нагрузкой.

Кроме определения показателей сжимаемости мерзлых грунтов при оттаивании, производят определение временного сопротивления сжатию образцов мерзлого грунта (размером не менее $5 \times 5 \times 5$ см) и определение сил смерзания путем продавливания стоек сквозь толщу мерзлого грунта, расположенную у боковой поверхности стоек. Перечисленные данные совершенно необходимы для расчетов фундаментов, возводимых на вечной мерзлоте.

Данные обследования района постройки должны дать возможность правильно выбрать место для будущего сооружения.

При выборе места под сооружение необходимо руководствоваться следующим:

а) наиболее надежным основанием в условиях вечной мерзлоты являются коренные скальные породы;

б) из различных видов грунтов лучшими являются сухие песчаные и гравелистые грунты;

в) наличие надмерзлотных грунтовых вод является отрицательной характеристикой района.

2. Пучение грунтов при замерзании.

Пучение грунтов при замерзании вызывается увеличением объема воды при переходе из жидкого состояния в твердое и образованием ледяных прослоек и линз.

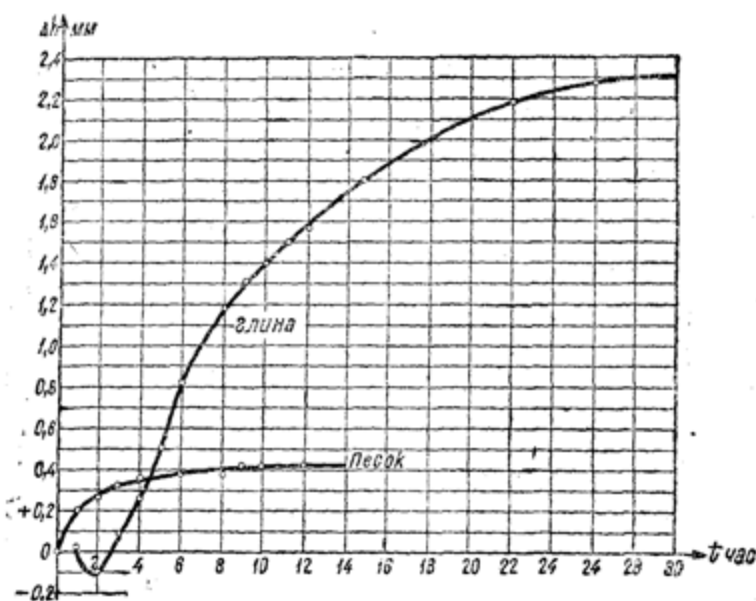
Первая причина обуславливает общее увеличение объема грунта при замерзании, причем, чем больше в грунте будет содержаться воды, тем больше будет увеличение его объема; однако это увеличение не будет значительным, так как коэффициент расширения воды при замерзании равен примерно 9%.

Основной причиной пучения грунта и особенно местных выпучиваний следует признать вторую, т. е. образование в грунте прослоек и линз льда. Если грунт в момент замерзания находится в условиях свободного доступа воды, то при некоторых условиях могут возникнуть обстоятельства, благоприятные для образования ледяных прослоек и линз.¹ Величина выпучивания в этом случае будет зависеть от скорости изменения температуры, от притока воды и от скорости капиллярного поднятия воды. Образование резко выраженных прослой-

¹ Taber Stephen, Freezing and thawing of Soils as factors in the destruction of road pavements, Public Roads, August, 1930.

ков льда в грунте зависит главным образом от следующих причин: от стремления замерзающих частиц воды притягивать из капилляров мелкие водяные частицы, от разности температуры замерзания воды в больших порах и в весьма тонких капиллярах и от перераспределения влажности при замерзании вследствие изменения давлений в отдельных частях замерзающего грунта. Величина пучения грунта зависит также от того, замерзает ли грунт со всех сторон или только сверху.

Приведем результаты некоторых опытов, произведенных в лаборатории механики грунтов Ленинградского института инженеров коммунального строительства. Опыты были поставлены для изучения увели-



Фиг. 196. Кривые увеличения объема насыщенных водой глины и песка при промерзании.

чения объема грунта при увлажнении, при промерзании со всех сторон, при промерзании только сверху и при подтоке воды. В результате опытов получены следующие данные. Величина объемного расширения влажного грунта при промерзании зависит от механического состава грунта, причем глины дают значительно большее увеличение объема, чем пески (фиг. 196).

Замораживание со всех сторон дает значительное повышение коэффициента увеличения объема по сравнению с полученными данными при испытаниях на замораживание грунта только сверху: для песчаного грунта увеличение объема оказалось равным 1,8% против 0,45% при замораживании сверху; для пылевато-илистого — 1% против 0,98%; для илесто-глинистого — 3,22% против 1,5—2,0% и для глинистого грунта — 5,27% против 2,39%. Изучение процесса увеличения объема во времени путем сопоставления характера полученных кривых показывает, что песчаный грунт расширяется быстро и затем, достигнув максимума, по мере дальнейшего охлаждения сжимается, как всякое твердое тело

при отрицательных температурах. Пылевато-илистый грунт (для большинства опытов) в первый момент охлаждения дает незначительное уменьшение объема, далее интенсивность выпучивания резко возрастает и после нескольких часов промораживания достигает максимума, после чего наблюдается уменьшение объема в результате сжатия грунта. В илесто-глинистых грунтах процесс носит тот же характер, причем вслед за первоначально наблюдающимся уменьшением объема наступает резкое увеличение объема грунта, длящееся значительный промежуток времени. Дальнейшее увеличение объема носит характер равномерного и очень незначительного подъема грунта, сменяющегося обычным сжатием при дальнейшем понижении температуры. В глинистом грунте сохраняется тот же характер, что и в илесто-глинистом при увеличении срока выпучивания.

Из сравнения полученных коэффициентов пучения грунта при замерзании сверху и со всех сторон вытекает весьма важный вывод, а именно: создание условий равномерного промерзания грунта только по одному направлению (сверху) дает возможность значительно уменьшить общее выпучивание грунтов.

Опыты показали, что при замерзании грунта сверху величина объемного расширения грунта зависит от действия „активного“ слоя, особенно ярко выявляющегося в песчаных и пылевато-илистых грунтах, температура замерзания которых близка к нулю градусов. Промерзание ниже „активного“ слоя не увеличивает выпучивания поверхности грунта.

В глинистых грунтах промерзание воды происходит при различных отрицательных температурах в зависимости от степени связанности воды с частицами глины и величины отдельных капилляров, причем с понижением температуры все новые и новые порции связанной воды (как бы по категориям) переходят в твердое состояние. Процесс выпучивания глины, повидимому, продолжается в течение всего времени промерзания.

Произведенные лабораторные опыты указывают на резкое увеличение, при подтоке воды, коэффициента объемного расширения грунта при замерзании.

Влияние пучения грунта при промерзании на прочность и устойчивость фундаментов, возводимых в условиях вечной мерзлоты, значительно. При замерзании верхнего слоя грунта произойдет смерзание грунта с материалом фундаментов. Если слой смерзшегося грунта незначителен, то при дальнейшем замерзании нижележащих слоев будет иметь место следующее явление: верхний слой грунта вспучится, произойдет его изгиб и будет наблюдаться увеличение отметки поверхности грунта по сравнению с отметкой фундамента. Если при этом вес сооружения (нагрузка на фундамент) будет больше силы смерзания примерзшего слоя грунта, то произойдет нарушение связи между грунтом и фундаментом. Если глубина промерзания настолько увеличится, что силы смерзания грунта с фундаментом превзойдут нагрузку на фундамент и силы трения фундамента о грунт, то с этого момента начнется выпучивание фундамента. Опыт показывает, что толщина верхнего слоя замерзшего грунта, при которой происходят выпучивания фундаментов, незначительна и во многих

случаях не превосходит десятков сантиметров. Что же касается величины возникающих сил выпучивания, то они являются функцией, главным образом, следующих переменных: влажности грунта, его гранулометрического состава и температуры смерзания. Теоретическое определение сил выпучивания и их распределения по поверхности фундамента затруднительно, и в настоящее время не имеется еще достаточных данных для его разрешения; следует все же указать, что действительные усилия в стойках, окруженных замерзающим грунтом, по опытам, произведенным нами с помощью струнного метода, распределяются по высоте стойки неравномерно, увеличиваясь к заделанному концу.¹ В настоящее время при расчетах фундаментов, возводимых в условиях вечной мерзлоты, принимают максимальную величину сил выпучивания равной величине сил смерзания, определяемых опытным путем. Такой расчет будет приближенным и дает значительный запас прочности.

Пучение грунтов в районах вечной мерзлоты и глубокого зимнего промерзания является одной из основных причин деформаций сооружений. В литературе можно встретить описание многочисленных случаев деформаций зданий и сооружений вследствие пучения мерзлого грунта. При ежегодном промерзании и пучении грунта фундаменты, без принятия надлежащих мер, ежегодно приподымаются или выпучиваются, причем неравномерно для различных частей сооружения. Кроме того, в некоторых случаях могут возникать и боковые давления замерзающих слоев грунта. Иногда наблюдается, что в отдельных местах фундаменты выпираются грунтом на значительную высоту, измеряемую десятками сантиметров, что создает совершенно недопустимые деформации сооружения, приводящие его к полному разрушению. Единственными способами борьбы с выпучиванием фундаментов в условиях вечной мерзлоты в настоящее время являются уменьшение сил смерзания грунта с фундаментами (засыпка галькой, промасливание грунта мазутом и пр.) и заложение фундаментов в слой вечной мерзлоты, который, смерзаясь с фундаментами, удерживает последние от выпучивания.

3. Механические свойства мерзлых грунтов.

Мерзлые грунты при сохранении их отрицательной температуры обладают значительным сопротивлением механическим воздействиям, что обуславливается, главным образом, связующим действием льда.

Сопротивление сжатию мерзлых грунтов. Этот вид сопротивления имеет непосредственное отношение к вопросу определения допускаемых нагрузок на вечно мерзлые грунты при сохранении их отрицательной температуры. Сопротивление сжатию мерзлых грунтов зависит от многих факторов, а именно: от физического состояния грунта (температуры, влажности, гранулометрического состава и пр.), от скорости возрастания нагрузки и от граничных условий (сжатия свободного кубика, местного сжатия массива мерзлого грунта и пр.).

¹ Н. А. Цытович, Исследование усилий в стойках, окруженных замерзающим грунтом, Сборник II, Лабораторные исследования, Изд. Академии наук, 1936.

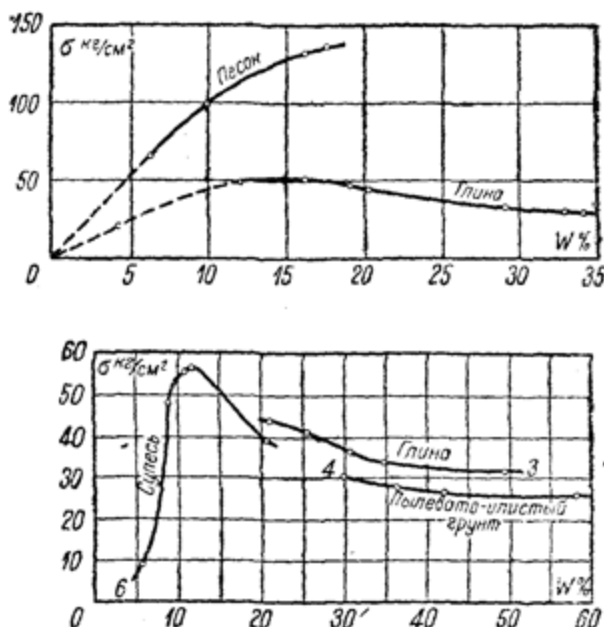
По абсолютному значению сопротивление сжатию мерзлых грунтов велико (достигая до 150 кг/см^2 при температуре -20°), превосходя иногда в десятки раз сопротивление сжатию талых грунтов. С увеличением влажности сопротивление сжатию мерзлых песчаных грунтов при коэффициенте насыщенности водой $G < 1$ увеличивается, а глинистых при влажностях, имеющих место в естественных условиях, уменьшается. На фиг. 197 приведены кривые зависимости сопротивления сжатию мерзлого песчаного и глинистого грунта от его влажности.¹

Как показали опыты, произведенные в лаборатории механики грунтов ЛИИКС, временное сопротивление сжатию мерзлых грунтов, все поры которых заполнены льдом, уменьшается с увеличением содержания льда. Это явление наблюдается как у глинистых, так и у пылевато-илистых и супесчаных грунтов.² В условиях естественного залегания грунты района вечной мерзлоты в подавляющем большинстве случаев переувлажнены и имеют все поры заполненными льдом. Поэтому весьма существенными являются данные о временном сопротивлении сжатию мерзлых грунтов при полном насыщении их пор льдом.

В таблице 47 приведены некоторые значения временного сопротивления сжатию образцов мерзлого грунта района вечной мерзлоты при влажности их, близкой к максимальной влагоемкости.

Приведенные данные дают возможность сделать заключение о значительной прочности мерзлых грунтов при сохранении их температурного режима.

Однако временное сопротивление сжатию мерзлых грунтов еще недостаточно характеризует их механическую прочность. Для пластичных мерзлых грунтов, а таковых большинство, весьма важным показателем будет предел текучести мерзлого грунта под нагрузкой, т. е. величина напряжения, при которой в образце возникают незатухаю-



Фиг. 197. Зависимость временного сопротивления сжатию мерзлых грунтов от влажности.

¹ Н. А. Цытович, Вечная мерзлота как основание для сооружений, Сборник № 80, "Вечная мерзлота", издание Академии наук СССР, 1930.

² Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов, Сборник I и II, изд. Академии наук, 1936.

ТАБЛИЦА 47.

Временное сопротивление сжатию естественных мерзлых грунтов при температуре около -1° .

Характеристика гранулометрического состава грунта	Температура грунта, измеренная термопарой	Весовая влажность грунта в %	Среднее значение временного сопротивления сжатию кубиков $7 \times 7 \times 7$ см в кг/см^2
Супесчаный грунт (1—0,05 мм—68%, менее 0,005 мм—8%)	—1,1	21,3	24,5
Пылевато-илистый грунт (0,05—0,005 мм—63%, менее 0,005 мм—14%)	—1,1	52,1	11,7
Глинистый грунт (0,01—0,005 мм—50%, менее 0,005 мм—36 %)	—1,1	53,1	17,7

щие во времени деформации. Опыты показали, что отношение предела текучести мерзлых грунтов к их временному сопротивлению сжатию для различных грунтов колеблется от $1/6$ до $1/10$.

Эти данные в связи с другими материалами дают основание для выбора величины коэффициента безопасности при определении допускаемого давления на мерзлые грунты по их временному сопротивлению сжатию.

ТАБЛИЦА 48.

Допускаемые давления на вечно мерзлые грунты при сохранении их температуры и при полном заполнении пор льдом.

Наименование мерзлых грунтов по гранулометрическому составу	Допускаемое давление в кг/см^2		
	при температуре		
	от $-0,2^{\circ}$ до $-0,5^{\circ}$	от $-0,5^{\circ}$ до $-1,5^{\circ}$	$-1,5^{\circ}$ и ниже
Пески (фракции менее 1 мм—100%, фракции менее 0,005 мм—не более 3%)	3,5	4,5	6
Супеси (фракции менее 0,005 мм—не более 10%)	2,5	3,5	4,5
Суглинки (фракции менее 0,005 мм—от 10 до 30%)	2,0	3,0	4,0
Глины (фракции менее 0,005 мм—больше 30%)	1,5	2,5	3,5
Пылевато-илистые (фракции 0,01—0,005 мм—больше 50%, фракции менее 0,005 мм—до 30%, наличие в отдельных случаях органических веществ до 10%)	1,0	2,0	3,0

На основании произведенных нами опытов с мерзлыми грунтами можно принимать величину допускаемого давления на вечно мерзлые грунты, в случае возведения сооружений по принципу сохранения мерзлоты, согласно данным таблицы 48.¹

Упругие и пластические свойства. Мерзлые грунты обладают значительной упругостью, однако при определенной величине напряжений преобладающее значение приобретают пластические свойства. Граница между упругой и пластической областью напряжений для мерзлых грунтов зависит от величины их отрицательной температуры и от льдо-насыщенности. Однако и в пластической области упругие свойства мерзлых грунтов сохраняются.

Упругие свойства мерзлых грунтов характеризуются их модулем Юнга и коэффициентом Пуассона. Нами был поставлен ряд опытов по исследованию упругих деформаций мерзлых грунтов и по определению их модуля Юнга и коэффициента Пуассона². Опыты показали, что величина модуля Юнга для мерзлых грунтов в высокой степени зависит от величины их отрицательной температуры, увеличиваясь с ее понижением. На фиг. 198 изображена зависимость модуля Юнга для различных мерзлых грунтов от величины их отрицательной температуры по нашим последним (1938 г.) опытам. Из рассмотрения фиг. 198 заключаем, что зависимость модуля Юнга для мерзлых грунтов от величины их отрицательной температуры имеет криволинейный характер, но в определенных пределах (от 0° до —5°) она может быть принята линейной.

Таким образом, можно написать:

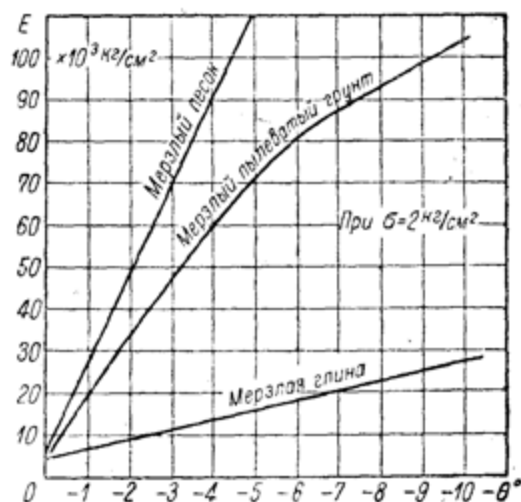
$$E = \alpha + \beta \theta^0, \quad (204)$$

где E — модуль Юнга,

α, β — параметры прямолинейного участка кривой

$$E = f(\theta^0),$$

θ^0 — абсолютное значение отрицательной температуры мерзлого грунта в градусах Цельсия.



Фиг. 198. Зависимость модуля Юнга мерзлых грунтов от величины их отрицательной температуры.

¹ Эти же данные рекомендуются и ОСТ 90032-39.

² Н. А. Цытович: а) Основания механики мерзлых грунтов, глава V, изд. Академии наук СССР, 1937. б) О сопоставлении мерзлых грунтов нагрузке, Сборник I, Лабораторные исследования, изд. Академии наук, 1936. в) Определение упругих построений мерзлых грунтов и исследование их свойств пластичности, Сборник II, Лабораторные исследования, изд. Академии наук, 1936.

Значения параметров уравнения (204) для типичных мерзлых грунтов приведены в таблице 49.

ТАБЛИЦА 49.

Зависимость модуля Юнга мерзлых грунтов от величины отрицательной температуры.

№ по пор.	Наименование грунта	Весовая влажность в %	$E = f(\theta^{\circ})$ в пределах от 0° до -5°	Примечания
1	Песок	22	$10^4 (0,5 + 2,18 \theta^{\circ})$	При давлении $\sigma =$ $= 0,5 - 5 \text{ кг/см}^2$ (Опыты 1935—1936 г.)
2	Супесь	23	$10^4 (0,6 + 0,80 \theta^{\circ})$	
3	Глина	29	$10^4 (1,1 + 0,24 \theta^{\circ})$	
4	Пылевато-илистый грунт	26	$10^4 (0,5 + 0,11 \theta^{\circ})$	
5	Лед	—	$10^4 (5,0 + 0,10 \theta^{\circ})$	При давлении $\sigma =$ $= 1 \text{ кг/см}^2$ При давлении $\sigma =$ $= 2 \text{ кг/см}^2$ (фиг. 198)
6	Песок	16—19	$10^4 (0,5 + 2,3 \theta^{\circ})$	
7	Песок	16—19	$10^4 (0,5 + 2,1 \theta^{\circ})$	

Интересно отметить, что величина модуля Юнга для мерзлых грунтов зависит также от величины внешнего давления (см., например, № 6 и № 7 таблицы 49), уменьшаясь с увеличением давления. Это особенно ярко наблюдается для чистого льда. На фиг. 199 приведены результаты опытов по исследованию модуля Юнга для искусственного льда, которые показывают, что модуль Юнга для льда сильно падает с увеличением внешнего давления (сжимающего напряжения σ).

Что касается другой упругой постоянной коэффициента Пуассона, то, согласно произведенным испытаниям, величина его может быть принята по данным таблицы 50.

ТАБЛИЦА 50.

Коэффициент Пуассона для мерзлых грунтов и льда.

Наименование грунта	Весовая влажность w %	Коэффициент Пуассона μ
Мерзлая глина (содержание частиц менее $0,005 \text{ мм}$ — 36%)	38	0,4—0,5
Мерзлый пылевато-илистый грунт (содержание частиц менее $0,005 \text{ мм}$ — 14% , наличие органических веществ — до 10%)	29	0,3—0,4
Мерзлый песчаный и супесчаный грунт	18	0,2—0,4
Лед речной (по проф. В. Н. Пинегину)	—	0,25—0,5

Пластические свойства. Исследования показали, что в мелкозернистых мерзлых грунтах, все поры которых насыщены льдом, при давлении свыше 1 кг/см^2 и температуре не ниже $-1,5^\circ$, в условиях свободного расширения (опыты с призмами) возникают преимущественно пластические деформации, незатухающие с течением времени.

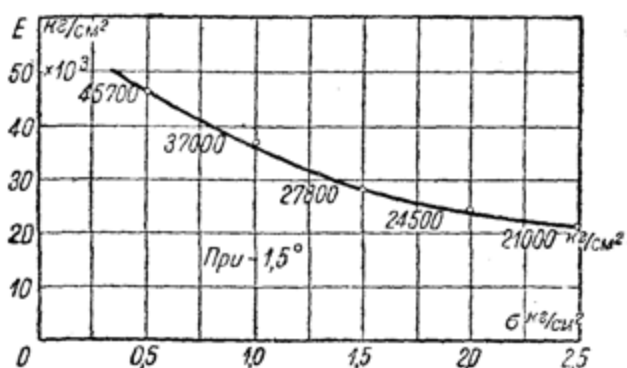
Кривые скорости относительных деформаций при сжатии для мерзлой глины и мерзлого песка (фиг. 200) показывают, что с увеличением удельного давления скорости возрастают и что предел, при котором возникают пластические деформации, весьма невелик. Величина пластических деформаций в высокой степени зависит от отрицательной температуры, увеличиваясь с повышением последней.

Изучение пластических деформаций мерзлых грунтов показывает, что в естественных условиях может иметь место ряд явлений, связанных с пластичностью мерзлых грунтов.

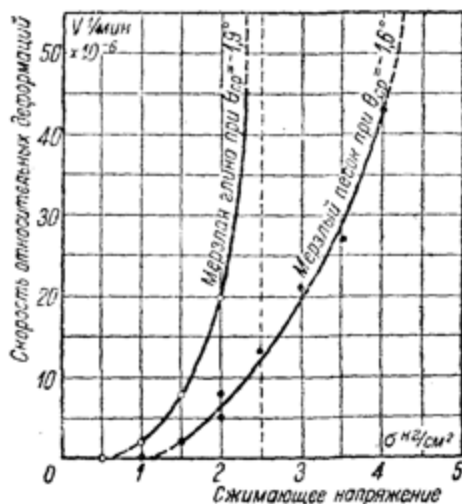
Пластическая деформация грунта под фундаментами возможна даже при сохранении режима вечной мерзлоты; возможны также течения массивов мерзлого грунта, подобные ледниковым, и другие явления.

Силы смерзания. Бесспорное значение при расчетах фундаментов, возводимых в условиях вечной мерзлоты, имеют, так называемые силы смерзания грунта с материалом фундаментов. При замерзании влажного грунта происходит увеличение его объема и, вследствие наличия сил смерзания между грунтом и фундаментом, в условиях вечной мерзлоты имеют место приподымания или выпучивания фундаментов.

При выпучивании фундамента силами, возникающим у боковых его граней, необходимо преодолеть, главным образом, следующие сопро-



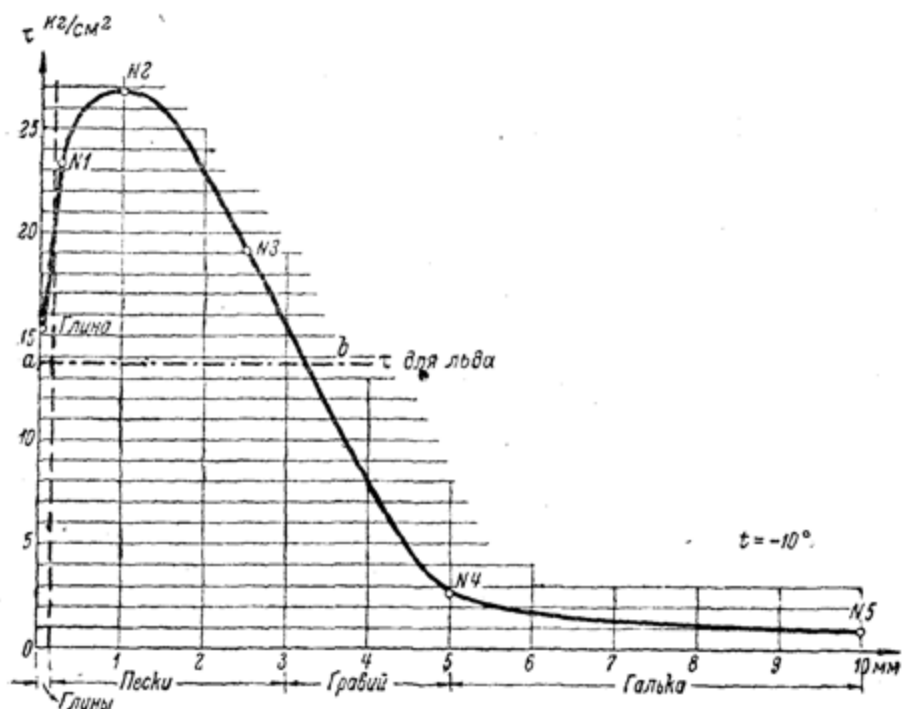
Фиг. 199. Зависимость модуля Юнга льда от величины внешнего давления.



Фиг. 200. Зависимость скорости нарастания относительных деформаций мерзлых грунтов при сжатии от величины сжимающего напряжения.

тивления: временное сопротивление срезыванию льда, трение фундамента о мерзлый грунт и нагрузку на фундамент. Суммарную величину первых двух составляющих и называют силой смерзания.¹

Значительный интерес представляют силы смерзания различных грунтов при полном насыщении их водой. В таблице 51 и на фиг. 201 приведены результаты произведенных нами опытов по определению сил смерзания грунтов с деревом при возможно большем насыщении грунтов водой (коэффициент насыщенности около 80%).



Фиг. 201. Зависимость сил смерзания от гранулометрического состава грунтов.

Интересно отметить, что наибольшие силы смерзания получились для мелкого и среднего песка, а наименьшие — для чистой однородной гальки с диаметром зерен более 10 мм; поэтому галечную засыпку фундаментов можно рекомендовать для районов вечной мерзлоты как меру, уменьшающую силы смерзания деятельного слоя грунта с материалом фундаментов. Однако приведенное в таблице 51 значение силы смерзания гальки с деревом будет иметь место лишь для чистой гальки при наличии свободного вытекания воды.

Для выяснения влияния заиливания гальки на величину сил смерзания с деревом нами было поставлено несколько опытов. В результате опытов получены следующие данные: сила смерзания гальки с насыщенным водой деревом при добавлении к ней илистого грунта и при

¹ Н. А. Цытович. Некоторые опыты по определению сил смерзания, Материалы по исследованию мерзлых грунтов, Бюллетень ЛИС, № 25, 1932.

ТАБЛИЦА 51.

Сила смерзания различных грунтов с деревом.

Наименование грунта	Преобладающий размер зерен в мм	Температура °C	Коэффициент насыщенности в %	Сила смерзания τ_c кг/см ²
Глина	< 0,01	—10	77	15,3
Песок мелкий	0,25	—10	76	23,3
Песок средний	1,0	—10	78	26,8
Песок естественный	3—0,25	—10	79	21,7
Песок крупный	3—2	—10	97	19,1
Гравий	5,0	—10	77	2,6
Галька	10,0	—10	79	0,9

температуре -10° равна $\tau_c = 1,6$ кг/см² (содержание ила 1,8% по весу); при добавлении жидкой глины при той же температуре $\tau_c = 2,1$ кг/см² (содержание глины 1,4% по весу) и при полном заполнении гальки льдом — $\tau_c = 27,2$ кг/см². Отсюда вытекает, что галечная засыпка лишь в том случае будет иметь минимальную силу смерзания с материалом фундаментов, когда она защищена от заиливания и имеется свободный сток воды.

Опыты по изучению противупучинистых засыпок фундаментов, поставленные в 1937 г. в Ленинградском отделении Фундаментстроя, показали, что покрытие фундаментных стоек гудроном, дегтем или нефтяными остатками мало снижает силы смерзания, тогда как добавка к грунту нефтяных остатков или дегтя с тщательным перемешиванием грунта уменьшает величину сил смерзания в 6—7 раз.

Для расчетов силы сопротивления фундаментов выпучиванию в случае заглубления их на некоторую глубину в мерзлый грунт, большое значение приобретают силы смерзания грунтов с материалом фундаментов при незначительных отрицательных температурах. Некоторые значения сил смерзания грунтов с насыщенными водой деревом и бетоном приведены в таблице 52.¹

Применение приведенных в таблице 52 данных при расчетах закрепления фундаментов в вечной мерзлоте должно производиться лишь с введением некоторого коэффициента запаса, который следует принимать с учетом возможного уменьшения сил смерзания для более сухих материалов до 2½ раз. Повидимому, коэффициент запаса должен быть не менее 4.

Как показали лабораторные опыты по определению сил выпучивания с помощью струнных динамометров² силы выпучивания будут значительно меньше максимальных сил смерзания грунта с материалом фундаментов. Учитывая это обстоятельство, а также то, что величина экспериментально определяемых сил смерзания в зависи-

¹ И. С. Вологодина, Силы смерзания мерзлых грунтов с деревом и бетоном, Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов, Сборник I, изд. Академии наук, 1936.

² Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов, Сборник II, изд. Академии наук СССР, 1936.

ТАБЛИЦА 52.

Силы смерзания грунтов с деревом и бетоном.

Характеристика грунта	Температура °C	Смерзание с насыщенным водой деревом		Смерзание с насыщенным водой бетоном	
		весовая влажность грунта $w\%$	сила смерзания τ_c кг/см ²	весовая влажность грунта $w\%$	сила смерзания τ_c кг/см ²
Супесчаный (содержание частиц 1—0,05 мм—68% менее 0,005 мм—8%)	—0,2	12,1	1,3	—	—
	—1,2	6,7	2,8	5,8	2,8
		13,3	7,2	12,1	7,0
Пылевато-илистый (0,05 — 0,005 мм — 63%, менее 0,005 мм—14%)	—0,2	29,9	3,6	—	—
	—1,2	22,4	7,0	16,0	4,4
		43,8	7,1	44,0	9,2
Глинистый (0,01—0,005 мм — 50%, менее 0,005 мм—36%)	—0,2	27,1	2,9	—	—
	—1,2	22,4	3,2	17,8	7,8
		37,3	13,0	36,2	6,4
		56,5	11,8	43,9	5,8

мости от скорости возрастания нагрузки может уменьшаться с уменьшением скорости до 3,5 раз, за расчетную величину сил смерзания при расчете фундаментов на выпучивание следует принимать не более половины от максимальных сил смерзания. Ряд значений расчетной величины сил смерзания приведен в таблице 53.

ТАБЛИЦА 53.

Расчетные силы смерзания в кг/см².

Наименование смерзающих поверхностей	Температура —1°				Температура —10°			
	0,25	0,50	0,75	1—1,4	0,25	0,50	0,75	1—1,4
Мелкозернистые супесчаные, суглинистые, глинистые и пылевато-илистые грунты (содержание фракции менее 0,005 мм от 8 до 36%) с насыщенным водой деревом . . .	2	3	4	6	3	7	13	16
То же с насыщенным водой бетоном	1	2	4	5	7	10	13	13

Сопротивление сдвигу. Для решения вопросов прочности и устойчивости мерзлых грунтов существенное значение имеет величина вре-

менного сопротивления сдвигу. Кроме того, данные о сопротивлении мерзлых грунтов сдвигу необходимы при расчете частей фундаментов, заделанных в вечную мерзлоту, в случае возведения сооружений по принципу сохранения режима мерзлоты.

Сопротивление мерзлых грунтов сдвигу исследовалось в лаборатории механики грунтов ЛИИКС М. Л. Шейковым.¹ Оказалось, что временное сопротивление сдвигу измеряется величинами порядка 5—50 кг/см² и в сильной степени зависит от отрицательной температуры. При незначительных отрицательных температурах все исследованные мелкозернистые мерзлые грунты, насыщенные льдом, имели одно и то же временное сопротивление сдвигу. При температуре не ниже —2° временное сопротивление сдвигу мелкозернистых (песчаных, пылеватых и глинистых) мерзлых грунтов, все поры которых заполнены льдом, по Шейкову, может быть, с достаточной для практических целей точностью, определено по уравнению:

$$\tau_e = 1,4 + 8,8 \theta^\circ \text{ кг/см}^2, \quad (205)$$

где τ_e — временное сопротивление сдвигу мерзлого грунта в килограммах на квадратный сантиметр и

θ° — абсолютное значение отрицательной температуры в градусах Цельсия.

1,4 и 8,8 — численные коэффициенты, полученные опытным путем.

Допускаемое напряжение на сдвиг может быть получено с помощью вышеприведенной зависимости с введением некоторого коэффициента безопасности. Согласно ОСТ коэффициент безопасности должен быть не менее 4.

4. Изменение свойств мерзлых грунтов при оттаивании.

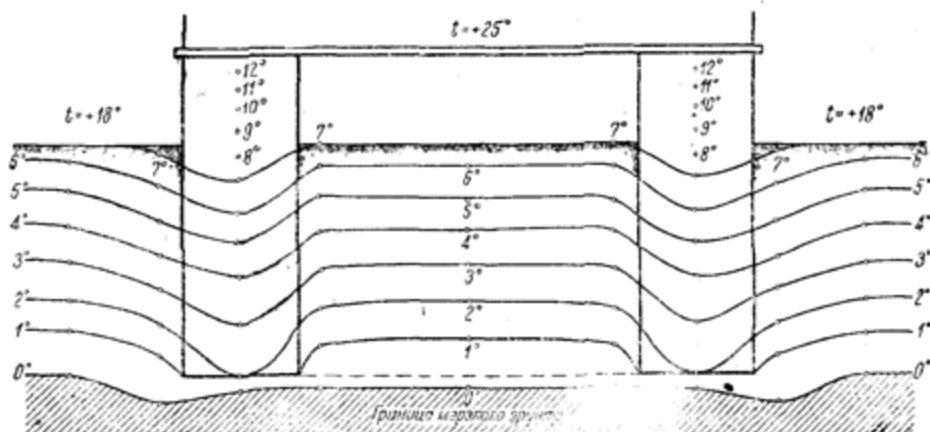
Переход из мерзлого состояния грунта в талое сопровождается значительной потерей сопротивлений механическим воздействиям. Сопротивление мерзлого грунта сжатию имеет величину порядка десятков килограммов на квадратный сантиметр, при переходе же в талое состояние сопротивление понижается, часто до долей килограмма на квадратный сантиметр. Если сооружение основано на мерзлом грунте, то при оттаивании мерзлоты могут возникнуть значительные осадки фундаментов, ведущие здание к полному разрушению. Практика строительства в районах вечной мерзлоты показывает, что подавляющее большинство сооружений, возводимых без принятия особых мер на слое вечной мерзлоты, страдает от неравномерных осадок, и в тот или иной промежуток времени, иногда выражающийся лишь несколькими годами, совершенно разрушается.

Характер протаивания мерзлоты под сооружениями. Скорость протаивания зависит как от величины температурного градиента, тепловых свойств грунта деятельного слоя и слоя вечной мерзлоты, так и от конструкции, размеров и величины площади застройки сооружения.

Теоретическое решение задачи о скорости протаивания весьма сложно, даже в случае плоской задачи, так как в уравнения теплового

¹ М. Л. Шейков, Сопротивление сдвигу мерзлых грунтов, статьи в сборниках I и II Лабораторные исследования механических свойств мерзлых грунтов, изд. Академии наук, 1936.

потока прибавляется еще влияние скрытой теплоты таяния. Для случая плоской задачи вопрос о скорости протаивания исследован проф. С. С. Ковнером в предположении постоянства температуры нагреваемой поверхности и постоянства температуры мерзлоты. Изотермы мерзлоты, по Ковнеру, в случае симметричных условий будут располагаться по дугам окружности.¹ Для случая линейной задачи скорость протаивания однородного тела, по Стефану,² пропорциональна корню квадратному из времени, считая от начала процесса протаивания. В естественных условиях протаивание вечной мерзлоты происходит по значительно более сложным законам, причем как температура грунта деятельного слоя, так и температура мерзлоты являются величинами переменными. Для того



Фиг. 202. Изотермы грунта и фундаментов по опытам с моделями.

чтобы составить понятие о ходе процесса протаивания, приведем результаты некоторых лабораторных и полевых опытов.

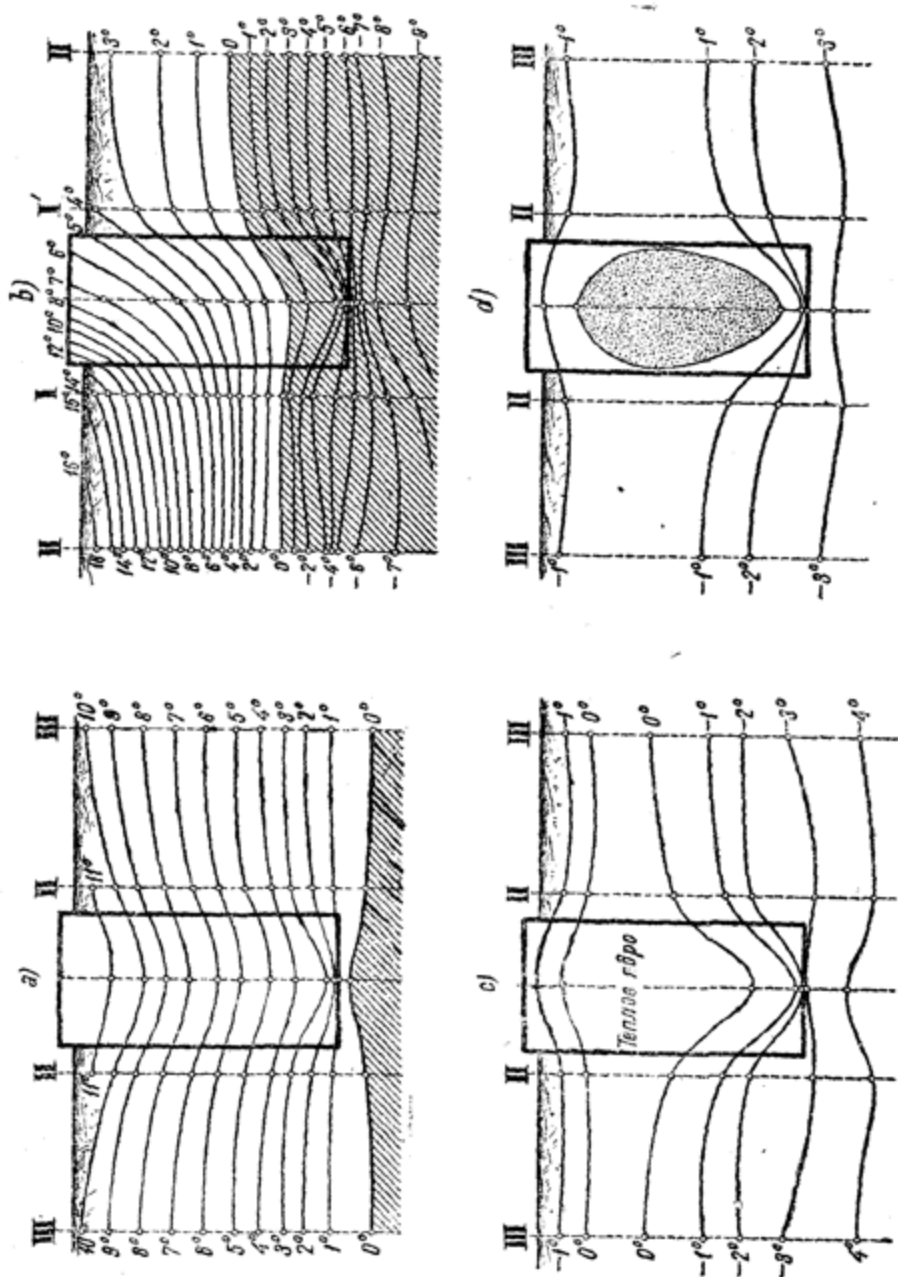
На фиг. 202 изображены изотермы для грунта и фундаментов, полученные нами с помощью термпар в лабораторных опытах с моделями фундаментов.³ Изотермы фиг. 202 соответствуют следующим условиям: отношение температуры внутри модели к температуре окружающего воздуха равно 1,4; коэффициент теплопроводности модели бетонного фундамента меньше коэффициента теплопроводности талого грунта; влажность песчаного грунта до уровня подошвы фундамента $w = 50\%$, ниже подошвы фундамента влажность грунта $w = 10\%$ по отношению к весу сухого вещества грунта. Изображенные кривые относятся к периоду установившегося движения тепла. Интересно отметить, что температура внутри фундаментов и в грунте распределяется неравномерно, причем максимальное протаивание наблюдается не под фундаментами, а возле них.

¹ С. С. Ковнер, Об одной задаче теплопроводности, Журнал геофизики, том III, вып. I, 1933.

² Berichte Akad. Wissensch., Wien, 1889.

³ Н. А. Цытович, О распространении тепла в моделях фундаментов, поставленных на мерзлый грунт, Бюллетень ЛИС, № 25, 1932.

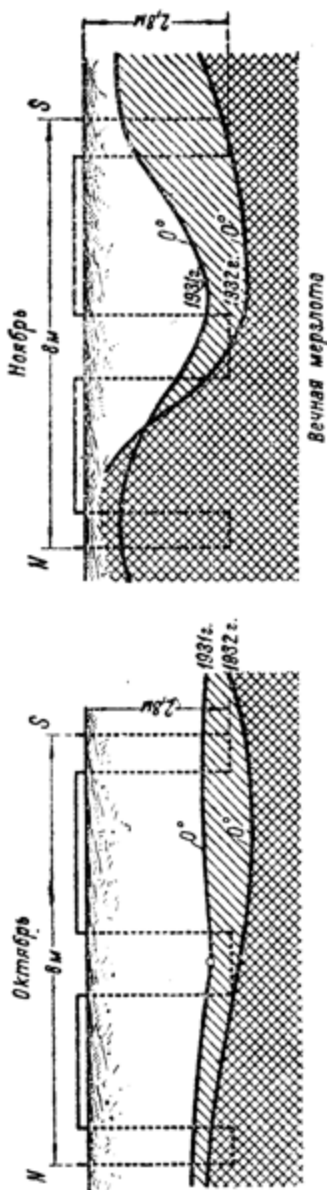
На фиг. 203 изображены найденные опытным путем изотермы моделей фундаментов при различных условиях оттаивания и замерзания. Фиг. 203, а соответствует равномерному прогреванию грунта и бетонной



Фиг. 203. Изотермы грунта и модели бетонного фундамента при оттаивании и замерзании деятельного слоя.

модели сверху, фиг. 203, b — несимметричному оттаиванию мерзлого грунта и модели и фиг. 203, c и 203, d — замерзанию грунта деятельного слоя для случая частичного заглубления модели в мерзлоту. В рас-

смаатриваемом случае закон изменения температур как в фундаменте, так и в грунте весьма сложен, причем в некоторый период времени наблюдается теплое ядро в фундаменте и теплый прослойок в грунте.



фиг. 204. Положение изотермы 0° под опытным домом мерзлотной станции Ленинградского института сооружений (по замерам электрическими термометрами).

Если симметрия в температурных условиях возле сооружения отсутствует, что обычно и имеет место в природе, то изотермы будут также несимметричны, что подтверждается как лабораторными, так и полевыми опытами. В этом случае одни фундаменты, например обращенные на юг, могут оказаться опирающимися на талый грунт, другие же могут остаться на мерзлом грунте. Вследствие такого положения неизбежна неравномерная осадка, способная вызвать недопустимые деформации сооружений. Как пример неравномерного протаивания вечной мерзлоты под фундаментами на фиг. 204 изображены положения нулевой изотермы грунта для времени наибольшего протаивания, построенные по наблюдениям температур в опытном доме мерзлотной станции Ленинградского института сооружений.

Из приведенных данных, а также и из наблюдений в естественных условиях, вытекает, что при возведении сооружений на вечной мерзлоте, без принятия соответствующих мер, а именно, без удаления тепла, выделяемого зданием, неизбежно произойдет протаивание вечной мерзлоты под фундаментами. Так как грунты в условиях вечной мерзлоты в большинстве случаев вспучены и перенасыщены льдом, то при оттаивании происходит разжижение грунта, и под нагрузкой сооружения грунт приходит в неустойчивое состояние, выдавливаясь из-под фундаментов. Кроме того, при наличии в мерзлоте ледяных прослоек оттаивание может вызвать чрезмерную осадку сооружения.

Осадки мерзлых грунтов при оттаивании. Вопрос об осадках

мерзлых грунтов при оттаивании является чрезвычайно сложным. Действительно, величина осадки будет зависеть не только от свойств грунта и размеров фундаментов, но и от процесса оттаивания, его интенсивности и продолжительности. Поэтому к изучению вопроса об осадках

мерзлых грунтов при оттаивании необходимо подходить с рассмотрения простейших явлений. Основным случаем будет осадка слоя мерзлого грунта при равномерном оттаивании без возможности бокового расширения грунта. Здесь прежде всего возникает вопрос о сжимаемости мерзлых грунтов при оттаивании. Произведенные нами опыты¹ по способу, изложенному выше (п. 1), показывают, что в большинстве случаев сжимаемость мерзлых грунтов при оттаивании значительно превосходит сжимаемость тех же грунтов, но не подвергавшихся замораживанию (см. таблицу 54).

ТАБЛИЦА 54.

Величина приведенного коэффициента сжимаемости для грунтов района вечной мерзлоты.

Наименование грунта	При оттаивании		При положительной температуре с.м ² /кг
	естественной ненарушенной структуры с.м ² /кг	искусственно замороженного с.м ² /кг	
Пылевато-илистый грунт (пылевато-илистых частиц 67,9 ⁰ / ₀ , глинистых частиц 11,6 ⁰ / ₀) $w = 51,5^{0}/_{0}$	0,096	0,042	0,032
Песок (частиц 1—0,05 мм 97,9 ⁰ / ₀) $w = 21,4^{0}/_{0}$	0,020	0,013	0,007

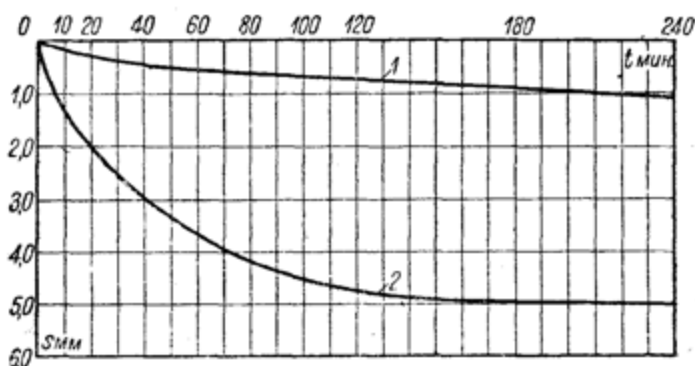
Столь значительная разница в сжимаемости вечно мерзлых грунтов и грунтов не подвергавшихся замораживанию обуславливает значительно большую осадку оттаивающих грунтов по сравнению с осадкой того же состава грунтов, но при положительной температуре. Результаты опытов, поставленных нами в ЛОВОДГЕО,² изображены на фиг. 205 и 206, причем на первой сопоставлены осадки глины, а на второй — осадки песка при оттаивании и положительной температуре. Изображенные кривые построены по средним результатам пяти одинаково поставленных опытов.

Из рассмотрения приведенных данных заключаем, что осадка мерзлого грунта при оттаивании по крайней мере в три раза больше осадки того же грунта, но не подвергавшегося замораживанию (на фиг. 205 кривая не подвергавшейся замораживанию глины еще не достигла стабилизации). Приведенные данные также показывают, что уплотнение мерзлой глины при оттаивании происходит значительно быстрее, чем при положительной температуре; откуда вытекает, что коэффициент фильтрации оттаявшей глины значительно больше, чем у глины, не подвергавшейся замораживанию. Последний вывод подтверждается также опытами и с другими грунтами. Из теоретических соображений и результатов

¹ Н. А. Цытович, Некоторые механические свойства вечно мерзлых грунтов Якутии, Труды КОВМ Академии наук СССР, 1939.

² Опыты произведены научным сотрудником ЛОВОДГЕО Н. С. Евгеньевым.

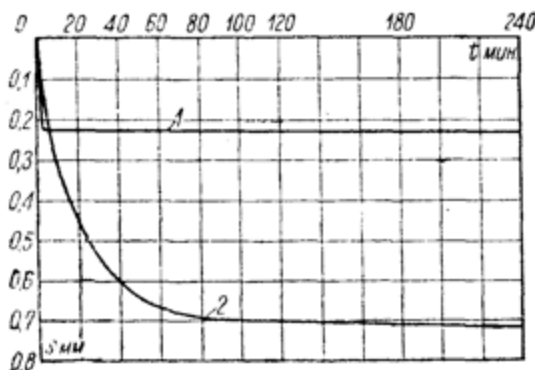
опытов вытекает, что если нагрузка на грунт не превосходит величины краевой критической (см. главу IV, формулу 83), то окончательная осадка фундаментов после оттаивания мерзлоты и ее уплотне-



Фиг. 205. Осадка мерзлой глины при оттаивании.

1—глина в обычных условиях; 2—мерзлая глина при оттаивании.

ния может быть найдена по обычным формулам для расчета осадок (см. главу VI), например, по методу эквивалентного слоя грунта. Что же касается определения осадок во времени, то этот вопрос связан с рассмотрением процесса оттаивания, что выходит из рамок настоящей книги.¹



Фиг. 206. Осадка мерзлого песка при оттаивании.

1—песок в обычных условиях; 2—мерзлый песок при оттаивании.

5. Некоторые практические выводы.

При возведении сооружений в условиях вечной мерзлоты следует различать, по крайней мере, два случая: первый — сооружения возводятся при условии сохранения режима мерзлоты и второй — при условии постепенного его исчезновения как от причин, независимых от строительства, так и от влияния высоких температур, могущих быть в сооружениях.

В случае, если мощность слоя вечной мерзлоты в данном районе значительна и если сооружение не выделяет большого количества тепла, можно предполагать сохранение режима мерзлоты, и тогда сооружения следует конструировать, исходя из этого принципа. Деревянные неотапливаемые помещения (склады, навесы и пр.), здания жилые и обще-

¹ Этому вопросу посвящена отдельная работа автора.

ственные, имеющие температуру жилых помещений, могут возводиться, исходя из условий сохранения режима мерзлоты под сооружениями.

При возведении сооружений с учетом сохранения режима мерзлоты глубина заложения фундаментов определяется, исходя из условия постоянства отрицательной температуры их подошвы.¹ Необходимо использовать все меры, могущие в той или иной степени уменьшить влияние сооружения на вечную мерзлоту и свести это влияние к минимуму. Такими мерами могут быть: уменьшение размеров фундаментов до размеров, только необходимых по статическому расчету, применение для них нетеплопроводных материалов, устройство проветриваемого зимой и закрываемого летом подполья, применение системы охлаждающих труб и т. п. Устройство сплошных ленточных фундаментов в этом случае будет нерационально.

Наиболее рациональной системой фундаментов будут фундаменты, состоящие из отдельных столбов, связанных по верху рандбалкой из материалов, воспринимающих растягивающие и изгибающие усилия.

Для уменьшения пучений грунта следует применять меры, способствующие уменьшению смерзания материала фундаментов с верхними слоями грунта. Такими мерами могут быть: применение фундаментов с гладкой поверхностью, обсыпка фундаментов малосмерзающимися материалами (крупный сухой гравий, галька), защищенными от заиливания, промасливание грунта возле фундаментов нефтяными остатками, отвод дождевых и тщательный дренаж грунтовых вод.²

Если в данном районе имеется выклинивающаяся вечная мерзлота, с температурой порядка $-0^{\circ},1$, или если само сооружение выделяет большое количество тепла (горячий цех, общественная баня и пр.), то сохранить такую мерзлоту под отапливаемыми сооружениями затруднительно. В этом случае приходится учитывать постепенное уничтожение мерзлоты под сооружением (второй метод) и фундаменты должны устраиваться как на слабых талых грунтах. Исходя из возможности выпучивания фундаментов и возникновения боковых давлений замерзающих слоев грунта на фундаменты, конструируют последние в виде отдельных столбов (железобетонных или деревянных). При условии уничтожения мерзлоты особенное влияние на сооружения будут оказывать неравномерные осадки фундаментов. Для уменьшения осадок применяют сплошную выемку ненадежных грунтов с засыпкой ее сухим крупным песком или галькой, или возводят фундаменты на деревянных ростверках.

При возведении сооружений с учетом постепенного исчезновения мерзлоты особенно тщательно должна быть разработана система дренажа для отвода грунтовых вод и вод, получающихся в результате таяния мерзлоты под сооружением. Меры для уменьшения влияний пучения грунта применяются те же, что и при возведении сооружений с учетом сохранения режима мерзлоты.

¹ Н. А. Цытович, Лекции по расчету фундаментов в условиях вечной мерзлоты, конспект, изд. ЛИС, 1933.

² Н. А. Цытович, Принципы конструирования и расчета фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте, Труды Геолого-разведочной конференции ГУСМП, том III, 1936.

ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВ.

1. Общие вопросы исследований грунтов.

Составить правильное суждение о грунтах как основании для сооружений и обосновать выбор соответствующей системы фундаментов возможно лишь при детальном исследовании грунтов места постройки. Часто исследованию грунтов уделяют недостаточное внимание, что является совершенно недопустимым, так как только на основании результатов исследований можно составить ясное суждение о напластованиях грунтов, определить для них расчетные коэффициенты и изучить их физическое состояние, в соответствии с которым могут применяться для решения практических вопросов те или иные теоретические зависимости.

Для грунтов нельзя нормировать показатели их физико-механических свойств, как это делается, например, для металлов, обладающих высокими стандартными свойствами, так как грунты в условиях их естественного залегания могут обладать различными свойствами. Глина, например, может представлять собой разжиженную текучую массу и может при том же составе в соответствующих условиях образовывать твердый камнеподобный массив. Поэтому, прежде чем приступить к составлению проекта и расчету фундаментов того или иного сооружения, необходимо опытным путем определить величину расчетных коэффициентов для слоев грунта, служащих основанием для сооружения.

Замечания о программе исследований. Исследования грунтов должны включать:

- а) геодезические работы,
 - б) геологическое и гидрогеологическое обследования и
 - с) геотехнические исследования.
- а) В состав геодезических работ входят: съемка плана местности в горизонталях, разбивка намеченных программой исследований скважин и шурфов и определение высотных отметок их устья.
- б) Геологические обследования района постройки и непосредственно места возведения сооружений должны производиться специалистом-геологом. В результате геологического обследования должна быть получена ясная картина напластований грунтов места постройки и даны геологические разрезы грунтов на достаточную глубину. Для того, чтобы геологические разрезы могли дать правильную оценку однородности напластований грунтов, в большинстве случаев одного описания грунтов по буровым журналам будет недостаточно, и является

необходимость гранулометрического анализа образцов грунта, взятых из буровых скважин, хотя бы по полевому методу.

Число скважин зависит от сложности будущего сооружения и чувствительности его к неравномерным осадкам фундаментов, причем расстояние между скважинами для совершенно однородных согласных напластований грунтов должно быть не более 150 м, а для несогласных, выклинивающихся, линзообразных — не более 30 м.¹ Общее число работ (скважин и шурфов) для отдельно стоящих сооружений не должно быть менее трех. Глубина бурения зависит как от напластований грунтов, так и от размеров фундаментов будущего сооружения. Если коренные скальные породы залегают на достигаемой глубине (порядка 10—20 м), то ограничиваются бурением до коренных пород с проходкой скважинами их верхнего выветрившегося слоя. Если же мощность рыхлых сжимаемых отложений велика, то глубина бурения определяется в зависимости от размеров возводимого сооружения, при этом бурением должна быть освещена вся сжатая (активная) зона грунта под фундаментами.

Практически, глубину необходимого бурения можно определять по формуле

$$H_{\text{бур}} = 2h_s, \quad (206)$$

где $H_{\text{бур}}$ — глубина бурения, считая от уровня подошвы фундаментов, и h_s — мощность эквивалентного слоя грунта, вычисляемая для фундамента будущего сооружения с наибольшей (по проектному заданию) площадью подошвы.

При густой застройке, когда площадь подошвы фундаментов составляет около 50 и более процентов от площади, занимаемой сооружением, глубина бурения будет зависеть от ширины застройки и, во всяком случае, не должна быть менее ее. Гидрогеологические исследования должны осветить вопрос о грунтовых водах, колебании их уровня, направлении и скорости движения. Для периодических измерений уровня грунтовых вод неглубокие скважины оборудуются фильтрами; кроме того, используются открытые водоемы, колодцы, шурфы и пр. По результатам замеров уровня грунтовых вод строятся гидроизогипсы (линии одинаковых уровней грунтовых вод); по ним и определяется направление движения грунтовых вод, которое будет перпендикулярно линиям гидроизогипс. Кроме того, грунтовые воды исследуются в отношении их агрессивности.

Данные геологических и гидрогеологических исследований дают возможность составить геологические разрезы и карты напластований грунтов. Иногда ограничиваются только этими данными, которые следует признать для строительных целей необходимыми, но все же недостаточными, так как геологические разрезы указывают лишь границы отдельных напластований, наименование составляющих их грунтов и частично их происхождение, совершенно не освещая физического состояния грунтов, что имеет первостепенное значение для строителей. Этот пробел восполняют геотехнические исследования.

¹ Технические условия на исследование грунтов как оснований сооружений, ВОДГЕО, 1939.

с) Геотехнические исследования включают: геотехническое бурение и шурфование для взятия проб грунта для анализов, полевые испытания грунтов и лабораторные исследования монолитов грунта.

Геотехническое бурение отличается от геологического тем, что при нем в заранее намеченных по геологическому разрезу местах берутся особым прибором, называемым грунтоносом, пробы грунта естественной структуры. Геотехнические шурфы также служат для взятия монолитов грунта, что в них можно сделать еще удобнее. Для ответственных сооружений, например при возведении плотин на больших реках, часто не ограничиваются геотехническим бурением и шурфованием, а производят глубокую разведку грунта с помощью открытых глубоких шахт, или опусканием на большую глубину опытного опускного колодца.

Число геотехнических скважин намечается в зависимости от характера напластований грунтов и ответственности сооружения с тем, чтобы можно было с достаточной точностью охарактеризовать напластования грунтов с помощью взятых монолитов грунта. Для сооружений, занимающих значительную площадь в плане (при длине более 100 м), число геотехнических скважин должно быть не менее трех. Как минимум, для отдельно стоящих сооружений, при согласных напластованиях грунтов должна быть пробурена хотя бы одна геотехническая скважина до глубины, определяемой формулой (206).

Если сооружения имеют неширокие фундаменты (порядка 1—1,5 м), например в случае жилищного строительства, можно основные исследования грунтов провести с помощью геотехнических шурфов (ниже подошвы фундаментов на глубину не менее их утроенной ширины) с тем, чтобы для всего застраиваемого района было пробурено, кроме того, несколько геотехнических скважин.

Полевые исследования грунтов места постройки включают: испытания грунта пробными нагрузками и определение основных физических свойств грунтов: объемного веса, естественной влажности и гранулометрического состава по полевому способу. Во всех тех случаях, когда не удается взять монолиты грунта для лабораторных исследований, производство пробных нагрузок на уровне глубины заложения фундаментов и при слабых подстилающих грунтах на уровне залегания последних является весьма желательным, так как их результаты дают характеристику сжимаемости грунтов под нагрузкой.

Лабораторные исследования грунтов производятся по образцам, взятым из геотехнических скважин и шурфов, и включают исследование физического состояния грунтов (определение коэффициентов пористости, насыщенности водой, плотности для песчаных грунтов и пределов Аттерберга для глинистых грунтов) и испытание на сжимаемость, фильтрацию и сопротивление сдвигу. Объем лабораторных исследований устанавливается в зависимости от типа возводимого сооружения и характера напластований грунтов, а также в зависимости от того, какие задачи стоят перед проектировщиком. Если необходимо сделать выбор места постройки из нескольких обследованных площадок, то можно ограничиться геологическими данными и исследованиями физического состояния грунтов; если же требуется произвести расчеты фундаментов, то коэффициентов, характеризующих физическое состояние грунтов, будет

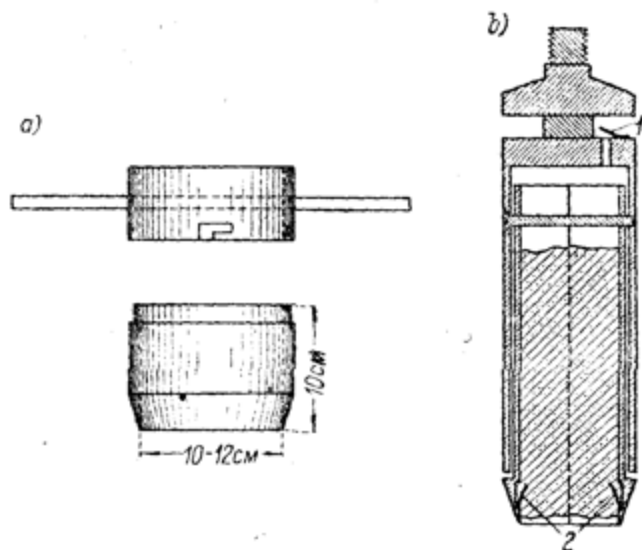
недостаточно: для расчета осадок фундаментов необходимы еще данные о сжимаемости и фильтрации грунтов (компрессионные испытания); для расчетов прочности и устойчивости массивов грунта необходимы данные о сопротивлении грунтов сдвигу (трение и сцепление) и т. п.

Минимальными испытаниями, без знания которых невозможно рассчитать фундаменты сооружений, их осадки и пр., для небольших отдельно стоящих сооружений (жилой дом, фабрично-заводская труба и пр.) являются: геологическое бурение не менее чем в трех точках территории, шурфование со взятием монолитов грунта на уровне подошвы фундаментов и ниже на глубине порядка ширины подошвы фундаментов, определение объемного веса, влажности и удельного веса грунтов и компрессионные испытания монолитов грунта.

Указания по взятию образцов грунта для исследований. Для взятия в шурфе образцов грунта естественной структуры, необходимых для лабораторных исследований, применяются металлические цилиндры диаметром 10—15 см и высотой около 10 см со скошенными краями (фиг. 207, а). Выемка пробы производится двумя рабочими, из которых

один осаживает цилиндр, а другой осторожно откапывает небольшой лопатой или ножом грунт возле цилиндра. После вдавливания цилиндра поверхность его покрывается кружком бумаги и заливается парафином, воском или сургучом, затем грунт подрезается под цилиндром, цилиндр вынимается и дно его также покрывается бумагой и заливается парафином или другим быстро твердеющим материалом. Взятые образцы плотно укладываются в деревянные ящики, наполненные сырыми опилками или стружками, и в таком виде доставляются в лабораторию.

Для взятия образцов грунта естественной структуры из буровых скважин применяется прибор, изображенный на фиг. 207, б, который на требуемой глубине вдавливается в грунт. В основном, прибор состоит из толстостенной трубки диаметром около 10 см и длиной до 40 см, привинчиваемой к буровой штанге. Внутри наружной трубки вставляется вторая трубка, разрезанная по длине на две половины и сверху прикрепляемая к наружной трубке с помощью болта с потай-



Фиг. 207. Приборы для взятия проб грунта естественной структуры: а — цилиндр для взятия проб грунта из шурфов; б — грунтонос для взятия проб грунта из геотехнических скважин.

1 — клапан для воды и воздуха; 2 — пружины, удерживающие грунт.

ной головкой, который проходит через овальное отверстие внутренней трубки. При надавливании на штангу внешняя трубка давит на запле-
чки внутренней, вгоняя весь прибор в грунт. Вверху трубки устроен
клапан для пропуска воды и воздуха, а внизу — пружины, удерживаю-
щие грунт. После взятия монолита болт отвинчивается, внутренняя
трубка вынимается, раскрываются две ее половинки, нарушенные концы
образца грунта срезаются, образец обертывается несколькими слоями
проваренной в парафине или воске марли и покрывается парафином
или техническим воском. В таком виде образец доставляется в лабо-
раторию.

В геотехнических шурфах, кроме монолитов, через 0,5—1 м глу-
бины берутся 2—3 пробы грунта (1—2 контрольные) для определения
естественной влажности грунта. Влажность грунта является одной из
существенных величин, без определения которой невозможно вычисле-
ние ряда коэффициентов. Пробы для определения влажности помещаются
в стеклянные банки с притертой пробкой или в алюминиевые стакан-
чики, парафинируются и в таком виде в возможно более короткий
срок доставляются в лабораторию.

Образцы для определения гранулометрического состава грунта бе-
рутся в матерчатые мешочки. На этикетках всех проб и образцов
грунта обязательно указывается: место постройки, номер шурфа или
скважины, глубина взятия пробы, считая от поверхности, и дата взя-
тия образца.

Таким образом, для определения коэффициентов, необходимых для
характеристики условий залегания грунтов и для расчета фундаментов,
берутся из шурфов и скважин пробы трех видов: 1) нарушенной струк-
туры для определения гранулометрического состава грунта и его одно-
родности; 2) пробы на влажность и 3) пробы естественной структуры
(монолиты) для определения коэффициентов, характеризующих поведе-
ние грунта под нагрузкой.

2. Полевые исследования грунтов.

Полевые исследования позволяют испытать грунт в условиях его
естественного залегания без нарушения структуры грунта, что является
особенно ценным. Основным видом полевых исследований грунта
являются испытания пробной нагрузкой, как в открытых шурфах, так
и глубинные испытания в буровых скважинах большого диаметра.

Пробные нагрузки и обработка результатов испытаний. Среди
некоторых строителей еще до настоящего времени распространен взгляд,
что испытание грунта пробной нагрузкой может дать исчерпывающий
материал для характеристики несущей способности грунтов. Однако
этот взгляд следует признать несостоятельным потому, что, во-первых,
при пробной нагрузке испытывается лишь слой грунта незначительной
мощности (порядка удвоенной ширины испытательного штампа), а, во-
вторых, результаты опыта со штампом малых размеров непосредственно
переносить на сооружения больших размеров во многих случаях непра-
вильно. Мы рассматриваем испытание грунта пробной нагрузкой лишь
как опыт для определения некоторых характеристик грунта (его сжи-
маемости и пр.), отличающийся от лабораторных испытаний лишь боль-

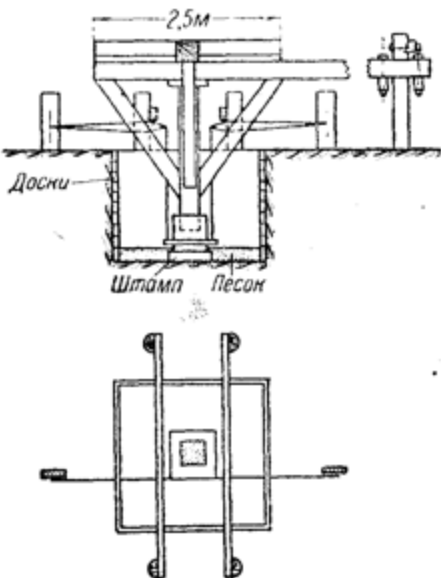
шим объемом вовлекаемого в работу грунта в условиях его естественного залегания. Испытание грунта пробной нагрузкой ставит перед собой задачу определить следующие величины: значения коэффициента сжимаемости грунта или его модуля деформации (глава V, п. 3), предел пропорциональности между удельным давлением и деформацией грунта, если он для данного грунта существует, и предел несущей способности для данной площади штампа.

Испытание грунта пробной нагрузкой, в согласии с существующими инструкциями,¹ производится в открытом котловане на отметке заложения фундаментов площадкой в 5000 см^2 ($70,7 \times 70,7 \text{ см}$). Схема простейшей установки загрузочной площадки для испытания грунта пробной нагрузкой показана на фиг. 208. Загрузка производится отдельными ступенями по $0,25 \text{ кг/см}^2$ или по $0,5 \text{ кг/см}^2$ (при очень плотных грунтах по 1 кг/см^2), причем производятся наблюдения осадок по мерсурам, прогибомерам или рычажным измерителям до полного их затухания. Затухание осадок считается установленным, когда приращение осадок составляет менее $0,1 \text{ мм}$ в 2 часа. Можно рекомендовать следующее время отсчетов от начала загрузки данной ступенью нагрузки: 0 мин., 15 мин., 30 мин., 45 мин., 1 час, 2 часа и далее через 4—8 часов до затухания осадок. Общее время наблюдения осадок при данной ступени нагрузки не должно быть менее 20 часов; поэтому по истечении 16—18 часов удобно производить отсчеты через каждые 2 часа, с тем, чтобы установить не произошло ли затухания осадок. Загрузка продолжается, пока не обнаружится резкой осадки штампа или будет установлено отсутствие затухания осадок.

Для анализа результатов испытаний и определения по ним констант грунтов весьма ценными данными будут материалы, полученные при первых ступенях нагрузки, т. е. при незначительных давлениях на грунт. Так как в натуре фундаменты сооружения будут засыпаны грунтом, то целесообразно наряду со стандартными испытаниями в открытом шурфе производить параллельно испытание грунта той же площадкой, но с боковой пригрузкой. Как вытекает из математической теории подобия, высота слоя пригрузки должна относиться к ширине штампа, как глубина заложения фундамента к его ширине.

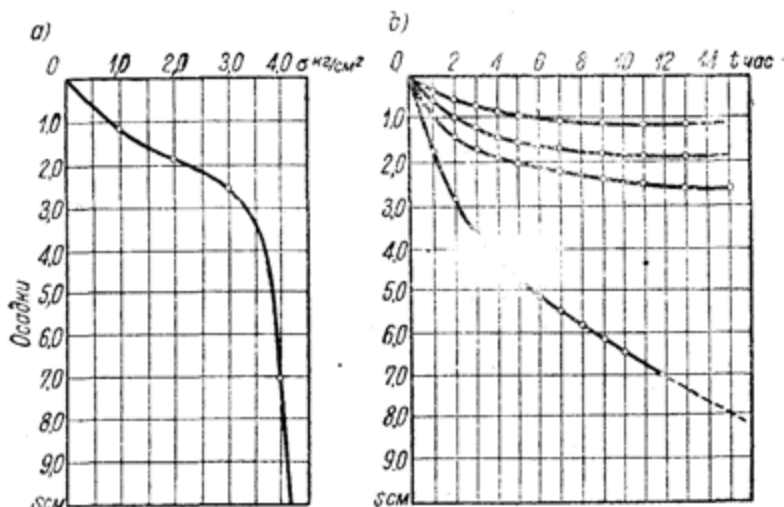
¹ Инструкция по исследованию строительных свойств грунтов на месте постройки, ВИОС, 1933.

Технические условия на исследование грунтов как оснований сооружений, ВИОС, 1939.



Фиг. 208. Схема установки для испытания грунта пробной нагрузкой.

В результате испытания грунта пробной нагрузкой получают величины осадок для каждой ступени нагрузки за различные промежутки времени от начала загрузки. По этим данным строят график зависимости полной осадки грунта от величины сжимающего напряжения на грунт (фиг. 209, *a*) и кривые затухания осадок во времени для различных ступеней нагрузки (фиг. 209, *b*). По первой кривой, если представится возможным, определяется предел пропорциональности σ_p , который в связи с другими данными служит для характеристики несущей способности грунта. Эта же кривая, а также кривые затухания осадок во времени могут быть использованы для определения величины пре-



Фиг. 209. Результаты испытания грунта пробной нагрузкой: *a* — зависимость осадки от напряжения и *b* — кривые затухания осадок во времени.

дельного, для данной площади штампа, давления, величины приведенного коэффициента сжимаемости и коэффициента фильтрации.

Определение констант грунтов по результатам пробных нагрузок. ¹ Как было рассмотрено ранее (см. главу IV, п. 4), величина допускаемого давления на грунт для данной площади штампа определяется по кривой изменения приведенного коэффициента сжимаемости a_0 . Последний вычисляется по формуле:

$$a_0 = \frac{s}{h_s p}, \quad (207)$$

где s — полная осадка от начала испытания;

h_s — мощность эквивалентного слоя грунта для данного штампа (см. главу VI);

p — полная удельная нагрузка от начала загрузки.

Кривая изменения приведенного коэффициента сжимаемости (см. главу IV, фиг. 98) дает возможность определить предел уплотнения p_0

¹ Н. А. Цытович, Определение некоторых констант грунтов по результатам пробных нагрузок, Труды ЛИИКС, 1937.

для данной площади штампа и показывает, что при напряжении, не превосходящем величины p_0 , деформации грунта под штампом будут соответствовать фазе уплотнения грунта, а следовательно для этой области будут справедливы формулы для определения деформаций уплотнения (см. главу V). По величине замеренных осадок при разных ступенях нагрузки (в пределах от 0 до p_0) можно определить данные для построения компрессионной кривой грунта. Действительно, приведенный коэффициент сжимаемости равен:

$$a_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon_1} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p(1 + \varepsilon_1)}, \quad (A)$$

где ε_1 — начальный коэффициент пористости грунта, соответствующий условиям его естественного залегания, и

ε_2 — коэффициент пористости, соответствующий давлению p .

Напомним, что коэффициент пористости ε_1 определяется по данным исследования монолита грунта. Такой монолит обязательно должен быть взят из опытного шурфа перед началом испытания.

Коэффициент пористости ε_1 вычисляется по формуле:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta - \delta}{\delta},$$

где

$$\delta = \frac{\gamma}{1 + w}$$

причем Δ — удельный вес грунта (m/m^3),

γ — объемный вес грунта (m/m^3)

w — естественная влажность грунта (в долях единицы).

Из уравнения (A) получаем:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 - a_0 p (1 + \varepsilon_1), \quad (208)$$

или, подставляя значение a_0 из формулы (207), будем иметь:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 - \frac{s}{h_s} (1 + \varepsilon_1). \quad (208')$$

Таким образом для отдельных ступеней нагрузки по уравнению (208) могут быть определены соответствующие коэффициенты пористости грунта, а следовательно, может быть построена для данного грунта и вся компрессионная кривая. Полученная с помощью изложенного метода компрессионная кривая будет отвечать условиям естественного залегания грунта и соответствовать сжатию значительных объемов грунта, во много раз превосходящих объем лабораторных образцов.

Для построения компрессионной кривой за пределами давления p_0 можно воспользоваться уравнением компрессионной кривой, например в форме уравнения (24) (см. главу II), а именно:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_1' - \frac{\ln p_i}{A_1}, \quad (B)$$

где ε_i — коэффициент пористости, соответствующий давлению p_i ,

A_1 — постоянный для данной компрессионной кривой параметр,

ε_1' — коэффициент пористости, соответствующий давлению $p_1 = 1 \text{ кг/см}^2$.

Величина ε'_1 берется из предыдущих вычислений, величина же A_1 определяется по уравнению (В) при известной величине ε_1 для данного p_1 . При найденных значениях ε'_1 и A_1 вычисление коэффициента пористости ε_1 не представит затруднений.

Итак, определяя коэффициенты пористости в пределах от 0 до p_0 по формуле (208), а при больших давлениях приближенно экстраполируя по формуле (В), можно построить компрессионную кривую для интересующего диапазона давлений.

Если испытание грунта пробной нагрузкой производится в котловане ниже уровня грунтовых вод, то данные наблюдений затухания осадок во времени дают возможность по методу эквивалентного слоя грунта определить среднюю величину коэффициента фильтрации грунта. Действительно, согласно рассмотренным выше данным (главы V и VI) время затухания осадок будет определяться уравнением:

$$t = \frac{4H_0^2}{\pi^2 c} N, \quad (C)$$

где t — время, затраченное на достижение заданной доли полной осадки;

$H_0 = \frac{2h_s}{1 + \varepsilon_1}$ — приведенная толщина слоя грунта до глубины $2h_s$;

c — коэффициент консолидации;

N — коэффициент, зависящий от распределения уплотняющих давлений по глубине.

Для большинства случаев, при однородном грунте и отсутствии песчаных водопроницаемых прослоек до глубины $2h_s$ величина N будет соответствовать случаю „2“ (см. таблицу 33, глава V).

Из уравнения (C) имеем:

$$c = \frac{4H_0^2}{\pi^2 t} N, \quad (D)$$

а так как

$$c = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1)\Delta_0} \quad \text{и} \quad a_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon_1}, \quad (E)$$

то:

$$k = ca_0(1 + \varepsilon_1)^2 \Delta_0. \quad (F)$$

Или, принимая во внимание уравнение (D), получим:

$$k = \frac{4H_0^2}{\pi^2 t} a_0(1 + \varepsilon_1)^2 \Delta_0 N, \quad (G)$$

или, подставляя $H_0 = \frac{2h_s}{1 + \varepsilon_1}$, будем иметь:

$$k = \frac{16h_s^2 a_0 \Delta_0}{\pi^2 t} N, \quad (209)$$

где k — коэффициент фильтрации,

Δ_0 — объемный вес воды ($\Delta_0 = 0,001 \text{ кг/см}^3$).

По выведенной формуле и определяется коэффициент фильтрации, соответствующий любой доле от полной осадки для данной ступени нагрузки.

Кроме перечисленных характеристик грунтов, по результатам пробной нагрузки определяется модуль сжимаемости или модуль общей деформации грунта E_0 . Величина E_0 необходима для расчета осадок

фундаментов по методу ВИОС (см. главу VI и ОСТ 90004-38). Если известна осадка при пробной нагрузке, то, в пределах пропорциональности между напряжением и осадкой, для вычисления модуля общей деформации будет справедлива формула Буссинеска—Шлейхера для деформаций линейно деформированного полупространства (см. главу V). Эта формула, при стандартных размерах квадратного штампа $70,7 \times 70,7 \text{ см}^2$, решенная относительно E_0 , может быть представлена в виде:¹

для песков:

$$E_0 = 58 \frac{p}{s} \text{ кг/см}^2; \quad (210)$$

для глин:

$$E_0 = 52 \frac{p}{s} \text{ кг/см}^2. \quad (211)$$

p — приращение давления на грунт в кг/см^2 ,

s — соответствующее приращение осадки штампа в сантиметрах.

При глубинных испытаниях грунтов штампом в 600 см^2 формулы становятся эмпирическими и, по данным Всесоюзного института оснований сооружений (ВИОС), принимают следующий вид:

для песков:

$$E_0 = 20 \frac{p}{s}; \quad (212)$$

для глин:

$$E_0 = 18 \frac{p}{s}. \quad (213)$$

Основные физические свойства грунтов. При полевых исследованиях грунтов производятся следующие испытания: а) определение гранулометрического состава грунтов (по числу пластичности и содержанию глинистых частиц), б) определение объемного веса грунтов естественной структуры и с) определение естественной влажности грунтов.

а) Определение гранулометрического состава. Для характеристики механического состава грунтов в полевой обстановке могут служить данные о числе пластичности по Аттербергу. При этом нет необходимости отдельно определять предел текучести и предел пластичности, а достаточно будет определить диаметр проволоки при раскатывании шарика из грунта² на ладони руки до тех пор, пока он не начнет распадаться на отдельные куски. Измерив с помощью миллиметровой бумаги диаметр проволок из грунта после их раскатывания, можно определить по величине диаметра число пластичности. Так, по данным П. А. Земятченского,³ при диаметре проволоки менее 1 мм число пластичности $\Phi > 18$, при диаметре от 1 до 3 мм — $\Phi = 18-6$ и при большем диаметре — $\Phi < 6$. Принимая во внимание классификацию грунтов по пластичности (см. главу I), можно полагать, что при диаметре проволоки менее 1 мм грунты следует относить к гли-

¹ Д. Е. Польшин, выступление на Всесоюзном совещании по основаниям и фундаментам, апрель 1938 г. Материалы совещания, Госстройиздат, 1939.

² Влажность грунта должна быть такой, чтобы грунт не прилипал к рукам.

³ П. А. Земятченский, Глины СССР, изд. Академии Наук, 1935.

нам, при диаметре проволоки от 1 до 3 мм — к суглинкам и при большем диаметре — к супесям.

Определение содержания глинистых частиц по полевому методу производится следующим образом.¹ Вначале взятая проба грунта высушивается при комнатной температуре или на солнце. Высушенный и растертый деревянным пестиком образец грунта просеивается сквозь сито с отверстиями в 1 мм, причем как остаток на сите, так и фракция менее 1 мм собираются и сохраняются для дальнейшего анализа. Полевой способ определения содержания глинистых частиц основан на свойстве глины разбухать при насыщении их водой. Этот способ, давая удовлетворительные для строительных целей результаты, требует минимального оборудования и времени для производства анализа; поэтому полевой способ может быть рекомендован для производственных исследований. Оборудованием, требующимся для определения глинистых частиц, служит мензурка на 100 см³ диаметром 2,5 см.

Анализ производится в следующей последовательности. Грунт, прошедший через сито с отверстиями в 1 мм, тщательно перемешивается и всыпается в мензурку в таком количестве, чтобы после уплотнения легким постукиванием дна мензурки об упругий предмет (книга, тетрадь и т. п.) получилось 5 см³. Затем грунт разрыхляется и в мензурку добавляется 50—70 см³ дистиллированной воды. Содержимое мензурки тщательно размешивается стеклянной палочкой с резиновым наконечником. Размешивание производится до тех пор, пока на стенках мензурки при растирании грунта не исчезнут мазки глины.

Для ускорения осаждения глинистых частиц (выпадения их из суспензии) в мензурку вливается 3 см³ 5-процентного раствора хлористого кальция (CaCl₂) или 10 см³ насыщенного раствора поваренной соли (NaCl). Суспензия грунта снова размешивается, в нее добавляется вода до 100 см³, и грунт оставляют отстаиваться, помещая мензурку на горизонтальную площадку. Когда набухшая масса примет постоянный объем (обычно, видимое изменение объема прекращается через 1—2 суток) по делениям мензурки определяют приращение объема грунта, которое перечисляют на 1 см³ объема взятого для анализа сухого грунта. Так как свободному падению частиц возле стенок мензурки противодействует трение их о стенки, то поверхность осевшего грунта не будет горизонтальна. Возле стенок осадок грунта будет иметь более рыхлое строение, и вся поверхность его будет вогнутой. Для того чтобы определить действительный объем осевшего грунта необходимо поверхность осадка сделать горизонтальной. Этого можно достигнуть поворачивая мензурку вокруг вертикальной оси сначала в одну, затем в другую сторону несколько раз, не отрывая от плоскости опоры. При этом приставшие к стенкам частицы отделяются и поверхность грунта выравнивается.

Вычисление содержания глинистых частиц производится по формуле:

$$x = \frac{v_2 - v_1}{v_1}, \quad (214)$$

¹ П. А. Землячский, В. В. Охотин, В. К. Яновский, С. И. Рутковский, Методы и указания по исследованию грунтов для дорожного дела, ИУМТ, 1928.

где x — количество глинистых частиц (фракция менее 0,005 мм) в %;

α — коэффициент набухания;

v_1 — начальный объем взятого для анализа грунта;

v_2 — конечный объем осевшего в мензурке грунта.

Величина коэффициента набухания α зависит от условий опыта и рода грунта. В настоящее время, для вышеописанных условий опыта (мензурка в 100 см³, диаметром 2,5 см) можно принимать значения коэффициента набухания, согласно данным таблицы 55.

Точность определения содержания глины по полевому методу не превышает 5%.

Пример. Для анализа, производимого в мензурке емкостью 100 см³, имеющей диаметр 2,5 см, взято 5 см³ сухого грунта. После отстаивания в течение 2 суток объем осевшего грунта равнялся 8,5 см³. Приращение объема грунта, отнесенное к 1 см³ первоначального объема, равно:

$$\frac{v_2 - v_1}{v_1} = \frac{8,5 - 5,0}{5,0} = 0,7 \text{ см}^3.$$

Содержание глинистых частиц (фракция менее 0,005 мм) определяем по формуле (214) принимая $\alpha = 22,7$. Тогда $x = 22,7 \cdot 0,7 \approx 16\%$, что по гранулометрической классификации (см. главу I) соответствует суглинку.

б) Объемный вес грунта в полевых условиях определяется следующим образом. Для связных грунтов в шурфах через 0,5—1 м глубины вдавливаются металлический цилиндр (фиг. 207, а), или из грунта вырезается возможно более правильный параллелепипед размером около 20 × 20 × 20 см³, измеряется объем образца, и грунт взвешивается. Зная вес грунта и объем вырезанного образца, легко определяют объемный вес грунта.

Для сыпучих грунтов порядок определения объемного веса следующий: на требуемой глубине отрывается небольшой котлован правильной формы объемом около 0,25 м³, определяются его размеры, а вынутый грунт взвешивается. В случае осыпания стенок применяют коробку без дна из листового железа, причем в этом случае можно ограничиться меньшим объемом. Определив вес вынутого грунта и вычислив его объем по данным измерений, определяют объемный вес грунта γ .

с) Влажность грунта определяется в полевой обстановке только тогда, когда есть возможность производить высушивание образцов грунта до постоянного веса и взвешивать их с точностью до 0,01 г. Влажность вычисляется как отношение веса воды, содержащейся в грунте, к весу сухого грунта. Если же не представляется возможным определить влажность на месте изысканий, то необходимо взять достаточное число проб грунта естественной структуры (процессом бурения влажность грунта сильно нарушается), поместить их

ТАБЛИЦА 55.

Коэффициент набухания для различных грунтов (соответствующий шкале Сабаина).

Тип грунта	Коэффициент набухания
Обычные незасоленные глины, суглинки и супеси	22,7
Лёсс и лёссовидные грунты . .	25,0
Засоленные грунты (солонцы) .	12,4

в алюминиевые или стеклянные бьюксы или в широкогорлые склянки, тщательно закрыть крышками или пробками, запарафинировать или покрыть слоем технического воска и доставить в лабораторию для испытания.

Как было рассмотрено в начале книги, данные об объемном весе грунта и его естественной влажности имеют первостепенное значение для характеристики естественного состояния грунтов, поэтому к их определению необходимо отнестись со всей внимательностью.

3. Лабораторные исследования грунтов.

В программы лабораторных исследований грунтов входит ряд испытаний: определение гранулометрического состава, физических свойств грунтов, исследование сжимаемости, фильтрации и сопротивления сдвигу.

Методика лабораторных определений отдельных констант грунтов непрерывно меняется, совершенствуется и добавляются все новые и новые приборы для исследования того или иного свойства грунтов. Вопросам лабораторных исследований грунтов в настоящее время посвящен ряд отдельных монографий,¹ и описание отдельных испытаний можно найти у ряда авторов. Некоторые из испытаний, например определения гранулометрического состава грунтов по методу Сабанина — Робинсона, почти стандартизировались, так что повторять их, особенно при ограниченном объеме книги, излишне. Мы ограничимся лишь вышеописанными полевыми определениями вида грунтов по гранулометрическому составу, считая их во многих случаях достаточными для строительных целей и отсылая интересующихся этим вопросом к работам, более детально освещающим гранулометрический состав грунтов и методы его определения.¹

Определение коэффициентов, характеризующих физическое состояние грунтов. Из коэффициентов, характеризующих физическое состояние грунтов (см. главу I), для всех видов грунтов следует определять коэффициент пористости и коэффициент насыщения водой. Кроме того, для песчаных грунтов необходимо знать относительную плотность, а для глинистых — пределы консистенции (предел текучести и предел пластичности по Аттербергу). Для вычисления всех перечисленных коэффициентов, как было установлено в главе I, в первую очередь необходимо определить объемный вес грунта естественной структуры, влажность грунта и удельный вес твердых частиц грунта, к рассмотрению чего мы и перейдем.

Определение удельного и объемного веса. Удельный вес твердых частиц грунта имеет большое значение для вычислений ряда коэффициентов, характеризующих физические свойства грунтов.

¹ Н. В. Лалетин, Исследование и испытание грунтов, изд. ВИА РККА, 1935.

М. М. Филатов, Лабораторный практикум по морфологии, физике и механике грунтов, Госстройиздат, М., 1936.

Б. М. Гумениский, Лабораторные методы исследований грунтов в дорожно-строительных целях, изд. Наркомхоза, 1938.

А. М. Васильев, Исследование грунтов для инженерных целей, М., 1935.

Удельный вес частиц грунта определяется при помощи пикнометра (фиг. 210). Предварительно определяется вес пикнометра с водой до выгравированной черты a при температуре $+15^\circ$. Из образца грунта, высушенного в термостате до постоянного веса при 105° , берется проба около 10 г, точно взвешивается и помещается в пикнометр. Затем в пикнометр наливается немного воды, и содержимое его кипятится на небольшом пламени горелки или на песочной бане в течение 30 минут. Кипячение необходимо для удаления из грунта пузырьков воздуха. После кипячения уровень воды в пикнометре повышается до выгравированной черты доливанием дистиллированной воды. Пикнометр вместе с водой и грунтом взвешивается при температуре 15° .

Удельный вес частиц грунта Δ вычисляется по формуле:

$$\Delta = \frac{b}{a + b - c}, \quad (215)$$

где a — вес пикнометра с водой,

b — вес высушенного грунта и

c — вес пикнометра с водой и грунтом.

При определении объемного веса грунта следует различать объемный вес грунта естественной структуры γ и объемный вес скелета грунта δ (объемный вес грунта без воды с сохранением естественной пористости).

Для определения объемного веса грунта γ пользуются монолитами грунта естественной структуры, взятыми из шурфов при полевых исследованиях грунтов. Покрытые парафином поверхности грунта очищают и взвешивают образец грунта вместе с цилиндром. Зная вес пустого цилиндра, вычисляют вес грунта в цилиндре, а определив высоту и диаметр образца грунта в цилиндре, вычисляют объем грунта. Разделив вес образца грунта g на его объем v , получают объемный вес грунта γ , т. е.:

$$\gamma = \frac{g}{v}. \quad (216)$$

Для связных грунтов определение объемного веса грунта также производится методом парафинирования, который заключается в следующем. Взвешенный образец грунта ненарушенной структуры обвязывается ниткой и несколько раз опускается в расплавленный парафин. После застывания парафина образец вновь взвешивается на воздухе и в воде. Потеря веса образца в воде и определяет объем запарафинированного образца.

Имея перечисленные данные, объемный вес образца грунта вычисляют по формуле:

$$\gamma = \frac{0,9B_1}{0,9V - (B_2 - B_1)}, \quad (217)$$

где 0,9 — удельный вес парафина;

B_1 — вес образца до парафинирования;



Фиг. 210. Пикнометр для определения удельного веса грунта.

B_2 — вес образца после парафинирования;
 V — объем запарафинированного образца.

Объемный вес скелета грунта δ вычисляется по формуле:

$$\delta = \frac{\gamma}{1 + w},$$

где w — весовая влажность грунта, равная отношению веса воды, содержащейся в грунте, к весу твердого вещества грунта (в долях единицы).

Для определения влажности грунта применяются стеклянные или алюминиевые стаканчики. Проба грунта, взятая из шурфа или из образца грунта естественной структуры, помещается в стаканчик, закрывается крышкой и взвешивается на технических весах с точностью до 0,01 г. Далее стаканчик с испытуемой пробой в открытом виде ставится в сушильный шкаф и высушивается при 105° до постоянного веса. После высушивания и охлаждения производят взвешивание грунта вместе со стаканчиком.

Влажность грунта вычисляется по формуле:

$$w = \frac{a - b}{b - c}, \quad (218)$$

где a — вес влажного грунта вместе со стаканчиком;

b — вес сухого грунта со стаканчиком;

c — вес стаканчика.

Определение пористости грунта. Пористость грунта определяется по формуле:

$$n = 1 - \frac{\delta}{A}.$$

Если объемный вес скелета грунта δ соответствует условиям естественного залегания грунта, то и пористость, вычисляемая по вышеприведенной формуле, будет также соответствовать условиям естественного залегания.

Для песчаных грунтов большое значение имеет относительная плотность, определяемая по пористости грунта для естественного, самого рыхлого и самого плотного состояния.

Пористость песчаного грунта в самом рыхлом состоянии определяется следующим образом. Высушенный песчаный грунт насыпается без встряхиваний в литровый мерный сосуд высотой около 20 см. Определяется вес грунта в объеме сосуда, и делением веса на объем вычисляют объемный вес скелета грунта. Определение производят не менее трех раз, и за среднее значение объемного веса скелета грунта в рыхлом состоянии принимают среднее значение из двух меньших данных, например, если опытом определено значение объемного веса в рыхлом состоянии $\delta = 1,47; 1,45$ и $1,48$ г/см³, то принимают

$$\delta_{\min} = \frac{1,45 + 1,47}{2} = 1,46 \text{ г/см}^3 = 1,46 \text{ т/м}^3.$$

Зная объемный вес скелета грунта δ , вычисляют пористость и коэффициент пористости, пользуясь зависимостями:

$$n = 1 - \frac{\delta}{\Delta},$$

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{\Delta - \delta}{\delta}.$$

Например, если удельный вес частиц песка равен $\Delta = 2,65$, то будем иметь:

$$n_{\max} = \frac{\Delta - \delta_{\min}}{\Delta} = \frac{2,65 - 1,45}{2,65} = 0,449 = 44,9\%;$$

$$e_{\max} = \frac{\Delta - \delta_{\min}}{\delta_{\min}} = \frac{2,65 - 1,46}{1,46} = 0,815.$$

Пористость и коэффициент пористости грунта в самом плотном состоянии определяются по объемному весу скелета грунта, уплотненного встряхиванием.¹ Грунт насыпается в мерную колбу с узким горлом (желательно металлическую) до черты, соответствующей 100 или 200 см³, и легкими ударами резинового молоточка по шаровидной части колбы приводится в уплотненное состояние; резиновый молоточек представляет собой резиновую пробку, насаженную на тонкий деревянный стержень. Опыты показывают, что пористость грунта при уплотнении постукиванием будет близка к минимальному значению. После уплотнения колбу с грунтом взвешивают на технических весах и, зная объем колбы до черты, определяют объемный вес скелета грунта $\delta_{\max}$.

Пористость и коэффициент пористости вычисляются подобно предыдущему примеру: если $\delta_{\max} = 1,70$, то соответствующий коэффициент пористости равен:

$$e_{\min} = \frac{\Delta - \delta_{\max}}{\delta_{\max}} = \frac{2,65 - 1,70}{1,70} = 0,559.$$

Для определения плотности грунта в естественном состоянии, кроме $e_{\max}$ и $e_{\min}$, определяемых описанным путем, необходимо знать коэффициент пористости грунта e , соответствующий условиям естественного залегания грунта. Последний определяется по данным γ , w и Δ . Так, например, если $\gamma = 1,80$ г/см³, $w = 14\% = 0,14$ и $\Delta = 2,65$, то:

$$\delta = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{1,80}{1+0,14} = 1,58 \text{ г/см}^3$$

и

$$e = \frac{2,65 - 1,58}{1,58} = 0,677.$$

Если, согласно приведенным примерам, $e_{\max} = 0,815$ и $e_{\min} = 0,559$, то относительная плотность (коэффициент плотности) грунта будет:

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{0,815 - 0,677}{0,815 - 0,559} = 0,54,$$

что соответствует средней плотности залегания песчаного грунта.

¹ Интересный метод определения пористости в самом рыхлом состоянии путем вращения проволоочной спирали и в самом плотном состоянии путем вибрирования грунта, помещенного в кожаный сосуд, предложен Лабораторией ВИА РККА; см. Вестник ВИА РККА, № 21, Сборник оснований и фундаментов, 1937.

Характерные влажности. Характерными влажностями для грунтов будут: для песчаных и супесчаных — полная влагоемкость w_n , т. е. влажность, соответствующая для данного состояния грунта полному заполнению его пустот водой, а для глинистых и илистых грунтов — предел пластичности w_p и предел текучести w_L по Аттербергу. Для вычисления полной влагоемкости необходимо определить объемный вес скелета грунта δ , соответствующий условиям естественного залегания грунта, и удельный вес частиц грунта Δ . Если воспользоваться данными предыдущего примера, то для песчаного грунта при $\delta = 1,58 \text{ г/см}^3$ и $\Delta = 2,65$ будем иметь (см. главу I):

$$w_n = \frac{1}{\delta} - \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{1,58} - \frac{1}{2,65} = 0,256 = 25,6\%$$

от веса сухого грунта.

Коэффициент насыщенности грунта водой G может быть определен, если известна влажность грунта w , соответствующая условиям естественного залегания, и полная влагоемкость w_n ; например, если $w = 0,14$, то для песка предыдущего примера будем иметь:

$$G = \frac{w}{w_n} = \frac{0,14}{0,256} = 0,55.$$

Для идеально сыпучего тела (однофазная система) $G = 0$, для двухфазной системы (грунтовая масса) $G = 1$ и для трехфазной системы (скелет + вода + воздух) $0 < G < 1$.

Для глинистых грунтов в условиях естественного залегания в большинстве случаев $G = 1$, и для них существенной характеристикой являются пределы консистенции по Аттербергу.

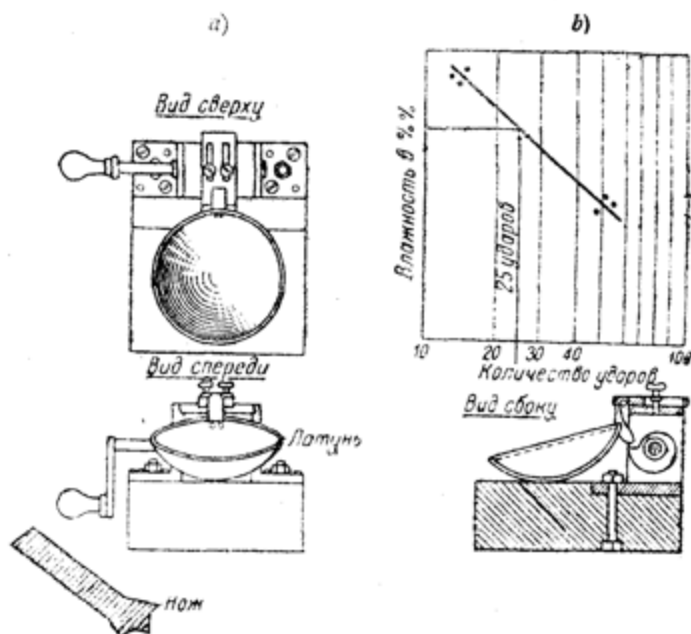
Предел пластичности w_p по Аттербергу представляет собой весовую влажность грунта, при которой грунт может быть скатан в проволоку диаметром в 3 мм, причем проволока начинает распадаться на куски. Для определения предела пластичности поступают следующим образом. Берется образец грунта естественной влажности и ненарушенной структуры и из него делается шарик. Если образец грунта находится в полусухом состоянии, то предварительно его увлажняют. Затем шарик из грунта раскатывается в проволоку пальцами на гладком листе бумаги. Когда диаметр проволоки доходит до 3 мм, грунт снова скатывается в шарик и затем раскатывается в проволоку. Эту операцию продолжают до тех пор, пока грунт не начнет крошиться и не образуется проволока диаметром менее 3 мм. Кусочки раскрошившегося грунта собирают в стаканчик для определения влажности. Определяя весовую влажность полученных кусочков грунта, находят границу пластичности w_p .

Для определения предела текучести по Аттербергу образец грунта естественной влажности тщательно разминается и слоем в 1 см помещается в фарфоровую чашечку. Грунт в чашке разрезается на две части так, чтобы между ними образовалась щель шириною по дну 0,5—1 мм и по верху 2—3 мм. Чашку берут в одну руку и два раза легко ударяют о ладонь руки. Если края сливаются, то граница текучести достигнута, если же края при двукратном ударе не солются, то прибавляют несколько капель воды, грунт размешивается и опыт повторяют снова. Весовая влажность грунта, соответствующая соединению краев разреза

при втором ударе, выражает предел текучести по Аттербергу. Определив влажность грунта по пробе, взятой из чашки после стекания, находят предел текучести w_L .

Описанное определение предела текучести несовершенно и зависит от индивидуальных особенностей экспериментатора. В лабораторной практике нередки случаи, когда два лица, определяющие границу текучести грунта, получают значительно расходящиеся результаты.

А. Казагранде предложил прибор для определения нижней границы текучести, стандартизирующий испытание. Прибор Казагранде пред-



Фиг. 211. Прибор Казагранде для определения предела текучести грунта: *a* — схема прибора, *b* — график для определения предела текучести.

ставляет плоскую латунную чашку, которая при вращении эксцентрика приподнимается и падает на упругую подставку с высоты в 1 см (фиг. 211, *a*). Замешивание грунта производится так же, как и в методе Аттерберга, причем грунт, уложенный в чашку горизонтальным слоем, разделяется на две части специальным ножом. Граница текучести считается достигнутой, если при 25 толчках чашки (при падении ее с высоты 1 см) края разреза грунта сольются вместе. Чтобы избежать большого числа попыток отыскания границы текучести, Казагранде предложил пользоваться полулогарифмическим графиком (фиг. 211, *b*). В этом графике по оси абсцисс откладывается влажность в линейном масштабе, а по оси ординат — число ударов в логарифмическом масштабе. Для двух произвольно взятых влажностей грунта определяют на приборе число ударов, при котором две половинки грунта сольются. Определение для контроля повторяют 2—3 раза и наносят полученные точки на график. Проведя через данные точки прямую, непосредственно по графику определяют влажность, соответствующую 25 ударам.

Как показали поставленные нами в ЛОВОДГЕО опыты, метод Казанграде дает сходимые результаты; этот метод широко применяется и за границей (Америка, Парижская лаборатория механики грунтов и др).

Исследование сжимаемости, фильтрации и внутреннего трения грунтов. Простейшие физические свойства грунтов, определение которых изложено в предыдущем параграфе, являются необходимыми, но все же недостаточны для полной характеристики поведения грунта под нагрузкой. Если коэффициенты, характеризующие физические свойства грунтов, будут известны (по данным полевых и лабораторных исследований) для различных пластов грунта под сооружением или для различных мест постройки, то сравнение их между собой даст возможность сделать определенные выводы о качестве одного пласта грунта по сравнению с другим или о качестве одного предполагаемого места постройки по сравнению с другим. Однако эти коэффициенты недостаточны для определения условий прочности и устойчивости грунтов и определения деформаций грунтов под действием внешних сил.

В настоящем параграфе рассмотрим определение коэффициентов, характеризующих поведение грунта под действием внешней нагрузки. Основными коэффициентами этого рода будут: коэффициент сжимаемости α , водопроницаемости (фильтрации) k и внутреннего трения f , которые, как описано в главе II настоящего курса, должны определяться при постоянной нагрузке. При этом никакие силы, в том числе и силы поверхностного натяжения воды, не должны действовать на поверхность образца грунта.

Перечисленные два условия — постоянство нагрузки и отсутствие поверхностных сил — позволяют применить для испытаний грунта лишь систему рычажного прибора, так как гидравлические прессы в данном случае будут совершенно непригодными, ввиду невозможности при помощи их осуществлять нагрузку, остающуюся постоянной в течение любого промежутка времени. В опытах же по определению перечисленных выше коэффициентов приходится выдерживать уплотняющую нагрузку до полного затухания осадки, что требует не менее одних суток, а иногда и значительно больше.

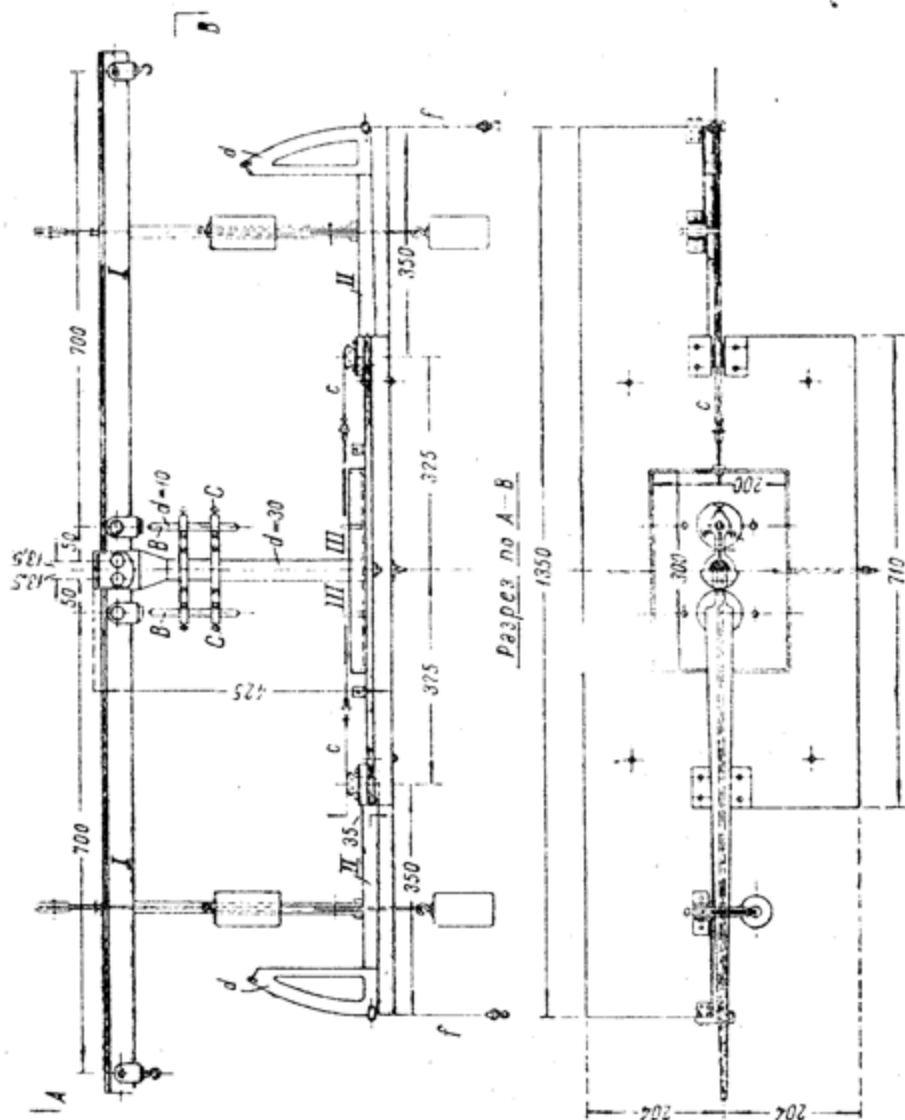
Второе условие, а именно отсутствие поверхностного натяжения воды, требует, чтобы образец грунта как во время уплотнения, так и во время испытания имел покрытую водой поверхность.

Перечисленным условиям испытания удовлетворяет предложенный нами прибор, к описанию которого мы и перейдем.

В основном прибор состоит из четырех уравновешенных рычагов, укрепленных на одной станине (фиг. 212). Прибор симметричен относительно центральной вертикальной оси и позволяет одновременно испытывать два образца грунта. Каждый верхний рычаг I , I дает возможность осуществить постоянную вертикальную нагрузку. Каждый нижний II , II — горизонтальную как постоянную, так и постепенно возрастающую.

Образец грунта в зависимости от вида испытания закладывается в компрессионный прибор (фиг. 213 и 214) или в прибор на сдвиг (фиг. 215 и 216) и переносится в коробку прессы III , где при помощи медного поршня с фильтрующим дном и штока с рычагом дается постоянная нагрузка. Центрирование нагрузки осуществляется при помощи

штока *В*, устанавливаемого вертикальным уровнем по трем винтам *С*, соприкасающимся со штоком *В* стальными вращающимися шариками, завальцованными в отверстия для винтов. Кроме того, для облегчения установки прибор устанавливается всегда в одно и то же углубление



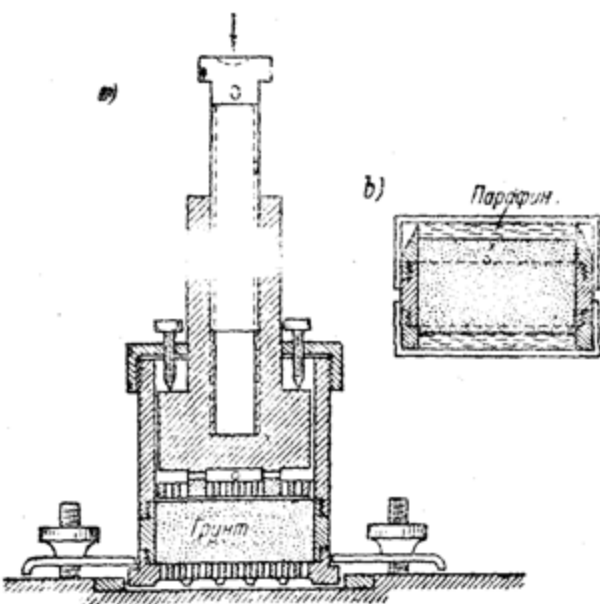
Фиг. 212 Прибор Цытовича для изучения сжимаемости, фильтрации и сопротивления сдвигу грунтов.

в коробке *III*. Для уменьшения трения оси вращения насажены на шарикоподшипники.

Нагрузки на рычаги *I, I* осуществляются набором тарированных гирь, подобных набору гирь для весов. Увеличение нагрузки рычагами *I, I* равно 15, и максимальная нагрузка равна 300 кг на каждый рычаг. Образцы грунта в приборах имеют площадь поперечного сечения

20 см² или 40 см². Таким образом наибольшая нагрузка для образцов грунта равна 15 кг/см². Вертикальные деформации (осадки) образца грунта измеряются при помощи двух (для каждого прибора) тензометров системы Аистова¹ или при помощи мессур (индикаторов) Цейса; цена одного деления тензометра Аистова равна 1 микрону.

Горизонтальные усилия при испытании на сдвиг осуществляются при помощи ломаного рычага II и II' с увеличением в 10 раз. Рычаг передает нагрузку на выдвижную часть прибора на сдвиг при помощи стальной ленты с имеющей натяжное приспособление.



Фиг. 213. Прибор для определения компрессионной зависимости (одомер).

сти, являющейся основной характеристикой мелкозернистых грунтов, особенно глинистых и илистых, необходимо определить коэффициент пористости грунта при различных давлениях. Как правило, опыты должны быть поставлены с образцами грунта естественной структуры. Для взятия образцов грунта естественной структуры из шурфов или из монолитов грунта, доставленных в лабораторию, применяется цилиндр, изображенный на фиг. 213, б. Цилиндр ставится на поверхность монолита и постепенно вдавливаются в грунт, причем во время вдавливания грунт у наружного периметра цилиндра подрезается и подчищается ножом. Если проба грунта берется в полевых условиях, то открытые поверхности образца грунта покрываются слоем парафина, образец закрывается алюминиевыми крышками и в таком виде доставляется в лабораторию. Если же проба грунта берется из монолита, доставленного в лабораторию, то покрывать поверхности грунта парафином не следует.

В дальнейшем образец подвергается следующим операциям. Отвин-

Для приближенного измерения горизонтальных деформаций служит шкала d с нониусом.

Цена делений шкалы (без учета увеличения нониуса) равна 0,1 мм. При более точном определении горизонтальных деформаций образца грунта применяется нониус и мессуры Цейса. Нагрузка на рычаги II и II' осуществляется водой, наливаемой в ведро (на чертеже не показано), привешиваемое к ленте f .

Исследование сжимаемости (компрессионные испытания). Для получения зависимости между давлением и коэффициентом пористо-

¹ Описание тензометра — см. Труды ЛИИКС, вып. I, 1934.

чивается нож и нажимная часть цилиндра, грунт тщательно подчищается до уровня стенок кольца, образец взвешивается на технических весах с точностью до 0,01 г. После взвешивания открытые поверхности грунта в цилиндре покрываются двумя кружками фильтровальной бумаги, на низ цилиндра навинчивается дырчатая крышка, на верх навинчивается цилиндр, и в таком виде устанавливается поршень и при помощи упорных винтов (фиг. 213, а) закрепляется в неподвижном положении так, чтобы при увлажнении грунта не происходило его набухания. Грунт ставится в ванну для полного насыщения водой, что узнается по прекращению изменения веса образца, который записывается в целях вычисления „начальной“ влажности образца.

До начала загрузки на цилиндр ставятся тензометры и определяются начальные их показания. В дальнейшем производятся отсчеты по двум тензометрам (для получения средней величины) до полного прекращения осадки образца грунта. Обычно полное загасание осадки для образца грунта толщиной в 2 см не превосходит одних суток. Если опыт служит только для определения пористости при данном давлении, то отсчеты можно производить через час, причем загасание осадки считается установленным, если приращение осадок в течение часа менее микрона (цена деления шкалы тензометра).

После загасания осадки, обычно по прошествии суток от начала опыта, при помощи крана спускается вода из ванны прессы, рычаг прессы разгружается, цилиндр вынимается, отвинчиваются верхняя часть цилиндра и дно, и образец грунта с кольцом взвешивается на технических весах.

Перед взвешиванием поверхность цилиндра тщательно осушается при помощи фильтровальной бумаги, а с верха и низа образца грунта снимаются кружки фильтровальной бумаги.

Для следующей нагрузки, по величине большей, чем предыдущая, поверхности образца грунта вновь покрываются фильтровальной бумагой, цилиндр собирается, как и прежде, и устанавливается под пресс сначала под прежнюю нагрузку, а затем дается новая ступень нагрузки. Описанным способом испытание продолжается при разных ступенях нагрузки, которыми обычно являются 0,5; 1; 1,5; 2; 3; 5 и 10 кг/см².

В результате определений имеем: естественную влажность грунта w_1 и веса образца грунта $g_1, g_2 \dots$ при разных давлениях. При помощи перечисленных данных определяется весовая влажность образца грунта, соответствующая каждому давлению p_i .

Вычисления производят, пользуясь следующими зависимостями:

$$\left. \begin{aligned} w_1 &= \frac{g_1}{m} \\ g_2 &= m + g_1 \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

где g_1 — вес воды в образце грунта в начале опыта;
 m — вес твердого вещества грунта;
 g_2 — вес образца грунта в начале опыта.

Решая систему (а) относительно g_1 и m получаем:

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{g_2}{1 + w_1}, \\ g_1 &= \frac{g_2 w_1}{1 + w_1}. \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

Пользуясь приведенными зависимостями, при известных из опыта значениях величин w_1 и $g_1, g_2, g_3 \dots g_i$ легко определяется влажность грунта w_i , соответствующая любому данному давлению и равная:

$$w_i = \frac{g_1 - (g_2 - g_i)}{m}. \quad (c)$$

Для контроля произведенных вычислений, после затухания осадки от последней нагрузки обычным путем определяется влажность образца грунта и вес твердого вещества m ; при этом образец грунта полностью помещается в стеклянный стаканчик с притертой крышкой и взвешивается влажным и высушенным при 105° . Так как во все время опыта поры грунта заполнены водой, то для вычисления коэффициента пористости будет справедлива зависимость:

$$e_i = w_i \Delta,$$

где e_i — коэффициент пористости, соответствующий данному давлению p_i ;

w_i — весовая влажность грунта, соответствующая данному давлению p_i ;

Δ — удельный вес твердых частиц грунта.

По данным определений коэффициента пористости при различных давлениях строится диаграмма пористости грунта.

Способ определения компрессионной зависимости по изменению влажности грунта применим лишь для маловодопроницаемых глинистых и суглинистых грунтов. Для супесчаных и песчаных грунтов коэффициент пористости, соответствующий различным давлениям, необходимо вычислять по данным замеров деформаций (осадок) образца грунта.

Вычисление коэффициента пористости при этом производится по формуле:

$$e_i = e_0 - \frac{s_i}{h} (1 + e_0), \quad (219)$$

где e_0 — начальный коэффициент пористости грунта;

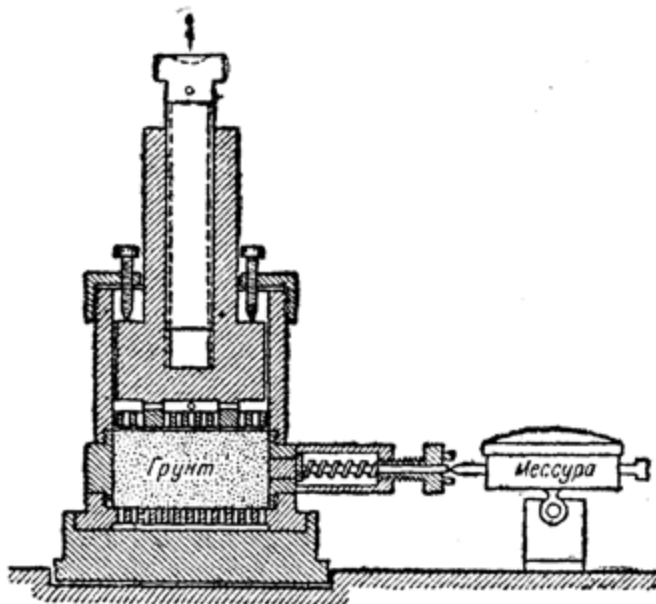
s_i — стабилизированная осадка образца грунта, считая от начала загрузки;

h — начальная высота слоя грунта в приборе.

Если диаграмма пористости определяется для образца грунта нарушенной структуры, то поступают следующим образом. Растертый резиновым или деревянным пестиком грунт смешивают с количеством воды, заведомо большим предела текучести грунта, и накладывают в толстостенный цилиндр (фиг. 213, б), на дно которого уложено два слоя фильтровальной бумаги. В дальнейшем ход опыта ничем не отличается от описанного ранее; следует лишь все вычисления отнести к конечному состоянию образца, что даст более точные результаты.

Для определения коэффициента бокового давления монолит грунта помещают в кольцо, в боковой стенке которого устроен поршень с жестким пружинным динамометром, заранее проградуированным на показания мессуры (фиг. 214). Определяя боковое давление образца грунта при различных вертикальных нагрузках, строят диаграмму зависимости коэффициента бокового давления (отношение горизонтального давления к вертикальному) от удельной нагрузки на грунт и по ней определяют коэффициент бокового давления ξ_{∞} (см. главу II).

Кривая водопроницаемости. Коэффициент фильтрации, характеризующий водопроницаемость грунта, как установлено опытами,

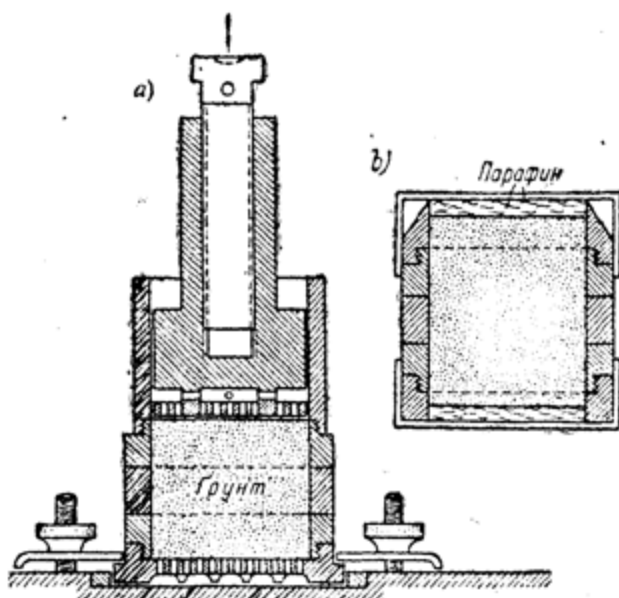


Фиг. 214. Прибор для определения компрессионной зависимости и коэффициента бокового давления.

зависит от консистенции грунтовой массы. Для построения кривой водопроницаемости необходимо определить коэффициент фильтрации грунта при различных давлениях. Так как коэффициент фильтрации входит одной из основных величин в уравнения для осадок фундаментов, то определение его должно производиться при уплотнении грунта, соответствующем принятому давлению на грунт, так как только такое определение коэффициента фильтрации будет соответствовать условиям работы грунта под фундаментами. Коэффициент фильтрации определяется по наблюдению времени сжатия образца грунта естественной структуры, причем последний заготавливается таким же путем, как и для опытов по определению зависимости между давлением и пористостью. Заготовка и установка образца грунта в прессе (фиг. 212) производится способом, описанным выше.

Определение осадок грунта при заданном давлении должно быть в этом случае особенно тщательным, причем приращения осадок измеряются в значительно меньшие промежутки времени. Промежутки

времени от начала действия уплотняющей нагрузки принимаются равными: 1 мин., 2 мин., 5 мин., 10 мин. и т. д. через каждые 5 минут в течение первого часа, затем через 10—15 минут, а далее можно ограничиться более редкими отсчетами. Обычно измеряются осадки в течение первых 2—3 часов и несколько раз по прошествии суток, причем, если осадки прекращаются, то наблюдения считаются законченными. Если определение коэффициента фильтрации производится попутно с определением данных для компрессионной кривой, то после взвешивания образца грунта и измерения его высоты дают образцу



Фиг. 215. Прибор для определения сопротивления сдвигу связных грунтов.

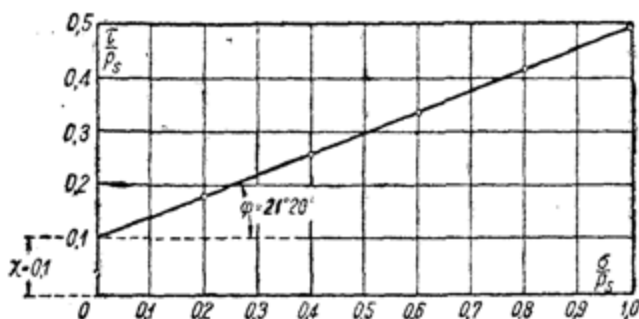
новую нагрузку и по наблюдению времени сжатия определяют коэффициент фильтрации при новом давлении. В результате наблюдений получают таблицу осадок грунта как функцию времени. Вычисление коэффициента фильтрации по данным наблюдения времени сжатия производится по методу консолидации. Заключается этот метод в следующем: по данным наблюдений времени сжатия строят кривую затухания осадок в процентах от полной стабилизированной осадки, принимаемой за 100%. Полученная

$$k = ca(1 + \varepsilon_1)\Delta_0, \quad (220)$$

где $c = \frac{4h_0^2}{\pi^2 t} N_0$, и при двусторонней фильтрации $h_0 = \frac{h}{2(1 + \varepsilon_1)}$. В этих формулах h — толщина слоя грунта, N_0 — коэффициент, определяемый по таблице 33 для случая равномерного распределения уплотняющих давлений (случай 0), и ε_1 — начальный коэффициент пористости грунта.

Зависимость между давлением и сопротивлением сдвигу. Для испытания образцов глинистых грунтов применяются цилиндры подобно ранее описанным, но имеющие несколько большую высоту (до 45 мм) и выдвижную часть, расположенную по середине высоты цилиндра (фиг. 215, а и 215, б). Уплотнение образца грунта производится максимальным давлением, при котором испытывается

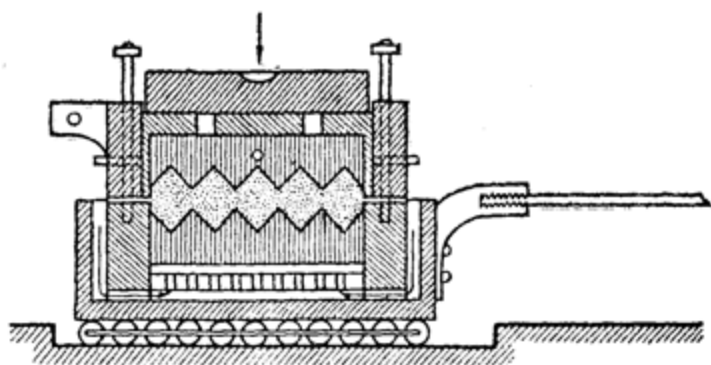
грунт, прилагаемым постепенно. После уплотнения образец разгружается по данной ступени сжимающей нагрузки. Когда деформация образца грунта прекратится, к выдвижной части прибора присоединяют ленту от рычага, дающего горизонтальную нагрузку. Нагрузка осуществляется порциями воды, постепенно наливаемой в ведро, привешен-



Фиг. 216. Диаграмма сдвига для глины.

ваемое к рычагу II (фиг. 212). Величина отдельных ступеней сдвигающей нагрузки выбирается в зависимости от величины сжимающей нагрузки, при которой испытывается образец, и обычно составляет 5% от нее.

Во все время загрузки и в течение некоторого времени после загрузки производят замер деформаций при сдвиге. При этом каждая



Фиг. 217. Прибор для определения сопротивления сдвигу сыпучих грунтов.

новая ступень нагрузки дается лишь после затухания деформаций от предыдущей ступени. При некоторой величине сдвигающей нагрузки наблюдаются незатухающие деформации, и происходит срезывание (сдвиг) образца грунта. Сейчас же после срезывания образца грунта из области сдвига берут пробу грунта для определения влажности грунта, а по ней и компрессионной кривой нарушенной структуры определяют уплотняющее давление p_s . Взвесив воду в ведре и учитывая увеличение рычага, вычисляют сдвигающую силу, а разделив величину силы на площадь срезывания (40 см^2), определяют сдвигающее напря-

жение τ , соответствующее данному сжимающему напряжению σ . Опыт на сдвиг повторяют с новыми образцами не менее, как при трех различных давлениях.

В результате опытов получают несколько значений τ в зависимости от σ и для каждого испытания величину уплотняющего давления p_s , соответствующего влажности грунта в области сдвига.

По полученным данным строят график значений τ/p_s в зависимости от σ/p_s , а по нему определяют коэффициент внутреннего трения грунта f и коэффициент сцепления χ . По графику фиг. 216 непосредственно находим:

$$f = \operatorname{tg} \varphi = 0,391; \varphi = 21^\circ 20' \\ \text{и } \chi = 0,1.$$

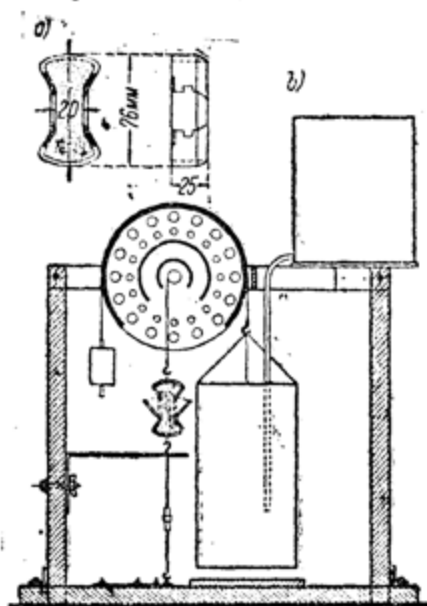
Прибор, изображенный на фиг. 215, служит и для определения коэффициента внутреннего трения глинистых и суглинистых (связных) грунтов ненарушенной структуры. Для определения коэффициента внутреннего трения песков применяется односрезной «прибор» с зубчатыми фильтрующими пластинками (фиг. 217).

При испытании песчаных и супесчаных грунтов уплотняющее в области сдвига давление не определяется, а коэффициент внутреннего трения находится как тангенс угла наклона прямолинейной части диа-

граммы сдвига к оси давлений, т. е. диаграммы зависимости τ от σ .

Определение суммарных сил сцепления для образцов грунта естественной структуры с успехом можно производить на приборе, изображенном на фиг. 218, *б*, путем разрыва образцов, вырезанных с помощью специальной формы с разъемными боковыми стенками (фиг. 218, *а*).

Отметим, что, строго говоря, сопротивление грунта разрыву не будет равно сцеплению грунта. Так, если исходить из принципа гидроемкости и условий текучести, можно показать, что для грунтов с коэффициентом внутреннего трения до 32° сцепление будет составлять 0,5—0,7 от сопротивления разрыву. Однако, вследствие почти неизбежной неравномерности распределения напряжений при испытании образцов на растяжение, сопротивление разрыву будет преуменьшенным и, практически, может быть принято близким к величине сил сцепления (см. также результаты опытов — фиг. 36).



Фиг. 218. Прибор для определения сил сцепления: *а* — форма для вырезания образца грунта естественной структуры и *б* — схема прибора.

Замеченные опечатки

Стр.	Строка	Напечатано	Должно быть
100	4 сверху	$\frac{P^2}{z^2}$	$\frac{P_t}{z^2}$
107	11 снизу	(52)	(54)
109	11 сверху	$0,500 \cdot 5 = 2,50 \text{ кг/см}^2$	$0,500 \cdot 3 = 1,50 \text{ кг/см}^2$
134	3 сверху	$e = \frac{b}{3}$	$e = \frac{b_1}{3} = \frac{b}{6}$
159	15 снизу	$\sin \alpha$	$\sin 2\alpha$
163	4 снизу	$\sin^2 \theta = \frac{(\sigma_z - \sigma_y) + 4\tau^2}{(\sigma_y + \sigma_z)^2}$	$\sin^2 \theta = \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}{(\sigma_z + \sigma_y)^2}$
225	1 снизу	$-1,13 \cdot 1 \frac{0,3 \cdot 0,005}{1,75 \cdot 0,001}$	$-1,13 \cdot 1 \sqrt{\frac{0,3 \cdot 0,005}{1,75 \cdot 0,001}}$
289	6 сверху	23°	28°
305	24 сверху	$e \frac{\partial \sigma_z}{\partial z}$	$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}$
321	17 снизу	фиг. 180	фиг. 179
322	13 снизу	AF	BF
322	8 снизу	AK	Al

ак. 2203. Н. А. Цытович — Механика грунтов.