

Н.А. ЦЫТОВИЧ

МЕХАНИКА
ГРУНТОВ

Профессор Н. А. ЦЫТОВИЧ
член-корреспондент АН СССР
заслуженный деятель науки и техники РСФСР

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

(краткий курс)

ИЗДАНИЕ ТРЕТЬЕ,
ДОПОЛНЕННОЕ

Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника
для студентов
строительных специальностей
высших учебных заведений



МОСКВА «ВЫСШАЯ ШКОЛА» 1979

ББК 38.58
6С1
Ц 93
УДК 624.131

Рецензенты:
кафедра оснований и фундаментов МИИТа
(зав. кафедрой проф. И. И. Черкасов)

Цытович Н. А.

Ц 93 Механика грунтов (краткий курс): Учебник для вузов. — 3-е изд., доп. — М.: Высш. школа, 1979. — 272 с., ил.

В пер.: 90 к.

Книга является учебником по курсу «Механика грунтов» для студентов высших учебных заведений преимущественно строительных специальностей и составлена на базе новейших экспериментальных и теоретических исследований по механике грунтов и ее приложений в практике инженерных изысканий и строительства.

Многие решения инженерных задач теории оснований сооружений табулированы и снабжены числовыми примерами, что облегчает применение излагаемых методов исследований в инженерной практике.

Ц $\frac{30206-121}{001(01)-79}$ 126-79

3202000000

6С1
ББК 38.58

© ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫСШАЯ ШКОЛА», 1979

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящая книга является учебником по курсу «Механика грунтов» для студентов инженерно-строительных и гидротехнических высших учебных заведений и факультетов, а также студентов смежных специальностей, связанных со строительством инженерных сооружений: дорожников, мелиораторов, инженеров-геологов, грунтоведов, геологов.¹

Автор стремился построить краткий курс на широком синтезе естественных и точных наук, изложить теоретический материал возможно проще, доступнее, не умаляя, однако, общей научной стороны дела, и привести ряд инженерных решений задач теории механики грунтов (расчетов прочности, устойчивости и деформируемости) в целях широкого использования их в инженерном деле.

В основу краткого курса механики грунтов положены лекции, читаемые автором в Московском инженерно-строительном институте, и его ранее изданная книга («Механика грунтов», 4-е изд., Стройиздат, 1963, объем около 40 печ. л.), а также новейшие исследовательские работы по механике грунтов (отечественные и зарубежные) и их приложения на практике.

В учебнике ряд вопросов изложен с новых позиций, учитывая важнейшие свойства грунтов: контактную сопротивляемость грунтов сдвигу, структурно-фазовую деформируемость грунтов (включая ползучесть скелета), сжимаемость газосодержащей поровой воды и влияние природной уплотненности грунтов.

В книге изложен и ряд новых методик определения расчетных характеристик грунтов, приведены некоторые новые решения теории консолидации и ползучести грунтов, используемые при прогнозе величины и протекания во времени осадок фундаментов сооружений; в специальной главе рассмотрены реологические процессы в грунтах и их значение.

Автор

В третье издание внесены некоторые изменения и дополнения, в частности в соответствии с программой ТЭС несколько расширен раздел, рассматривающий теории давления грунтов на ограждения. Кроме того, последняя глава, в которой изложены основы динамики дисперсных грунтов, вновь переработана на основе некоторых новейших данных. Добавлен также § VII.4, где рассмотрен вопрос о действии взрыва в грунтах, приобретающий в настоящее время в ряде случаев весьма существенное значение при производстве земляных (грунтовых) и скальных работ, особенно при скоростном гидротехническом строительстве.

В третьем издании краткого курса принята сигнификация (обозначения), почти полностью соответствующая СНиП СССР II-15-74 и рекомендациям Международного общества механики грунтов и фундаментостроения (МоМГиФ, ISSMFE); лишь степень влажности (индекс водонасыщенности) обозначен I_w вместо G (по СНиПу) и S_r (по ISSMFE), так как буквой G принято обозначать модуль сдвига, а S — осадку грунтовых оснований и, кроме того, модуль *общей деформации* обозначен (во избежание путаницы) с подстрочным индексом «о» (E_o), тогда как в обозначениях модулей упругости его нет. Для наглядности ниже приводится табл. 1 основных обозначений.

Автор

Таблица 1

Основные обозначения, принятые в СНиП II-15-74, ISSMFE и в учебнике

Наименование	Международное общество механики грунтов (ISSMFE)	СНиП СССР II-15-74	Учебник «Механика грунтов»	
			изд. 2-е	настоящее издание

Физические свойства грунтов

Объемный вес грунта	γ	γ	γ	γ
Удельный вес частиц грунта	γ_s	γ_s	$\gamma_{уд}$	γ_s
Объемный вес скелета грунта (сухой, но с сохранением пор)	γ_d	—	$\gamma_{ск}$	γ_d

Наименование	Международное общество механики грунтов (ISSMFGE)	СНиП СССР 11-15-74	Учебник «Механика грунтов»	
			изд. 2-е	настоящее издание
Объемный вес взвешенного в воде грунта	γ'	—	γ'	γ'
Удельный вес воды	γ_w	γ_w	γ_w	γ_w
Коэффициент пористости (относительная пустотность)	e	e	ε	e
Влажность (природное содержание воды)	w	W	W	w
Влажность на границе текучести	w_L	W_L	W_L	w_L
Влажность на границе пластичности (раскатывания)	w_p	W_p	W_p	w_p

Показатели (индексы) физического состояния грунтов

Индекс влажности (степень влажности, коэффициент водонасыщенности)	S_r	G	I_B	I_w
Индекс (число) пластичности	I_p	I_p	$W_{пл}$	I_p
Индекс текучести (показатель консистенции)	I_L	I_L	I_T	I_L
Индекс плотности	I_D	—	$I_{пл}$	I_D

Характеристики деформируемости грунтов

Модуль нормальной упругости (Юнга)	—	—	E	E
Модуль общей линейной деформируемости	E	E	E_0	E_0
Коэффициент относительной боковой деформации (аналогичный коэффициенту Пуассона) упругой, общей	μ	μ	$\mu; \mu_0$	$\mu; \mu_0$
Относительные нормальные деформации	$\varepsilon_x; \varepsilon_y; \varepsilon_z$	—	$e_x; e_y; e_z$	$\varepsilon_x; \varepsilon_y; \varepsilon_z$
Относительные деформации сдвига	$\varepsilon_{xy}; \varepsilon_{yz}; \varepsilon_{zx}$	—	—	$\varepsilon_{xy}; \varepsilon_{yz}; \varepsilon_{zx}$
Абсолютная (общая вертикальная) деформация (осадка)	—	S	s	s
Коэффициент компрессионной сжимаемости	—	—	a	m_0
Коэффициент относительной сжимаемости (изменение объема)	m_v	—	a_0	m_v
Коэффициент консолидации (одномерной)	c_v	—	c_v	c_v

Механика грунтов есть механика природных дисперсных (мелко раздробленных) тел и составляет часть общей геомеханики, в которую как составные части входят глобальная и региональная геодинамика, механика массивных горных пород (трещиновато-скальных), механика рыхлых горных пород (природных грунтов) и механика органических и органо-минеральных масс (илов, торфов и пр.).

Механика грунтов в то же время является одним из разделов *строительной механики*, в основу которой положены как законы теоретической механики (механики твердых — абсолютно несжимаемых тел), так и закономерности деформируемых тел (законы упругости, пластичности, ползучести), которые, однако, для построения механики грунтов как науки будут лишь необходимыми, но недостаточными условиями. Если же к зависимостям теоретической механики и строительной механики сплошных деформируемых тел добавить закономерности, описывающие свойства, обусловленные раздробленностью грунтов (сжимаемость, водопроницаемость, контактную сопротивляемость сдвигу и структурно-фазовую деформируемость), то, рассматривая грунты как природные дисперсные тела в неразрывной связи с условиями их формирования и полном взаимодействии с окружающей физико-геологической средой, можно построить механику грунтов как науку.

Грунтами мы будем называть все «рыхлые горные породы» (термин геологический) коры выветривания каменной оболочки Земли (литосферы) — несвязные (сыпучие) или связные, прочность связей которых во много раз меньше прочности самих минеральных частиц. Характернейшей особенностью грунтов как природных тел является их раздробленность, дисперсность, что коренным образом отличает грунты от скальных (массивно-кристаллических, метаморфических, осадочных и пр.), весьма прочных пород. Минеральные агрегаты и зерна скальных пород спаяны между собой и имеют жесткие (кристаллизационные, цементационные и т. п.) внутренние связи, прочность которых того же порядка, что и прочность самих минеральных зерен.

Существенное значение для оценки грунтов как оснований сооружений имеет мощность грунтовой толщи, залегающей на коренных *скальных породах*. Конечно, и трещиноватые скальные породы, если рассматривать их в больших объемах, будут состоять из отдельных, менее прочно связанных между собой, чем эти отдельные, и к таким породам в известной мере можно применить зависимости механики грунтов, но, конечно, с соответствующими добавочными условиями.

Верхний слой природных грунтов, измененный совместным действием климата, воды и газов, растительных и животных организмов

и обогащенный гумусом, представляет собой особое структурное органо-минеральное образование — почву.

В механике грунтов мы будем изучать только минеральные грунты — природные дисперсные материалы — и лишь в отдельных случаях будем обращать внимание на скальные породы и органо-минеральные образования.

Становление механики грунтов и роль отечественных ученых. Первой фундаментальной работой по механике грунтов следует считать исследование Ш. Кулона (Франция, 1773) по теории сыпучих тел, которое долгие годы являлось почти единственной инженерной теорией, с успехом применяемой на практике при расчете давления грунтов на подпорные стенки.

В 1885 г. был опубликован (также во Франции) труд проф. Ж. Буссинеска «О распределении напряжений в упругой почве от сосредоточенной силы», который впервые был использован в механике грунтов советскими учеными (Н. Н. Ивановым, 1929, и др.) и в дальнейшем положен в основу определения напряжений в грунтах при различном их нагружении.

Следует констатировать, что уже в 1915 г. проф. П. А. Миняев применил теорию упругости к расчету напряжений в сыпучих грунтах, а в 1923 г. проф. Н. П. Пузыревский предложил «Общую теорию напряженности землистых грунтов», разработав применение теории упругости к расчету оснований. В том же году акад. Н. Н. Павловский в своей фундаментальной работе «Теория движения грунтовых вод» заложил основы современных фильтрационных расчетов.

Важным этапом в развитии механики грунтов явились исследования проф. К. Терцаги, изложенные в его книгах «Строительная механика грунта на основе его физических свойств» (1925 г., переведена с немецкого языка в 1933 г.) и особенно «Теоретическая механика грунтов» (1943 г., переведена с английского языка в 1961 г.).

Очень важным вкладом в современную механику грунтов явились работы проф. Н. М. Герсеванова («Основы динамики грунтовой массы», 1931, 1933 и др.), в которых он уточнил уравнение одномерной консолидации грунтов, предложенное Терцаги, сформулировал дифференциальные уравнения плоской и пространственной задач теории консолидации грунтов и разработал некоторые частные их решения, а также рассмотрел большой круг других задач механики грунтов.

Особо важными в теории деформаций водонасыщенных грунтов являются труды (1936—1938) проф. В. А. Флорина, обобщенные в монографиях «Основы механики грунтов» (т. 1-й — 1959 г. и т. 2-й — 1961 г.), в которых в удобной форме сформулированы дифференциальные уравнения плоской и пространственной задач фильтрационной теории консолидации и разработаны общие методы их решения в конечных разностях. В. А. Флориным значительно развита теория консолидации и даны решения задач с отдельным учетом сжимаемости поровой воды, ползучести скелета грунта, переменности характеристик и пр.

Следует отметить, что инженерная теория сыпучих тел Кулона, применявшаяся почти без изменения около 170 лет, лишь в работах советских ученых (впервые в работе В. В. Соколовского «Статика

сыпучей среды», 1942 г., а затем С. С. Голушкевича и В. Г. Березанцева, 1948 г.) получила новое строгое развитие и разработку эффективных методов решения ее задач.

Много внимания уделено отечественными учеными исследованию совместной работы сооружений и сжимаемых грунтов оснований. Этому вопросу посвящены труды акад. А. Н. Крылова, профессоров Г. Э. Проктора, М. И. Горбунова-Посадова, Б. Н. Жемочкина, А. П. Синицына, С. С. Давыдова, И. А. Симвулиди и др.

Большую роль во внедрении механики грунтов в практику гидротехнического строительства сыграли работы Свирьстроя (профессоров Н. Н. Иванова, Н. Н. Маслова и др.), позволившие предусмотреть осадки и крены гидротехнических сооружений и обеспечить их устойчивость на мощных пластах глинистых грунтов.

Широкое развитие работ по теории консолидации грунтов и результаты проведенных в СССР уникальных опытов и наблюдений позволили советским ученым (Н. М. Герсванову, Д. Е. Польшину, Н. Н. Маслову, М. И. Горбунову-Посадову, С. А. Роза, А. А. Ничипоровичу, К. Е. Егорову, Н. А. Цытовичу, Ю. К. Зарецкому и др.) разработать методы прогноза осадок сооружений, а на основе их и новый прогрессивный метод расчета фундаментов по предельным деформациям оснований.

Значителен также вклад советских ученых и в механику отдельных региональных видов грунтов: неводонасыщенных просадочных, лёссовых (Н. Я. Денисов, Ю. М. Абелев, В. Г. Булычев, А. К. Ларионов и др.), мерзлых и вечномёрзлых (Н. А. Цытович, М. Н. Гольдштейн, С. С. Вялов и др.) и неравномерно сжимаемых слабых глинистых грунтов (Б. Д. Васильев и Б. И. Далматов, Н. А. Цытович и М. Ю. Абелев и др.).

Наконец, следует указать, что в СССР впервые были сформулированы основы механики грунтов как новой отрасли науки и был издан первый курс лекций (см. Цытович Н. А. Основы механики грунтов, 1934).

Роль отечественных ученых и их успехи в области механики грунтов, конечно, не исчерпываются настоящим кратким введением и будут еще неоднократно отмечаться при дальнейшем изложении курса.

Значение предмета. Механика грунта есть теория естественных грунтовых оснований. Роль механики грунтов как инженерной науки огромна, и ее можно сравнить лишь с ролью дисциплины «Сопrotивление материалов». Без знания основ механики грунтов не представляется возможным правильно запроектировать современные промышленные сооружения, жилые здания (особенно повышенной этажности), мелиоративные и дорожные, земляные и гидротехнические сооружения (насыпи, плотины, здания ГЭС и т. п.).

Применение механики грунтов позволяет более полно использовать несущую способность грунтов, достаточно точно учесть деформации грунтовых оснований под действием нагрузки от сооружений, что обуславливает принятие не только наиболее безопасных, но и наиболее экономичных решений.

В дальнейшем роль механики грунтов в инженерном деле будет возрастать, позволяя все больше и лучше использовать научные достижения теории механики грунтов в строительной практике.

ГЛАВА I

ПРИРОДА ГРУНТОВ И ИХ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

§ 1.1. ЕСТЕСТВЕННОИСТОРИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

Природные грунты образовались в результате физического и химического выветриваний горных пород. В процессе образования грунтов и в последующих условиях существования в зависимости от внешних условий формировались их свойства. Возраст природных грунтов в большинстве случаев (за исключением современных отложений) значителен и измеряется тысячелетиями, миллионами и сотнями миллионов лет (например, возраст кембрийских глин около 500 млн. лет).

За длительное время существования грунтов происходило многократное изменение природной обстановки, неоднократное переотложение, уплотнение под действием веса новых покровных отложений, разуплотнение при эрозии этих отложений, иногда затопление водой и при тектонических поднятиях новое осушение и т. п. Некоторые грунты подверглись давлению мощных слоев континентальных льдов, переносу льдом, водой, воздушными течениями и т. п. Все это создает неповторимые особенно условия формирования природных грунтов, определяющие особенности физических свойств отдельных их видов. За длительное время существования пород могут иметь значение и весьма медленные физико-химические процессы, протекающие в грунтах даже с ничтожно малой скоростью.

Все изложенное обуславливает необходимость рассматривать природные грунты в полном взаимодействии их с окружающей физико-геологической средой и с учетом непрерывности изменений их свойств, часто весьма медленных, но иногда и быстро протекающих.

По своему происхождению и условиям формирования грунты разделяются: 1) на континентальные отложения: *элювиальные* (залегающие в месте первоначального их возникновения); *делювиальные* (располагающиеся на склонах той же возвышенности, где они и возникли, и перемещаемые только под действием силы тяжести и смыва атмосферными водами); *аллювиальные* (переносимые водными потоками на значительные расстояния и образующие мощные слоистые толщи); *ледниковые* (в результате действия ледников) — валунные глины и суглинки (морены); *водно-ледниковые* — пески и галечники; *озерно-ледниковые* — ленточные глины, суглинки и супеси; *эоловые* (продукты физического выветривания горных пород пустынных областей, переносимые воздушными течениями) — лёссовые и пески дюн и барханов; 2) на морские отложения: толщи дисперсных глин, органогенных грун-

тов-ракушечников и др.; органо-минеральные образования — илы, заторфованные грунты и т. п.; различные пески и галечники.

Из приведенного краткого перечня грунтовых отложений видно, насколько разнообразен состав природных грунтов и сложна их физическая природа.

§ 1.2. СОСТАВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ГРУНТОВ

В состав природных грунтов входят разнообразнейшие элементы, которые при рассмотрении можно объединить в следующие три группы: 1 — твердые минеральные частицы; 2 — вода в различных видах и состояниях; 3 — газообразные включения. Кроме того, в состав некоторых грунтов входят органические и органо-минеральные соединения, также влияющие на физические свойства этих грунтов, что будет рассмотрено в специальном разделе.

Твердые минеральные частицы грунтов представляют систему разнообразных по форме, составу и размерам (от нескольких сантиметров — галечники, до мельчайших частиц коллоидного порядка, т. е. менее 1 мкм — дисперсные глины) твердых минеральных зерен.

Весьма существенным фактором в оценке свойств твердых грунтовых частиц является их *минералогический состав*. Так, одни минералы (кварц, полевой шпат) менее активно взаимодействуют с водой, окружающей минеральные частицы, другие (монтмориллонит) значительно сильнее, причем и характер взаимодействия их будет иным. Чем мельче частицы грунта, тем больше их удельная поверхность (на 1 см³ или на 1 г) и больше возникает центров взаимодействия как с окружающей твердые частицы водой, так и в контактах самих твердых частиц. Например, частицы глинистого минерала каолина имеют удельную поверхность 10 м²/г, а монтмориллонита — 800 м²/г, т. е. огромную поверхность, измеряемую сотнями квадратных метров в 1 г грунта, что, несомненно, сказывается и на свойствах природных грунтов, содержащих частицы монтмориллонита. Наличие в грунте частиц слюды (очень скользких, в массе ничтожно сопротивляющихся сдвигу) также существенно сказывается на физических свойствах такого вида грунтов, что и необходимо учитывать.

Все крупнообломочные и песчаные грунты по размерам минеральных частиц разделяются (по СНИПу) на следующие виды.

1. *Крупнообломочные грунты* (валунные, галечниковые — при окатанной форме частиц и щебенистые — при остроугольной) с содержанием частиц крупнее 2 мм более 50% по весу (по массе).

2. *Песчаные грунты* с содержанием частиц: крупнее 2 мм более 25% по весу (по массе) — гравелистые; крупнее 0,5 мм более 50% по весу (по массе) — крупнозернистые (кр/з); крупнее 0,25 мм более 50% по весу (по массе) — среднезернистые (ср/з); крупнее 0,10 мм более 75% по весу (по массе) — мелкозернистые (м/з); крупнее 0,10 мм менее 75% по весу (по массе) — пылеватые (пески). (За песчаные частицы при этом принимают все частицы размером более 0,05 мм, а за пылеватые — от 0,05 до 0,005 мм.)

3. *Глинистые грунты* ввиду их большого разнообразия по величине, форме и минералогическому составу не разделяются на группы. Следует лишь указать, что к глинистым частицам грунтов относят все минеральные частицы размером примерно от 0,01 мкм до нескольких микрометров.

Содержание в грунте по весу (массе) того или иного количества глинистых частиц вследствие чрезвычайной их дисперсности, позволяющей им обволакивать твердые песчаные зерна и включения в грунтах, весьма существенно сказывается на физических свойствах грунтов; например таким глинистым грунтам придается (см. ниже § 1.4) в зависимости от суммарного содержания глинистых частиц в грунте, в которые принимают все частицы размером менее 5 мкм ($<0,005$ мм).

Глинистые частицы в отличие от песчаных, имеющих компактную форму, разнообразны по форме и представляют собой тонкие чешуйки, толщина которых в 10—50 раз меньше их большего размера, а форма может быть как многоугольной (у каолинитов, рис. 1.1), так и игольчатой (у аттапульгитов, рис. 1.2).

Следует также отметить существенное значение и минералогического состава глинистых частиц. Так, кристаллы монтмориллонита (из которых состоят монтмориллонитовые глины) обладают *подвижной кристаллической решеткой*, способной при соответствующих условиях вытягивать внутрь кристаллов молекулы воды и значительно набухать, увеличиваясь в объеме, тогда как частицы каолинита, аттапульгита и гидрослюд такими свойствами обладают значительно меньше.

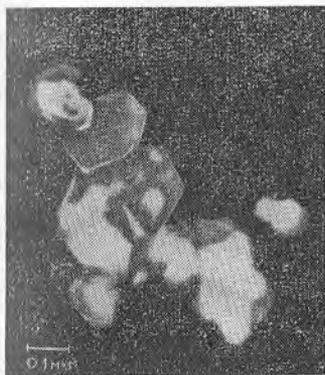


Рис. 1.1. Пластинчатая многоугольная форма частиц каолинита

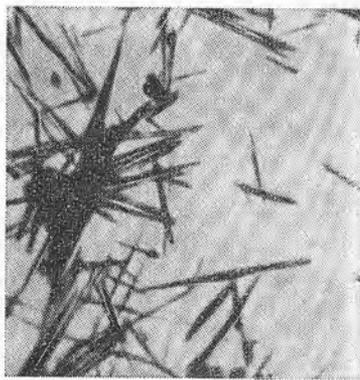


Рис. 1.2. Игольчатая форма частиц аттапульгита

Все изложенное в высокой степени сказывается на свойствах природных глинистых грунтов.

Вода в грунте, ее виды и свойства могут быть весьма различными в зависимости от ее содержания в грунте и величины сил взаимодействия с минеральными частицами, определяемой, главным образом, гидрофильностью минеральных частиц.

Минеральные частицы грунтов заряжены отрицательно, а молекулы воды представляют диполи, заряженные положительно на одном (атом кислорода) и отрицательно на другом (два атома водорода) конце. При соприкосновении твердой минеральной частицы с водой возникают электромолекулярные силы взаимодействия, которые притягивают диполи воды к поверхности минеральных частиц с огромной силой (особенно первые слои), и чем больше удельная поверхность частиц, тем большее количество молекул воды будет находиться в *связанном* состоянии. Электромолекулярные силы взаимодействия, по современным данным, очень велики и у поверхности минеральных частиц (для первого ряда связанных молекул воды) составляют величину порядка нескольких тысяч килограмм-сил (ньютонов) на 1 см^2 . По мере же удаления от поверхности твердых частиц они быстро убывают и на расстоянии, равном примерно $0,5 \text{ мкм}$, становятся близкими к нулю. Самые близкие к минеральной частице слои в 1—3 ряда молекул воды, соприкасающиеся с твердой поверхностью, настолько связаны электромолекулярными силами притяжения с поверхностью, что их не удается удалить ни внешним давлением в несколько атмосфер, ни действием напора воды, и эти слои образуют пленки так называемой *прочносвязанной адсорбированной воды*.

Следующие слои молекул воды, окружающей минеральные частицы, будут связываться и ориентироваться граничной фазой по мере удаления от твердой поверхности грунтовых частиц все меньшими силами; они образуют слои *рыхлосвязанной* (лиосорбированной) воды, которые поддаются выдавливанию из пор грунта внешним давлением до нескольких кгс/см^2 (иногда и до нескольких десятков кгс/см^2 или МПа).

Наконец, молекулы воды, находящиеся вне сферы действия электромолекулярных сил взаимодействия с поверхностью минеральных частиц, будут образовывать *свободную* (по проф. А. Ф. Лебедеву) — *гравитационную воду*, движение которой происходит под действием разности напора, и *капиллярную*, подтягиваемую на некоторую высоту от уровня грунтовых вод силами капиллярного натяжения воды (капиллярными менисками, образующимися под действием адсорбционных сил поверхности в тонких порах грунтов и обуславливающими капиллярные силы в грунтах).

На рис. 1.3 показана схема электромолекулярного взаимодействия поверхности минеральных частиц с водой.

Газообразные включения (пары, газы) всегда в том или ином количестве содержатся в грунтах и могут находиться в следующих состояниях: *замкнутым* (или заземленным), располагаясь в вакуолях (пустотах) между твердыми минеральными частицами, окруженными пленками связанной воды, *свободном*, когда газы (воздух) соединяются с атмосферой, и, наконец, *растворенными* в поровой воде.

Наличие пузырьков газов, как замкнутых, так и содержащихся в поровой воде, существенно сказывается на деформируемости грунтов, обуславливая сжимаемость поровой воды и увеличивая упругость грунта.

Содержание же свободных газов (воздуха), соединяющихся с атмосферой, особого значения в механике грунтов не имеет, так как

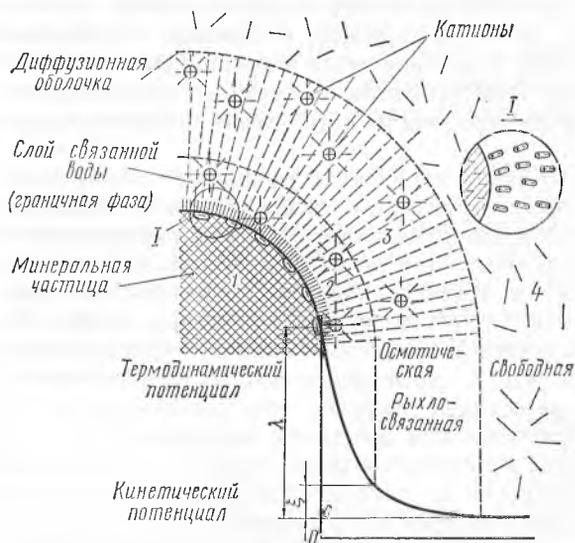


Рис. 1.3. Схема электромолекулярного взаимодействия поверхности минеральной частицы 1 с водой:

2 — вода связанная; 3 — вода рыхлосвязанная (осмотическая); 4 — вода свободная

они практически не участвуют в распределении давлений между частицами грунта.

§ 1.3. СТРУКТУРНЫЕ СВЯЗИ И СТРОЕНИЕ ГРУНТОВ

В дисперсных материалах, к которым принадлежат глинистые грунты, представляющие сложнейшие минерально-дисперсные образования, прочностные свойства зависят не столько от прочности (очень большой) отдельных минеральных зерен, сколько от структурных особенностей глинистых грунтов, среди которых одно из важных мест занимают структурные связи между отдельными минеральными частицами и их агрегатами.

Природа этих связей весьма сложна и определяется комплексом действующих в грунте внешних и внутренних энергетических полей, в основе которых лежат молекулярные силы электромагнитной природы. Характер их действия зависит от поверхности раздела фаз, химической природы твердых минеральных частиц, структуры и свойств веществ, заполняющих межчастичные пространства.

Молекулярные силы, непосредственно взаимодействующие между твердыми частицами (силы Ван-дер-Ваальса), могут возникать лишь при очень тесных контактах между твердыми частицами и расстояниях между ними порядка нескольких рядов молекул (но не более десятков).

Такие расстояния могут иметь место в грунтах, состоящих из твердых частиц и подвергнутых значительной величине внешнего давления, трансформируемого в точках контакта в огромные силы, или же в грунтах влажных, но очень плотных, в которых под влиянием внешнего давления пленки связанной воды и коллоидные оболочки частиц продавлены. Силы Ван-дер-Ваальса огромны, но суммарное их действие зависит от числа непосредственных точек контакта, которых в грунтах вообще мало.

По физико-химической классификации дисперсных тел акад. П. А. Ребиндера, структурные связи водонасыщенных грунтов могут быть отнесены к *коагуляционным* (обычно первичным, возникающим при выпадении частиц в воде и свертывании коллоидов при наличии электролитов), к *конденсационным* (возникающим при уплотнении коагуляционных структур до прямого соприкосновения друг с другом минеральных частиц и путем образования студней при полимеризации гелей) и, наконец, к *кристаллизационным* (образующимся путем возникновения зародышей твердых кристаллических тел, их роста и взаимного срастания под действием межуатомных химических сил) связям. Кристаллизационные связи (связи кристаллов окислов кремния, железа и пр.) — *хрупкие*, наиболее прочные и не восстанавливающиеся после их разрушения; коагуляционные и конденсационные — *мягкие*, в большей или меньшей степени восстанавливающиеся после их разрушения.

В зависимости от свойств минеральных частиц и заполняющих поры грунтов водных растворов, а также условий первичного накопления минеральных осадков и последующего их *литогенеза* (превращения в горную породу) путем прохождения стадии *седиментации* (образования осадков), *диагенеза* (превращения осадков в твердые породы) и *метаморфизма* (преобразования пород) структурные связи грунтов могут быть весьма различными.

Исходя из изложенного и опираясь на работы акад. П. А. Ребиндера, профессоров Н. Н. Маслова, Н. Я. Денисова, А. К. Ларионова, У. В. Лемба и др., можно различать следующие основные виды структурных связей в грунтах:

1) *водно-коллоидные* (коагуляционные и конденсационные) — вязкопластичные, мягкие, обратимые;

2) *кристаллизационные* — хрупкие (жесткие), необратимые — водостойкие и неводостойкие.

Грунты с кристаллизационными неводостойкими связями обладают промежуточными свойствами между грунтами с коллоидными и кристаллизационными связями. Эти связи образуются независимо от величины поверхности минеральных частиц путем возникновения *спаек из аморфных веществ*, природных цементов, гуминовых соединений и клеев, прочность которых зависит от содержания в них воды.

Водно-коллоидные связи обуславливаются электромолекулярными силами взаимодействия между минеральными частицами, с одной стороны, и пленками воды и коллоидными оболочками — с другой. Величина этих сил зависит от толщины пленок и оболочек.

Чем тоньше водно-коллоидные оболочки, т. е. чем меньше будет влажность водонасыщенных грунтов, тем водно-коллоидные связи будут больше, так как с уменьшением толщины оболочки увеличивается молекулярное притяжение диполей связанной воды и склеивающее действие веществ, обусловленное (по В. С. Шарову) и некоторым растворением в воде глинистых частей. Водно-коллоидные связи пластичны и обратимы; при увеличении влажности быстро уменьшаются до величин, близких к нулю.

Кристаллизационные связи возникают под действием сил химического сродства, образуя с минеральными частицами (в точках контакта) новые поликристаллические соединения — очень прочные, но хрупкие и не восстанавливающиеся при разрушении. Прочность этих связей зависит от состава минералов. Так, менее прочны и водостойки связи, образуемые гипсом и кальцитом, в то время как опал, окислы железа и кремния дают более прочные и водостойкие кристаллизационные связи.

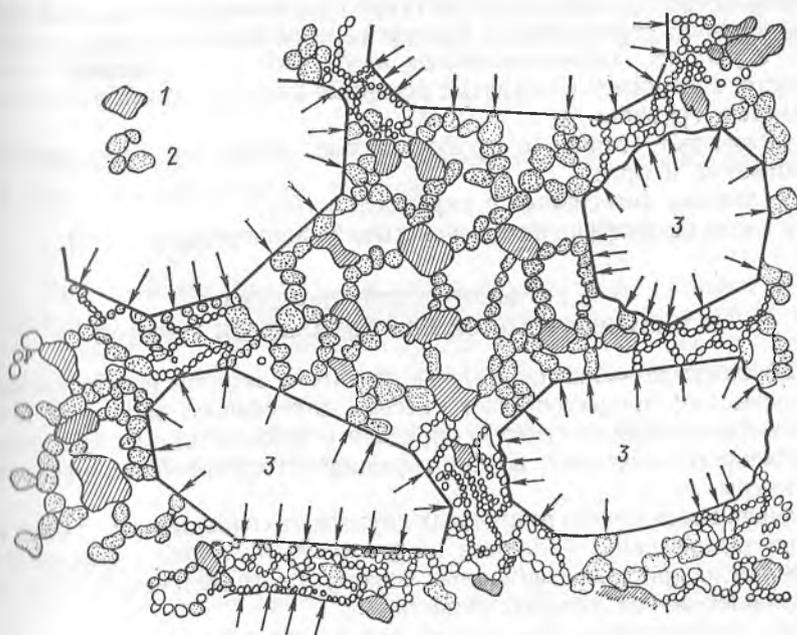


Рис. 1.4. Структура глины:

1 — частицы глины; 2 — уплотненные коллоиды; 3 — зерна песка

Как показано У. В. Лембом, структура грунтов, т. е. закономерное расположение различных по крупности и форме минеральных частиц и их агрегатов, зависит не только от природы их структурных связей, но также от величины и характера контактов глинистых частиц между собой: «ребро в грань» (при рыхлом сложении) или «грань с гранью» (при более плотной укладке).

Согласно А. К. Ларионову *, структура грунтов весьма разнообразна и определяется количественным и морфологическим взаимоотношением твердой, жидкой и газообразной частей, образующих грунт. В формировании прочности глинистых грунтов большое значение имеют характер агрегации частиц и развитие дефектов микроструктуры.

Все перечисленное определяет весьма сложную структуру природных грунтов, примером которой может служить структура морских глинистых отложений, подробно исследованная проф. А. Казагранде (рис. 1.4).

Природная структура грунтов, их состав и состояние в основном и определяют деформационно-прочностные свойства грунтов и их работу как оснований и среды для сооружений, причем весьма важной характеристикой будет *структурная прочность грунтов* и *устойчивость структурных связей* под влиянием внешних воздействий.

Для оценки строительных свойств дисперсных грунтов также весьма важным является *сложение* (текстура) природных грунтов, т. е. пространственное размещение и взаимное расположение частиц грунтов и их агрегатов, характеризующее *неоднородность* грунтовой толщи в пласте. Различают следующие основные виды сложения природных глинистых грунтов:

- 1) *слоистые* (тонко- и грубослоистые, ленточные, косослойные, сланцеватые и пр.);
- 2) *слитные* (массивные и скрытослоистые);
- 3) *сложные* (порфиновые, ячеистые, макропористые и пр.).

§ 1.4. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА И КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ГРУНТОВ

Сложность строения природных грунтов и влияние на них физико-геологических процессов (часто весьма длительных) вызывают необходимость при оценке грунтов определять их свойства или в условиях естественного залегания, или по образцам естественной ненарушенной структуры.

Основным отличием природных грунтов от скальных пород (массивно-кристаллических) являются *отсутствие спайности* (относительно малое число кристаллизационных связей) и значительная *пористость* (обусловленная их раздробленностью).

Для определения физических свойств грунтов (пористости, водонасыщенности и пр.) необходимо знать три простейших показателя: γ — объемный вес грунта естественной структуры; γ_s — удельный вес твердых частиц грунта; w — природную влажность грунта.

Объемный вес грунта γ . Величина объемного веса грунта обуславливается геологической историей формирования и последующего существования грунта. Его определяют особенно тщательно по образцам

* См.: Ларионов А. К. Инженерно-геологическое изучение структурных рыхлых осадочных пород. М., 1966.

с ненарушенной структурой, взятым из буровых скважин специальным прибором «грунтоносом» с минимальным нарушением структуры, или из шурфов — особым режущим кольцом: его следует вычислять с достаточной точностью (до $0,01 \text{ гс/см}^3$, $\sim 0,1 \text{ Н/см}^3$), так как он является важнейшей исходной характеристикой грунтов, без знания которой невозможно определить целый ряд показателей, входящих в уравнения механики грунтов.

Для уяснения применяемых в дальнейшем терминов обозначим для некоторого объема грунта: V_1 — объем твердых частиц; V_2 — объем пустот (пор); g_1 — вес твердых частиц; g_2 — вес воды в порах грунта (вес воздуха по незначительности не учитываем).

Условимся далее называть *объемным весом грунта* отношение веса всего грунта (со всеми включениями) к его объему, т. е.

$$\gamma = \frac{g_1 + g_2}{V_1 + V_2}.$$

Введем дополнительные понятия: *объемный вес скелета грунта* γ_d — отношение веса твердых частиц ко всему объему грунта, т. е.

$$\gamma_d = \frac{g_1}{V_1 + V_2};$$

объемный вес воды γ_w — отношение веса воды в некотором объеме к величине этого объема, равный

$$\gamma_w = 1 \text{ гс/см}^3 = 0,001 \text{ кгс/см}^3 \approx 10^4 \text{ Н/м}^3.$$

Удельный вес грунта γ_s является показателем, главным образом, минералогического состава данного грунта и определяется пикнометрически. Для большинства грунтов он меняется в незначительных пределах — от 2,50 до 2,80 и в среднем равен для песков 2,65 и для глины — 2,70 гс/м^3 ($1 \text{ тс/м}^3 \approx 10 \text{ кН/м}^3$).

Удельным весом грунта назовем отношение веса твердых частиц грунта только к их объему, т. е.

$$\gamma_s = \frac{g_1}{V_1}.$$

Влажность грунта ω определяется по результатам взвешивания естественной пробы грунта и после его полного высушивания (при 105°C).

Влажностью грунта (весовой) называют отношение веса воды к весу высушенного грунта (или к весу твердых частиц), т. е.

$$\omega = \frac{g_2}{g_1}.$$

Отметим, что нам пришлось остановиться на приведенных элементарных определениях лишь ввиду важности в дальнейшем их правильного определения.

Коэффициент пористости и коэффициент водонасыщенности. *Коэффициентом пористости грунта* e называется отношение объема

пор грунта к объему его скелета, т. е.

$$e = \frac{n}{m}, \quad (I.1)$$

где n — объем пор в единице объема грунта; m — объем твердых частиц также в единице объема грунта.

Очевидно, что $n + m = 1$.

Объем твердых частиц m грунта будет равен отношению веса твердых частиц в единице объема (численно равного γ_d) к их удельному весу γ_s , т. е.

$$m = \frac{\gamma_d}{\gamma_s}.$$

Тогда, принимая во внимание, что $n = 1 - m$, получим

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}. \quad (I.2)$$

Что касается объемного веса скелета грунта γ_d , то его легко определить, учитывая, что влажность грунта w равна отношению веса воды $\gamma - \gamma_d$ к весу скелета грунта γ_d , т. е.

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

откуда объемный вес скелета грунта равен

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}. \quad (I.3)$$

Здесь и в дальнейшем весовая влажность грунта w берется в долях единицы (например, $w = 0,20$ и т. д.).

Формулы (I.2) и (I.3) позволяют определить для условий естественного залегания грунтов величину их коэффициента пористости — эту важнейшую характеристику природной уплотненности грунтов, играющую важную роль в механике грунтов (при расчете осадок оснований сооружений и др.).

Величина коэффициента пористости e для грунтов меняется в довольно широких пределах (примерно от $e = 0,20$ до $e = 1,5$ и для органико-минеральных грунтов — до 2—12). Для достаточно уплотненных грунтов $e < 1$, если же $e > 1$, то это показывает, что грунт весьма рыхлого, неуплотненного сложения, и строительство на таких грунтах жилых зданий и промышленных сооружений требует специальных мер по искусственному их уплотнению.

Отметим важное соотношение, вытекающее из определения коэффициента пористости. Имеем

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{n}{m}, \quad \text{или} \quad e = \frac{n}{1-n}; \\ n + m &= 1. \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

Решая систему уравнений (a) относительно n и m , получим: объем пор грунта в единице его объема

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (I.4)$$

и объем твердых частиц

$$m = \frac{1}{1+e}. \quad (1.5)$$

Коэффициентом водонасыщенности грунтов (индексом водонасыщенности) I_w (или по СНиПу, степени влажности G) называется отношение природной влажности ω грунта к его полной влагоемкости ω_{\max} , соответствующей полному заполнению пор грунта водой, т. е.

$$I_w = \frac{\omega}{\omega_{\max}}. \quad (1.6)$$

При полном заполнении пор грунта водой влажность будет равна отношению веса воды в объеме пор $\left(\frac{e}{1+e} \gamma_w\right)$ к весу твердых частиц $\left(\frac{1}{1+e} \gamma_s\right)$, т. е.

$$\omega_{\max} = \frac{\frac{e}{1+e} \gamma_w}{\frac{1}{1+e} \gamma_s}, \quad \text{или} \quad \omega_{\max} = \frac{e \gamma_w}{\gamma_s}. \quad (6)$$

Подставляя полученное значение ω_{\max} в выражение (1.6), получим для коэффициента водонасыщенности (по СНиПу, степени влажности G) выражение

$$I_w = \frac{\omega \gamma_s}{e \gamma_w}. \quad (1.6')$$

Из выражения (6), полагая объемный вес воды $\gamma_w = 1 \text{ гс/см}^3$, получаем новое выражение для коэффициента пористости полностью водонасыщенных грунтов

$$e = \omega_{\max} \gamma_s, \quad (1.7)$$

т. е. коэффициент пористости полностью водонасыщенного грунта равен произведению влажности на удельный вес.

Коэффициент водонасыщенности природных глинистых грунтов близок к единице. Однако во многих случаях вследствие наличия в грунтовой воде пузырьков газов он несколько меньше единицы, что в высокой степени сказывается на сжимаемости поровой воды. При учете сжимаемости поровой воды коэффициент водонасыщенности должен быть определен с высокой степенью точности (до 0,1%).

Несвязные (сыпучие) грунты, по классификации СНиПа, разделяются на следующие группы:

Маловлажные	при $I_w \leq 0,5$
Влажные	при $0,5 \leq I_w \leq 0,8$
Насыщенные	при $I_w > 0,8$

При неполном водонасыщении ($I_w < 1$) грунт будет представлять трехфазную систему частиц — твердые минеральные частицы, вода и газы; при полном же водонасыщении ($I_w = 1$) неуплотненные грунты (в большинстве случаев залегающие ниже уровня грунтовых вод) — пески, супеси, илы, слабые суглинки и глины при наличии в порах

свободной, гидравлически непрерывной воды представляют особый класс двухфазных грунтов, так называемую *грунтовую массу*, для которой применима специальная теория фильтрационной консолидации (уплотнения) грунтов.

Следует отметить, что для грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод и находящихся в состоянии грунтовой массы, скелет грунта будет испытывать *взвешивающее действие воды*.

Учитывая для единицы объема грунта вес твердых частиц в воде $(\gamma_s - \gamma_w)$ и их объем $\left(\frac{1}{1+e}\right)$, получим для объемного веса грунта, облегченного весом вытесненной им воды, выражение

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}, \quad (I.8)$$

а учитывая, что $\frac{1}{1+e} = 1 - n$, будем иметь другое выражение для γ' :

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n). \quad (I.8')$$

Классификационные показатели грунтов применяются для отнесения грунтов к той или иной категории, чтобы предусмотреть в самых общих чертах поведение грунтов при возведении на них сооружений и выбрать нормативные давления на грунтовые основания (для назначения предварительных размеров фундаментов), а в отдельных случаях и установить возможность применения в расчетах тех или иных теоретических решений механики грунтов (теории сыпучих тел, фильтрационной теории консолидации, теории ползучести и пр.).

К классификационным показателям грунтов мы относим вещественный *состав* грунтов (зерновой и минералогический, влажность и газосодержание) и *характеристики физического состояния* (плотность — для песчаных и консистенцию — для глинистых). Последние характеристики являются в известной мере условными, позволяющими косвенным путем определить приближенно некоторые расчетные показатели механических свойств грунтов, используя, например, нормативные данные (СНиП) и другие материалы.

Зерновой состав песчаных и крупнообломочных грунтов, по которому в зависимости от крупности частиц присваивается то или иное наименование, был указан в § 1.2.

Для глинистых же грунтов первостепенное значение имеет не только общий зерновой состав и содержание мелких и мельчайших частиц (плоскочешуйчатых или тонкоигольчатых — мономинеральных размером менее 0,005 мм), а главное, диапазон влажности, в котором грунт будет пластичным, и пористость грунта.

Содержание глинистых частиц в грунте определяется специальными лабораторными анализами, методика которых излагается обычно в курсах грунтоведения; диапазон же влажности, при котором грунт будет пластичным, может быть найден весьма простым испытанием. Этот диапазон характеризуется так называемым числом, или индексом пластичности, I_p и равен разности между двумя весовыми влажностями,

выраженными в процентах, характерными для глинистых грунтов: границей текучести ω_L и границей пластичности (раскатывания) ω_p :

$$I_p = \omega_L - \omega_p. \quad (1.9)$$

Первая граница (текучести) ω_L соответствует влажности, при которой грунт переходит в текучее состояние. Эта влажность определяется условным стандартным испытанием путем нахождения влажности такой густоты грунтовой пасты (искусственно замешанного с водой грунта), при которой стандартный балансирный конус (по ГОСТ 5104—76, массой 76 г с углом при вершине в 30°) погружается в грунт от собственного веса на глубину в 10 мм.

Вторая граница (раскатывания) ω_p соответствует влажности, при которой грунт теряет свою пластичность. Она приблизительно равна влажности жгута, сделанного из грунта и раскатываемого на бумаге до потери им пластичности, т. е. когда жгут диаметром 3 мм, подсыхая во время раскатывания, начинает крошиться, тогда кусочки грунта, потерявшие пластичность, собирают, взвешивают, высушивают, вновь взвешивают и вычисляют влажность ω_p .

Продолжая далее опыт, визуально определяют минимальный диаметр, на который удается раскатать грунт. Как показали специальные опыты, этот диаметр различен для разных грунтов и соответствует определенному весовому содержанию в грунте физической глины.

Несмотря на весьма элементарное и условное определение границ текучести и раскатывания (первоначальное понятие о которых было предложено в Швеции проф. Аттербергом), эти границы в сопоставлении их с природной влажностью грунтов хорошо характеризуют физическое состояние глинистых грунтов и рекомендуются СНиПом.

На основании многочисленных исследований грунтоведов и инженеров-строителей земляных сооружений, учитывая изложенное о характерных влажностях глинистых грунтов, можно рекомендовать для строительных целей упрощенную гранулометрическую классификацию грунтов (табл. 1.1).

Таблица 1.1

Упрощенная классификация грунтов

Наименование грунта	Показатели пластичности		Содержание глинистых частиц, % по весу
	индекс (число) пластичности	диаметр жгута из грунта, мм	
Глина	> 17	< 1	> 30
Суглинок	17—7	1—3	30—10
Супесь	< 7	> 3	10—3
Песок *	Не пластичен	Не раскатывается	< 3

* Более подробная классификация крупнообломочных и песчаных грунтов дана в табл. 1.2, а глинистых — в табл. 6 СНиП 11-15—74.

Каждый из приведенных в табл. 1.1 показателей вполне характеризует глинистость грунтов.

Плотность сыпучих грунтов, имеющая первостепенное значение для оценки их как оснований сооружений, не может быть оценена визуально и поэтому ее определяют специальными испытаниями: 1) лабораторными — по коэффициенту пористости и по так называемой относительной плотности, определяемым по образцам грунта, взятым из буровых скважин или шурфов; 2) полевыми — зондированием (динамическим и статическим) в месте непосредственного залегания грунтов.

Для чистых (не слюдистых) песков достаточно определить их природный коэффициент пористости [по пробам естественной структуры, найдя γ , ω , γ_s и используя формулы (I.2) и (I.3)] и сравнить его (для отнесения к той или иной категории плотности) с нормативными данными, приведенными в табл. I.2 (СНиП II-15—74, табл. 5А).

Таблица I.2

Нормативные данные плотности песчаных грунтов

Виды песчаных грунтов	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
	при коэффициенте пористости		
Пески гравелистые, крупные и среднезернистые	$< 0,55$	$0,55—0,70$	$> 0,70$
Пески мелкие	$< 0,60$	$0,60—0,75$	$> 0,75$
Пески пылеватые	$< 0,60$	$0,60—0,80$	$> 0,80$

Более общей характеристикой плотности песчаных грунтов любого минералогического состава является их относительная плотность, или «индекс плотности» I_D , определяемый по формуле

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (I.10)$$

где e_{\max} — коэффициент пористости песчаного грунта в самом рыхлом его состоянии, определяемый для максимально разрыхленной пробы грунта (что достигается, например, осторожным насыпанием сухого грунта в мерный сосуд); e — коэффициент пористости грунта в естественном состоянии [вычисляется по формулам (I.2) и (I.3) и данным объемного веса γ , влажности ω и удельного веса γ_s]; e_{\min} — коэффициент пористости грунта в самом плотном состоянии (определяется для пробы грунта, уплотненного до постоянного минимального объема в колбе путем вибрирования или многократного постукивания).

При $I_D \leq \frac{1}{3}$ — грунт рыхлый; $I_D = \frac{1}{3} \div \frac{2}{3}$ — средней плотности; $I_D = \frac{2}{3} \div 1$ — плотный.

Расчетные сопротивления для предварительных расчетов песчаных оснований назначаются по СНиПу в зависимости от плотности, водонасыщенности и состава песков.

Однако определение характеристик плотности (коэффициента пористости и относительной плотности — индекса I_D) для некоторых

песков, залегающих ниже уровня грунтовых вод, по пробам естественной структуры затруднительно ввиду сложности, а иногда и невозможности отбора проб естественной ненарушенной структуры. В последнем случае и особенно в целях получения показателей относительной уплотненности различных напластований грунтов применяется метод *зондирования* в условиях естественного залегания грунтов, что имеет особо важное значение для оценки несущей способности свай.

В настоящее время зондирование грунтов производится двумя способами: статическим и динамическим.

Наиболее эффективным и соответствующим работе грунтов под сооружениями в условиях их естественного залегания является способ *статического зондирования* — вдавливание в грунт стандартного конуса (диаметром 36 мм, площадью основания 10 см², с углом при вершине в 60°). Вдавливание осуществляется специальной установкой; при этом по динамометру определяется предельное сопротивление грунта вдавливанию и по нему оценивается относительная плотность песков и консистенция глинистых грунтов.

Обобщенные Фундаментпроектом данные по статическому зондированию песчаных грунтов приведены в табл. I.3. Детальные же результаты статического зондирования различных по составу песков даны в табл. 5Б СНиП II-15—74.

Таблица I.3

Предельное сопротивление сыпучих грунтов вдавливанию, кгс/см², при статическом зондировании

Глубина зондирования, м	Крупные		Средней крупности		Мелкие	
	плотные	средней плотности	плотные	средней плотности	плотные	средней плотности
5	150	150—100	100	100—60	60	60—30
10	220	220—150	150	150—90	90	90—40

Следует отметить, что приведенные в табл. I.3 данные являются лишь относительными показателями, так как сопротивление вдавливанию зависит не только от плотности, но и от структурных свойств грунтов.

Для *динамического зондирования* практическое применение получило испытание стандартным пробоотборником с наружным диаметром 51 мм (рис. I.5), забиваемым вертикально на 30 см в грунт (в интервале глубин ниже отметки забоя скважины от 15 до 45 см) ударами свободно падающего молота весом 63,5 кгс (~635 Н) с высоты 71 см. При испытании фиксируют число ударов, необходимое для забивки пробоотборника на заданную глубину. Чем плотнее грунт, тем требуется большее число ударов для забивки.

В табл. I.4 приведены обобщенные Фундаментпроектом данные о соотношении между числами ударов N , необходимых для забивки пробоотборника на глубину 30 см, и относительной плотностью I_D песчаных грунтов.

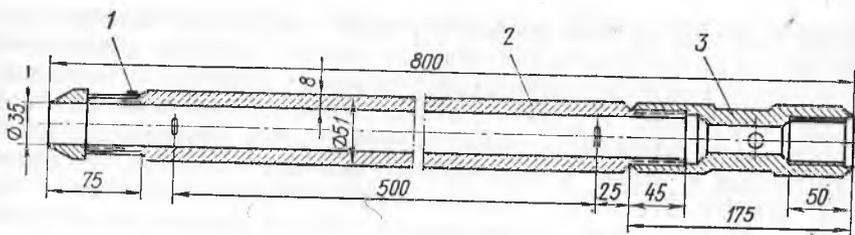


Рис. 1.5. Пробоотборник Фундаментпроекта для испытания грунтов динамическим зондированием:

1 — башмак; 2 — стальной стакан из двух половинок; 3 — переходник

Таблица 1.4

Данные динамического зондирования пробоотборником

Число ударов N	Относительная плотность I_D	Категория песчаных грунтов
1—4	$\leq 0,2$	Очень рыхлый
5—9	0,2—0,33	Рыхлый
10—29	0,33—0,66	Средней плотности
30—50	0,66—1,00	Плотный
> 50	> 1	Очень плотный

Данные по определению плотности песчаных грунтов динамическим зондированием с помощью конуса диаметром 74 мм с углом при вершине 60° приведены в табл. 5В СНиП II-15—74.

Плотность песчаных грунтов можно определять также с помощью радиометрического зонда по методу гамма-каротажа, что, однако, выходит за рамки настоящего краткого курса.

Консистенция глинистых грунтов. Уплотненность глинистых грунтов определяется их *консистенцией*, под которой понимают *густоту* и в известной мере *вязкость* грунтов, обуславливающие способность их сопротивляться пластическому изменению формы. Густота и вязкость грунтов зависят от количественного соотношения твердых частиц и воды в единице объема грунта, а также от сил взаимодействия между частицами грунта.

Показателем консистенции, или индексом текучести, I_L служит выражение

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} \quad (I.11)$$

Различают (по СНиП II-15—74) следующие виды консистенции глинистых грунтов в зависимости от величины I_L :

Глины и суглинки:

Твердая $I_L < 0$, т. е. когда $\omega < \omega_p$
 Полутвердая $I_L = 0 \div 0,25$

Тугопластичная	$I_L = 0,25 \div 0,50$
Мягкопластичная	$I_L = 0,50 \div 0,75$
Текучепластичная	$I_L = 0,75 \div 1,0$
Текучая	$I_L > 1$
<i>Сухие:</i>	
Твердая	$I_L < 1$
Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучая	$I_L > 1$

Консистенция глинистых грунтов может быть оценена также по результатам *статического зондирования* (по сопротивлению вдавливания), что часто дает более точные по сравнению с определением по границам текучести ω_L и пластичности ω_p результаты.

Приведем некоторые ориентировочные данные Фундаментпроекта консистенции глинистых грунтов, определенные по результатам статического зондирования (погружение стандартного конуса диаметром 30 мм, площадью основания 10 см^2 , с углом при вершине в 60°) при сопротивлении грунта погружению конуса, кгс/см^2 :

Более 100	консистенция твердая
100—50	» полутвердая
50—20	» тугопластичная
20—10	» мягкопластичная
Менее 10	» текучепластичная

Глинистые грунты по удельному сопротивлению зондированию p_3 в кгс/см^2 подразделяются (по СНиПу) на следующие виды: очень прочные — при $p_3 > 2$; прочные — при $2 > p_3 > 1$; среднепрочные — при $1 > p_3 > 0,5$; слабые — при $p_3 \leq 0,5$.

При этом удельное сопротивление зондированию p_3 в кгс/см^2 (Па) при испытании грунта конусом с углом при вершине в 30° определяется по формуле

$$p_3 = P/h^2, \quad (1.12)$$

где P — вертикальное усилие на конус, кгс (Н); h — глубина погружения конуса, см (м).

Показатели консистенции глинистых грунтов имеют столь же существенное значение для общей их оценки, как и показатели плотности для грунтов песчаных, так как по величине их назначают расчетные сопротивления оснований (для определения предварительных, а для сооружений III и IV классов и окончательных размеров фундаментов). Так, например, для песков мелких плотных и маловлажных расчетное давление равно 4 кгс/см^2 ($\sim 0,4 \text{ МПа}$), а для средней плотности — 3 кгс/см^2 , при полном же насыщении водой — 2 кгс/см^2 . Точно так же для глин, например, твердой консистенции, близкой к текучей, — всего лишь 1 кгс/см^2 (СНиП II-15—74).

Кроме того, для глинистых грунтов, как будет показано в последующих главах, их консистенция имеет значение и для установления применимости тех или иных расчетных теорий: сплошных (однокомпонентных) деформируемых масс (упругости, пластичности, вязких течений); фильтрационной консолидации; наследственной ползучести и др.

ГЛАВА II

ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

Ниже рассматриваются основные закономерности механики грунтов как механики дисперсных тел, которые совместно с уравнениями теоретической механики и механики деформируемых сплошных тел дают систему зависимостей, достаточную для решения задач механики грунтов. Эти закономерности и необходимые при их использовании характеристики грунтов, а также основные практические приложения приведены в табл. II.1. Перечисленные зависимости являются важнейшими закономерностями, описывающими механические свойства дисперсных (мелкораздробленных) тел, какими являются грунты.

Таблица II.1

Основные закономерности механики грунтов

Особые свойства грунтов	Закономерность	Показатели	Практические приложения в механике грунтов
Сжимаемость	Закон уплотнения	Коэффициент сжимаемости	Расчет осадок фундаментов
Водопроницаемость	Закон ламинарной фильтрации	Коэффициент фильтрации	Прогноз скорости осадок водонасыщенных грунтовых оснований
Контактная сопротивляемость сдвигу	Условие прочности	Коэффициент внутреннего трения и сцепление	Расчеты предельной прочности, устойчивости и давления на ограждения
Структурно-фазовая деформируемость	Принцип линейной деформируемости	Модули деформируемости	Определение напряжений и деформаций грунтов

Так, с ж и м а е м о с т ь грунтов, обусловленная изменением их пористости, а следовательно, и общего их объема под действием внешних сил вследствие переупаковки частиц (т. е. изменения содержания твердых частиц в единице объема грунта), есть свойство лишь дисперсных материалов, не учитываемое в строительной механике сплошных тел. Следует, однако, отличать сжимаемость грунтов как весьма характерное их свойство, обуславливаемое изменением пористости, от общей деформируемости грунтов, присущей всем физическим телам и имеющей лишь свои особенности для грунтов.

В о д о п р о н и ц а е м о с т ь, представляя общее свойство всех пористых тел, имеет для грунтов особенность, так как является для

них переменной величиной, изменяющейся в процессе уплотнения их под нагрузкой.

Контактная сопротивляемость сдвигу обусловлена лишь внутренним трением в сыпучих грунтах и трением со сцеплением в грунтах связных.

Наконец, деформируемость грунтов зависит как от сопротивляемости и податливости их структурных связей (будут ли связи сплошные или только в точках контакта минеральных частиц; являются ли они пластичными — водно-коллоидными, или хрупкими — кристаллизационными и т. п.), так и от деформируемости отдельных компонентов, образующих грунты. При этом при однократном нагружении и давлении, большем прочности жестких структурных связей, грунты всегда будут иметь кроме восстанавливающихся и остаточные деформации, во много раз превосходящие по величине деформации восстанавливающиеся.

§ П.1. СЖИМАЕМОСТЬ ГРУНТОВ. ЗАКОН УПЛОТНЕНИЯ

Сжимаемость грунтов является характернейшим их свойством, существенно отличающим грунты от массивных горных пород и других твердых тел, и заключается в способности грунтов изменять (иногда значительно) свое строение (упаковку твердых частиц) под влиянием внешних воздействий (сжимающей нагрузки, высыхания, коагуляции коллоидов и пр.) на более компактное за счет уменьшения пористости грунта.

Уменьшение пористости грунтов при более компактной упаковке частиц происходит как вследствие возникновения некоторых местных сдвигов частиц и соскальзывания более мелких частиц в поры грунта, так (особенно у дисперсных водонасыщенных глинистых грунтов) и вследствие изменения толщины водно-коллоидных оболочек минеральных частиц под влиянием увеличения давления, высыхания, коагуляции и пр.

Кроме того, на переупаковку частиц влияет *ползучесть скелета* грунта и оболочек прочносвязанной воды (которые также можно отнести к скелету грунта), обусловленная искажением формы кристаллических решеток минеральных частиц и медленным вязким течением молекулярных слоев прочносвязанной воды.

Следует здесь же отметить, что для грунтов полностью водонасыщенных изменение пористости возможно лишь при изменении их влажности (выдавливании или всасывании воды) и некоторого внутриобъемного сжатия газовых включений; для грунтов же неводонасыщенных оно может происходить и при сохранении их влажности.

Изменение объема пор дисперсных грунтов при высыхании (в процессе обезвоживания диффузных оболочек и увеличения капиллярного сжатия), а также в результате медленных физико-химических процессов (например, старения коллоидов) учитывают лишь в отдельных исключительных случаях, и основным процессом изменения объема грунтов будет *уплотнение их под нагрузкой*.

Следует различать *уплотняемость* грунтов при кратковременном действии динамических нагрузок (механическую) и *уплотнение* при длительном действии постоянной статической нагрузки (компрессию, консолидацию и пр.).

При *механическом воздействии* вибрационными, трамбуемыми и подобными механизмами хорошо уплотняются лишь маловлажные рыхлые песчаные и неводонасыщенные грунты, имеющие жесткие контакты между минеральными частицами, которые при этих воздействиях легко нарушаются, что и обуславливает перегруппировку частиц и более плотную их упаковку. В водонасыщенных же песках динамические нагрузки вызывают значительные напоры в воде, грунт взвешивается в некоторой области и при определенных условиях разжижается, растекаясь по большой площади. Однако чем больше внешнее давление на поверхность грунта, подвергаемого динамическому воздействию (например, вибрационному), тем менее оно эффективно, так как труднее преодолеваются усилия в точках контакта частиц.

В глинистых грунтах, которые вследствие их связности при динамических нагрузках уплотняются очень мало, возникающие в воде напоры при незначительной водопроницаемости этих грунтов гасаются на весьма малом расстоянии и разжижения не происходит.

При *уплотнении грунтов сплошной постоянной нагрузкой* (компрессии грунтов) следует рассматривать, по крайней мере, два диапазона давлений: 1 — когда внешнее давление меньше прочности структурных связей и 2 — когда эти связи преодолены.

В первом случае, как показывают исследования, проведенные в МИСИ и других исследовательских организациях, уплотнения грунтов не происходит, так как возникающие под действием внешней нагрузки деформации в этом случае будут упругими деформациями структурных связей и грунт будет деформироваться как сплошное квазитвердое тело.

Во втором случае, т. е. когда жесткие структурные связи преодолены (при давлениях, больших структурной прочности), грунты будут уплотняться значительно, причем для грунтов с водно-коллоидными связями уплотнение будет происходить за счет сжатия водно-коллоидных оболочек минеральных частиц с выдавливанием некоторого количества воды, а также в известной мере и за счет ползучести скелета грунта. Выдавливание же воды для данных глинистых грунтов возможно лишь при напоре, вызываемом действием внешней нагрузки, большем некоторой начальной величины.

Для грунтов, обладающих одновременно и мягкими водно-коллоидными и жесткими кристаллизационными связями, процесс уплотнения будет значительно сложнее.

Зависимость между влажностью, давлением и коэффициентом пористости. Для установления основных показателей сжимаемости грунта производят испытания его на уплотнение под нагрузкой в условиях одномерной задачи, когда деформации грунта могут развиваться только в одном направлении и никакие другие силы, кроме внешней нагрузки, не действуют.

При испытании водонасыщенного грунта его поверхность покрывают слоем воды, что позволяет избежать высыхания грунта в процессе

опыта (который длится обычно от нескольких часов до нескольких дней), а следовательно, избежать развития в нем сил капиллярного давления.

Для испытания грунта на сжимаемость применяют приборы с жесткими стенками (одометры) для обеспечения сжатия грунта только в одном направлении (без возможности его бокового расширения —

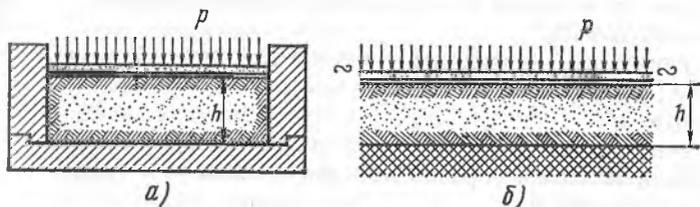


Рис. П.1. Схемы компрессионного сжатия грунта в жестком кольце (а) и при сплошной нагрузке (б)

рис. П.1, а). Подобные граничные условия соответствуют в природе сжатию отдельного слоя грунта под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки (например, веса вышележащих слоев грунта — рис. П.1, б). Нагрузку на поверхность грунта прикладывают отдельными возрастающими ступенями (например, 0,05; 0,10; 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 4,0 кгс/см², соответственно 0,005; 0,010; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2; 0,4 МПа), так как

чем более будет уплотнен грунт предыдущей ступенью нагрузки, тем меньше будут его деформации и требуется большая точность измерений.

Опытами (проф. Терпиги и др.) было установлено, что для водонасыщенных, но маловодопроницаемых глинистых грунтов каждому приращению внешнего давления соответствует вполне определенное изменение влажности.

Зависимость между влажностью и давлением можно изобразить в виде графика (рис. П.2, а), который носит название компрессионной кривой. Так как для полностью водонасыщенных грунтов существует закономерная связь между влажностью и коэффициентом пористости [зависимость (1.7)], то компрессионную кривую (рис. П.2, а) легко перестроить в координатах коэффициент пористости — давление (рис. П.2, б).

Дальнейшие исследования показали, что компрессионные кривые применимы для оценки сжимаемости любых дисперсных материалов

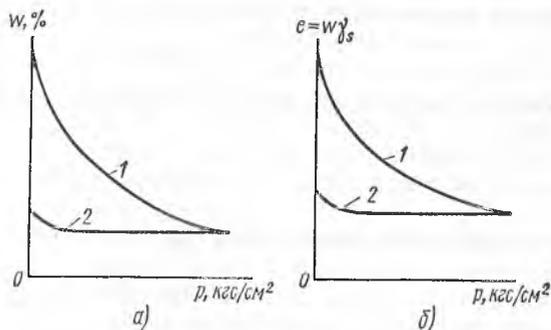


Рис. П.2. Компрессионные кривые для глинистого грунта:

1 — кривые уплотнения; 2 — кривые разуплотнения (набухания)

(связных, сыпучих), но для материалов водопроницаемых (например, песков) не могут быть построены по изменению влажности, так как при нагрузке этих материалов влажность восстанавливается почти мгновенно.

Более общим методом построения компрессионных кривых является метод определения коэффициента пористости по осадкам образцов грунта при уплотнении их в компрессионном приборе.

Если обозначить:

e_0 — начальный коэффициент пористости грунта; вычисляется по формулам (1.2) и (1.3) и данным объемного веса, влажности и удельного веса грунта;

e_i — коэффициент пористости грунта при любой степени нагрузки;

s_i — полная осадка образца при данной нагрузке (p_i), измеренная от начала загрузки;

Δn_i — изменение пористости грунта (объема пор) от начала загрузки;

h — начальная высота образца грунта,

то, учитывая, что коэффициент пористости есть отношение объема пор к объему твердых частиц, будем иметь

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta n_i}{m}. \quad (B_1)$$

Так как для образца грунта, испытываемого без возможности бокового расширения, изменение объема пор Δn_i численно равно произведению осадки s_i на площадь образца F , т. е.

$$\Delta n_i = s_i F, \quad (B_2)$$

а объем твердых частиц во всем объеме грунта, учитывая выражение (1.5),

$$m = \frac{1}{1 + e_0} Fh, \quad (B_3)$$

то, подставляя (B₂) и (B₃) в (B₁), получим

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{s_i}{h}. \quad (II.1)$$

Формулой (II.1) и пользуются для вычисления коэффициентов пористости, соответствующих данным ступеням нагрузки, а по ним строят и всю компрессионную кривую.

В ряде случаев (например, при оценке деформируемости просадочных грунтов и учете нелинейности сжатия при большом диапазоне давлений) в качестве характеристики сжимаемости грунтов применяется и так называемый *модуль осадки* (предложенный проф. Н. Н. Масловым, 1941) $\epsilon_p = s_i/h$ — относительная деформация грунта при данном давлении, выраженная в промиллях (мм/м).

Для грунтов естественной ненарушенной структуры компрессионная кривая имеет два участка (рис. II.3): первый — до давлений, не превосходящих структурной прочности грунта $p_{стр}$, с очертанием, близким к линейному, и очень малыми изменениями коэффициента

пористости, и второй — криволинейный, со значительными изменениями коэффициента пористости, что указывает на уплотнение грунта под нагрузкой, превосходящей структурную прочность грунта. При меньших же нагрузках уплотнения грунта не происходит.

В дальнейшем мы будем рассматривать компрессионные кривые только при давлениях, больших структурной прочности грунта.

Что касается величины структурной прочности грунтов $p_{стр}$, то, как будет показано в последующих главах, она является весьма важной характеристикой грунтов. Величину ее можно определить по компрессионной кривой ненарушенной структуры, испытывая грунты (до достижения структурной прочности) весьма малыми ступенями нагрузки (примерно $0,02-0,10$ кгс/см², $0,002-0,010$ МПа), тогда рез-

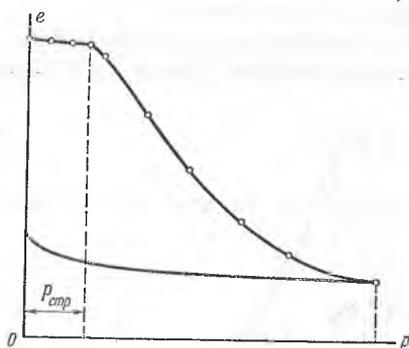


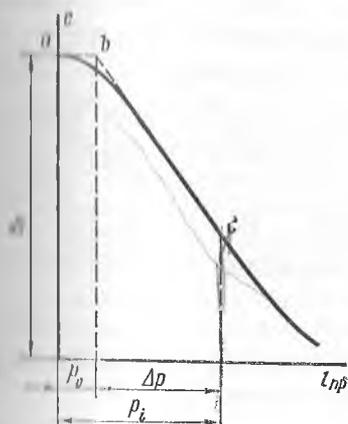
Рис. 11.3. Компрессионные кривые для образцов грунта ненарушенной структуры

кий перелом компрессионной кривой и будет соответствовать достижению структурной прочности сжатия грунта (рис. 11.3).

Другой метод определения структурной прочности предложен проф. Е. И. Медковым по результатам испытания бокового давления грунта при трехосной компрессии и соответствует давлению, при котором практически отсутствует боковое давление грунта.

Определение указанных выше давлений требует разработки специальной методики испытания, и в настоящее время величина структурной прочности может быть определена лишь с известным приближением, зависящим, главным образом, от точности измерений.

Рис. 11.4. Компрессионная кривая в полулогарифмических координатах



Если начертить компрессионную кривую в полулогарифмических координатах (рис. 11.4), то изменения коэффициента пористости грунта (для давлений, больших структурной прочности) будут *линейно* зависеть от логарифма изменений внешнего давления. Тогда уравнение компрессионной кривой для большого диапазона давлений может быть представлено в виде

$$e_i = e_0 - C_c \ln \left(\frac{p_i}{p_0} \right), \quad (11.2)$$

где e_0 и p_0 — начальные коэффициент пористости и давление, близкое величине структурной прочности; e_i и p_i — коэффициент пористости и давление, соответствующее i -й ступени нагрузки; C_c — коэффициент компрессии.

Коэффициент компрессии C_c есть тангенс угла наклона полулогарифмической кривой к оси давлений и численно равен разности коэффициента пористости при $p_i = e_i$ и $p_0 = 1$ кгс/см², так как при $p_i = e \ln p_i = 1$.

Этот коэффициент (по размерности отвлеченное число) характеризует сжимаемость грунтов в большом диапазоне давлений.

Если ограничиться небольшим изменением давлений (порядка 1 — 3 кгс/см², 0,1 — 0,3 МПа, что обычно и имеет место в основаниях сооружений), то с достаточной для практических целей точностью можно принять отрезок прямой kl компрессионной кривой (рис. II.5) за прямую. Тогда согласно обозначениям на рисунке будем иметь

$$e_i = e_0 - \operatorname{tg} \alpha p_i. \quad (\text{II.3})$$

Рис. II.5. Определение параметров отрезка компрессионной кривой

Тангенс угла наклона отрезка компрессионной кривой к оси давлений $\operatorname{tg} \alpha$ характеризует сжимаемость грунта в рассматриваемом диапазоне давлений (от p_1 до p_2), так как чем больше угол наклона α , тем больше будет и сжимаемость грунта. Эта величина носит название *коэффициента сжимаемости* грунта и обозначается m_0 , т. е.

$m_0 = \operatorname{tg} \alpha$.

Коэффициент сжимаемости может быть выражен через значения p и e для крайних точек k и l прямолинейного отрезка (рис. II.5):

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (\text{II.4}')$$

или, обозначив $p_2 - p_1 = p$ (где p — приращение давлений, или так называемое *действующее давление*), будем иметь

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p}, \quad (\text{II.4}'')$$

т. е. коэффициент сжимаемости равен отношению изменения коэффициента пористости к величине действующего давления.

Подставляя в уравнение (II.3) вместо $\operatorname{tg} \alpha$ величину m_0 , получим уравнение прямолинейного отрезка компрессионной кривой в виде

$$e_i = e_0 - m_0 p_i. \quad (\text{II.3}')$$

Для отрезка $k'l'$ (рис. II.5) кривой набухания (разгрузки) точно таким же путем получим

$$e'_i = e'_c - \operatorname{tg} \alpha' p_i, \quad (\text{II.3}''')$$

где $\operatorname{tg} \alpha'$ — коэффициент набухания.

При расчетах осадок уплотнения грунтов часто пользуются величиной так называемого коэффициента относительной сжимаемости m_v , равной

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}. \quad (\text{II.5})$$

Физический смысл этого коэффициента установим на основании следующих соотношений.

Из уравнения (II.3') имеем

$$e_0 - e_i = m_0 p_i; \quad (\text{r}_1)$$

с другой стороны, из выражения (II.1)

$$e_0 - e_i = (1 + e_0) \frac{s_i}{h}. \quad (\text{r}_2)$$

Приравнявая правые части (r₁) и (r₂) и принимая во внимание выражение (II.5), получим

$$m_v = \frac{s_i}{h p_i}, \quad (\text{II.5}')$$

т. е. коэффициент относительной сжимаемости равен относительной осадке s_i/h , приходящейся на единицу действующего давления p_i .

Таким образом, имеем следующие характеристики сжимаемости грунтов: C_c , m_0 и m_v , причем первый коэффициент — число отвлеченное, а коэффициенты m_0 и m_v имеют размерность, обратную удельному давлению (см²/кгс).

Закон уплотнения. Уравнение (II.3') описывает изменение коэффициента пористости лишь для спрямленного участка компрессионной кривой и поэтому является уравнением приближенным. Если же изменения давлений будут бесконечно малыми, то изменения коэффициента пористости будут *строго* (точно) пропорциональны изменению давления. Дифференцируя уравнение (II.3'), получим

$$de = -m_0 dp. \quad (\text{II.6})$$

Полученное соотношение имеет особо важное значение в механике грунтов и кладется в основу установления ряда ее фундаментальных положений: принципа линейной деформируемости, принципа гидроемкости, дифференциального уравнения консолидации и др. и называется *законом уплотнения грунтов*.

Этот закон формулируется следующим образом: *бесконечно малое изменение относительного объема пор грунта прямо пропорционально бесконечно малому изменению давления*.

При небольших изменениях давлений уравнение (II.6) можно распространить и на конечные изменения величин e и p . По рис. II.5

$$e_1 - e_2 = m_0 (p_2 - p_1). \quad (\text{II.7})$$

Тогда закон уплотнения может быть сформулирован следующим образом: при небольших изменениях уплотняющих давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления.

Общий случай компрессионной зависимости. Изменения коэффициента пористости e грунта при компрессионном сжатии в общем случае будут зависеть не только от величины вертикальных нормальных напряжений σ_z , но и от горизонтальных σ_y и σ_x .

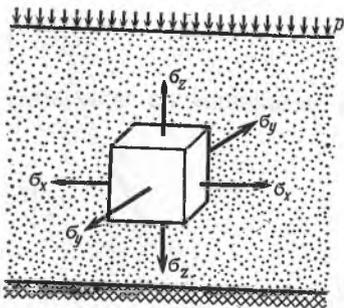


Рис. П.6. Схема напряжений в элементе грунта при действии сплошной равномерно распределенной нагрузки

Следуя проф. Н. М. Герсеванову примем наиболее простое положение том, что коэффициент пористости в любой точке грунтовой массы зависит только от суммы всех нормальных напряжений Θ , действующих в этой точке. Это положение является известным допущением, так как для очень вязких и плотных глинистых грунтов на изменения коэффициента пористости будут в некоторой мере влиять и сдвигающие (касательные) напряжения, обуславливающие ползучесть скелета грунта. Для «грунтовой же массы» в нашем определении, к которой мы относим все полностью водонасыщенные *неуплотненные*

грунты (мелкие пески и супеси, слабые суглинки и глины) с несжимаемым минеральным скелетом и наличием свободной (несвязанной) воды, это положение будет достаточно хорошо отвечать действительности.

Определим сумму главных напряжений в случае сжатия слоя грунта без возможности его бокового расширения, выделив элементарный параллелепипед (рис. П.6), который в условиях данной задачи будет испытывать лишь нормальные (главные) напряжения σ_x , σ_y и σ_z .

Так как горизонтальные деформации (расширение грунта в стороны) невозможны, то горизонтальные относительные деформации будут равны нулю, т. е. $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$, откуда вытекает, что $\sigma_x = \sigma_y$. Кроме того, из условия равновесия имеем $\sigma_z = p$.

Напишем известное выражение для горизонтальной относительной деформации ϵ_x при действии напряжений по трем взаимно перпендикулярным направлениям:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \frac{\mu_0}{E_0} (\sigma_y + \sigma_z), \quad (Д_1)$$

где E_0 и μ_0 — модули деформируемости грунта, аналогичные модулю упругости и коэффициенту Пуассона упругих тел, но относящиеся к общей деформации грунта, что отмечено буквой «0».

Подставляя в выражение (Д₁) $\sigma_x = \sigma_y$, $\sigma_z = p$ и $\epsilon_x = 0$, получим

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} p, \quad (Д_2)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 p, \quad (Д_3)$$

$$\xi_0 = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}. \quad (II.8)$$

Величина ξ_0 называется *коэффициентом бокового давления грунта в состоянии покоя*.

Пользуясь полученными соотношениями, можем составить сумму нормальных напряжений, которую обозначим Θ :

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z.$$

Так как $\sigma_z = p$, а $\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 p$, то получим

$$\Theta = (1 + 2\xi_0) p, \quad (II.9)$$

откуда

$$p = \frac{\Theta}{1 + 2\xi_0}. \quad (Д_4)$$

Подставив полученное выражение в уравнение прямолинейного отрезка компрессионной кривой (П.3'), будем иметь

$$e_i = e_0 - m_0 \frac{\Theta}{1 + 2\xi_0}, \quad (Д_5)$$

откуда

$$e_i + \frac{m_0}{1 + 2\xi_0} \Theta = e_0 = \text{const.} \quad (II.10)$$

Полученное уравнение показывает, что изменение коэффициента пористости (или влажности) грунтовой массы в данной точке или, по Н. М. Герсеванову, «гидроемкости» грунтовой массы. Последнее и формулирует так называемый *принцип гидроемкости* проф. Н. М. Герсеванова.

Как пример применения принципа гидроемкости отметим способ определения эквивалента капиллярного давления, т. е. величины среднего всестороннего давления p_k , заменяющего действие всех капиллярных сил.

По компрессионной кривой образца грунта нарушенной структуры, называемой главной ветвью компрессионной кривой (рис. II.7), определяем величину уплотняющего давления, которое может привести грунт из текучего состояния в состояние данной плотности e . Обозначим это давление p_s .

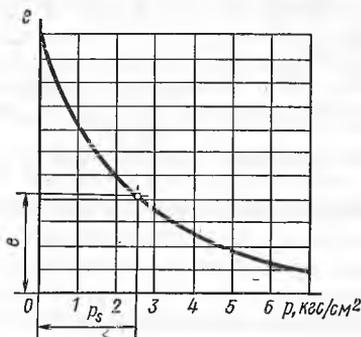


Рис. II.7. Определение эквивалента капиллярного давления по главной ветви компрессионной кривой

При всестороннем сжатии элемента грунтовой массы капиллярным давлением p_k его гидроемкость будет равна

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3p_k. \quad (e_1)$$

С другой стороны, согласно формуле (II.9)

$$\Theta = (1 + 2\xi_0) p_s. \quad (e_2)$$

Приравнивая правые части выражений (e₁) и (e₂), получим

$$p_k = \frac{1 + 2\xi_0}{3} p_s. \quad (II.11)$$

Отметим, что изложенный способ определения эквивалента капиллярного давления применим для общей оценки среднего капиллярного

давления глинистых грунтов, образовавшихся лишь при гравитационном уплотнении их в водных бассейнах без возникновения жестких цементационных связей.

Для грунтов, не обладающих жесткими связями, если известна высота капиллярного поднятия (всасывания) в них воды h_k , т. е. расстояние от уровня грунтовых вод до уровня поверхности капиллярных менисков, капиллярное давление будет равно

$$p_k = \gamma_w h_k. \quad (II.12)$$

Коэффициент бокового давления. В общем случае коэффициент бокового давления грунтов ξ есть отношение приращения горизонтального давления грунта dq к приращению действующего вертикального давления dp , т. е.

$$\xi = \frac{dq}{dp}.$$

Отделяя переменные и интегрируя, получим

$$q = \xi p + D. \quad (II.13)$$

Выражение (II.13) есть уравнение прямой с угловым коэффициентом ξ и постоянной интегрирования D , определяемой из начальных условий.

Как показывают соответствующие опыты (В. Г. Булычева, Н. В. Лалетина, К. Терцаги и др.), для весьма рыхлых песков, совершенно не обладающих структурной прочностью, начальное давление (рис. II.8)

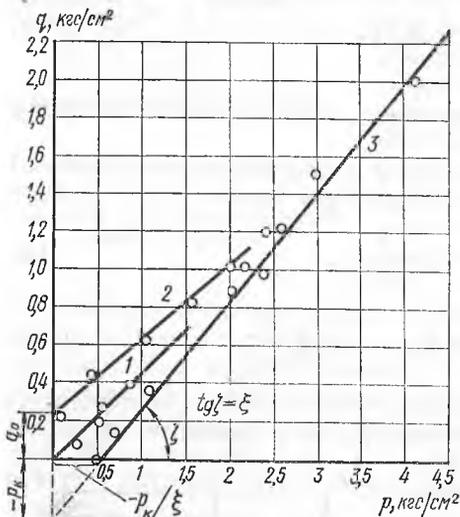


Рис. II.8. Определение коэффициента бокового давления грунта по результатам опытов:

1 — совершенно рыхлый песок; 2 — уплотненный песок; 3 — водонасыщенный суглинок

1 — совершенно рыхлый песок; 2 — уплотненный песок; 3 — водонасыщенный суглинок

приращению действующего вертикального давления dp , т. е.

$q_0 = 0$ и $D = 0$; для предварительно уплотненных песков величина $q_0 \neq 0$ и составляет некоторую долю от уплотняющего давления p_0 , т. е. $D = q_0 = \alpha p_0$ (причем, $\alpha < 1$), а для связных глинистых грунтов оно будет отрицательно и, по Герсеванову, равно капиллярному давлению, т. е. $D = -p_k$, что и подтверждается опытом — прямая 3 на рис. II.8 отсекает на оси p некоторый отрезок, равный $-p_k/\xi$.

Значения коэффициента бокового давления ξ получены следующие: для песчаных грунтов $\xi = 0,25 \div 0,37$ и для глинистых (в зависимости от консистенции) $\xi = 0,11 \div 0,82$.

§ II.2. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ГРУНТОВ. ЗАКОН ЛАМИНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Второй особенностью грунтов как дисперсных (мелкораздробленных) пористых тел является их *водопроницаемость*, т. е. способность фильтровать воду. Фильтрация в грунтах зависит от степени уплотнения грунтов, а для тугопластичных, полутвердых глин — и наличия начального градиента напора*, преодолев который, лишь начинается движение воды.

Движение разных видов воды в грунтах происходит под влиянием различных (в зависимости от связанности частиц воды с минеральным скелетом) факторов: паробридной — под действием разности упругости водяного пара различных точек грунта (зависящей от их температуры); пленочной — под действием разности осмотических давлений, капиллярной — под действием разности сил всасывания (адсорбционных) и, наконец, гравитационной — под действием разности напоров воды.

Обобщая, можно сказать, что для движения воды необходим некоторый градиент напора, вызываемый теми или иными физическими причинами.

Напорное движение воды в грунтах изучается как в теории движения грунтовых вод, очень важной для гидротехники, так и в механике грунтов, где величина напоров определяется не только расположением точек грунта от нулевого уровня (рис. II.9), но и величиной внешнего давления от сооружения, которое также вызывает напорное движение свободной и рыхлосвязанной поровой воды.

Скорость напорного движения грунтовых вод зависит от размера пор грунта, сопротивлений по пути фильтрации и величины действующих напоров.

Если линии токов воды (движения частиц воды в потоке) нигде не пересекаются друг с другом, то такое движение называется *лами-*

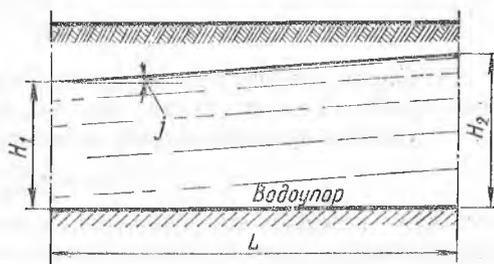


Рис. II.9. Схема фильтрации воды в грунтах

* См. следующий пункт этого параграфа.

нарным; при наличии же пересечений и завихрений движение будет турбулентным.

В грунтах, как показывают соответствующие опыты (Пуазейля, Дарси, Н. Н. Павловского), в большинстве случаев движение воды будет ламинарным.

Ламинарное движение воды происходит с тем большей скоростью, чем больше так называемый гидравлический градиент i или в простейшем случае уклон $\operatorname{tg} j$ поверхности уровня грунтовых вод (рис. П.9).

Гидравлический градиент равен отношению потери напора $H_2 - H_1$ к длине пути фильтрации L , т. е.

$$i = \frac{H_2 - H_1}{L}, \quad (\text{ж}_1)$$

или, вводя обозначение «действующий напор»

$$H = H_2 - H_1, \quad (\text{ж}_2)$$

будем иметь

$$i = \frac{H}{L}. \quad (\text{ж}_3)$$

По Дарси, расход воды в единицу времени через единицу площади поперечного сечения грунта, или так называемая скорость фильтрации v_ϕ , прямо пропорционален гидравлическому градиенту i , т. е.

$$v_\phi = k_\phi i, \quad (\text{П.14})$$

где k_ϕ — коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при градиенте, равном единице (имеет размерность см/с, см/год и т. п.).

Экспериментальная зависимость (П.14) скорости фильтрации от гидравлического градиента носит название закона ламинарной фильтрации (Дарси, 1885).

В механике грунтов движение воды изучается, главным образом, при действии напоров, вызываемых в поровой воде внешней нагрузкой, которая также выражается высотой столба воды, пользуясь зависимостью

$$H = \frac{p}{\gamma_w}, \quad (\text{ж}_4)$$

где $\gamma_w = 0,001$ кгс/см³ — объемный вес воды.

Так, например, внешнему давлению (нагрузке) $p = 1,5$ кгс/см² ($\sim 0,15$ МПа) соответствует действующий напор, равный

$$H = \frac{1,5}{0,001} = 1500 \text{ см} = 15 \text{ м.}$$

Приведем средние величины коэффициентов фильтрации для однородных (без каверн) глинистых грунтов при выжимании (фильтрации) в них воды под давлением около 1—2 кгс/см² ($\sim 0,1$ — $0,2$ МПа):

$$\begin{aligned} \text{Супеси } k_\phi &= r \cdot 10^{-3} \div r \cdot 10^{-6} \text{ см/с} \\ \text{Суглинки } k_\phi &= r \cdot 10^{-5} \div r \cdot 10^{-8} \text{ см/с} \\ \text{Глины } k_\phi &= r \cdot 10^{-7} \div r \cdot 10^{-10} \text{ см/с} \end{aligned}$$

где r означает любое число от 1 до 9.

Конечно, приведенные величины будут отличными от величин коэффициентов фильтрации, полученных методом полевых откачек.

В расчетах по механике грунтов (например, при прогнозе скорости осадок водонасыщенных грунтов), чтобы избежать столь малых величин, часто выражают коэффициент фильтрации в см/год, причем можно принимать $1 \text{ см/с} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$.

О начальном градиенте в глинистых грунтах. Фильтрация воды в вязких глинистых грунтах имеет свои особенности, вызванные малыми размерами пор и вязким сопротивлением водно-коллоидных пленок, обволакивающих минеральные частицы грунтов. Чем тоньше водно-коллоидные пленки, что имеет место у уплотненных глинистых грунтов, тем большее сопротивление они оказывают напорному движению воды как вследствие большой вязкости водно-коллоидных пленок (по М. П. Воларовичу), так и их упругости (по Б. В. Дерягину).

Согласно исследованиям С. А. Рода и Б. Ф. Рельтова, фильтрация воды в вязких (тугопластичных) глинистых грунтах начинается лишь при достижении градиентов напора некоторой начальной величины, преодолевающей внутреннее сопротивление движению, оказываемое водно-коллоидными пленками.

На рис. II.10 показаны экспериментально найденные зависимости скорости фильтрации v_{ϕ} от гидравлического градиента i : для песков — кривая I, и для глин — кривая II (масштаб v_{ϕ} для глин увеличен на несколько порядков).

На кривой II можно различать три участка: начальный 0—1, когда скорость фильтрации практически равна нулю ($v_{\phi} = 0$); переходный 1—2 — криволинейный и, наконец, 2—3 — прямолинейный — установившейся фильтрации, когда скорость фильтрации пропорциональна действующему градиенту.

Для последнего участка (основного)

$$v_{\phi} = k'_{\phi} (i - i'_0), \quad (\text{II.15})$$

где i'_0 — начальный градиент напора для данной глины.

Отметим, что ввиду неопределенности в очертании и незначительности по величине переходного участка 1—2 можно принимать пересечение продолженной наклонной прямой 3—2 с осью i за величину начального градиента напора.

Следует указать, что учет закономерности (II.15) при прогнозе осадков уплотнения вязких глинистых грунтов под действием внешней нагрузки (давления) от возводимых сооружений весьма существенно

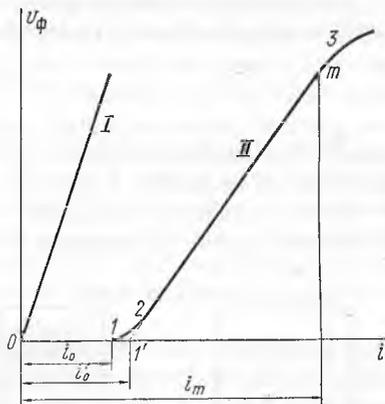


Рис. II.10. Зависимость скорости фильтрации v_{ϕ} от градиента напора i : I — для песка; II — для глины (в разных масштабах)

сказывается на величине прогнозируемых осадок и позволяет точнее подойти к их оценке.

Эффективные и нейтральные давления в грунтовой массе. При исследовании сжатия грунтовой массы рассматриваются две системы давлений: 1 — давления в скелете грунта p_z и 2 — давления в поровой воде p_w . Первые называются *эффективными* давлениями, так как они эффективно действуют на грунтовые частицы, уплотняя и упрочняя грунт; вторые — *нейтральными* давлениями, так как они (по проф. Л. Рендулику) не уплотняют и не упрочняют грунт, а создают лишь напор в воде, вызывающий ее фильтрацию.

Для любого момента времени в полностью водонасыщенной грунтовой массе имеет место соотношение

$$p = p_z + p_w, \quad (II.16)$$

т. е. полное давление равно сумме эффективного и нейтрального давлений. С изменением одного из слагаемых (при постоянном внешнем давлении p) меняется и другое слагаемое.

Чтобы пояснить сказанное, рассмотрим давление в тонком слое грунтовой массы, уложенной в цилиндрический сосуд (рис. II.11, а).

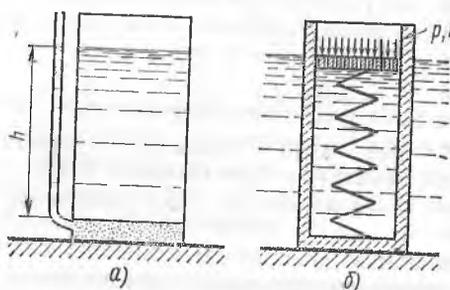


Рис. II.11. Схемы приборов, поясняющие две системы давлений в водонасыщенных грунтах:

а — схема передачи давлений на скелет грунта; б — модель сжатия грунтовой массы (нагрузка вначале вся передается на воду, затем, по мере сжатия, на скелет грунта)

Если к поверхности грунта приложить нагрузку интенсивностью p кгс/см² (МПа) при помощи дырчатого штампа или слоя свинцовой дроби, то под действием нагрузки произойдет уплотнение грунта и увеличится его сопротивление сжатию, сдвигу и т. п., т. е. нагрузка будет *эффективно* действовать на слой грунта.

Если же в сосуд вместо дроби налить воду на такую высоту ($h = p/\gamma_w$), чтобы давление осталось прежним, то, как показано

опытами проф. Л. Рендулика (1936), давление от налитой воды передается только на поровую воду, увеличив напор ее, и не скажется на уплотнении грунта, т. е. будет *нейтральным давлением*.

Отметим, что эффективное давление p_z всегда передается только через точки и площадки контактов твердых частиц, а нейтральное p_w — через *поровую* воду, и, если оно положительно (сверх гидростатического), то называется *поровым давлением*.

Понятие об эффективном и нейтральном давлениях распространяют и на любые нормальные напряжения, действующие в водонасыщенных грунтах. В общем случае можно написать

$$\sigma = \bar{\sigma} + u,$$

$$\bar{\sigma} = \sigma - u,$$

(II.17)

т. е. эффективное напряжение $\bar{\sigma}$ в любой точке водонасыщенного грунта равно разности между полным σ и нейтральным u напряжениями.

§ II.3. КОНТАКТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТОВ СДВИГУ. УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ

Под действием внешней нагрузки в отдельных точках (областях) грунта эффективные напряжения могут превзойти внутренние связи между частицами грунта, при этом возникнут *скольжения* (сдвиги) одних частиц или агрегатов их по другим и может нарушиться сплошность грунта в некоторой области, т. е. прочность грунта будет превзойдена.

Внутренним сопротивлением, препятствующим перемещению (сдвигу) частиц в идеально сыпучих телах, к которым можно отнести чистые пески, будет лишь трение, возникающее в точках контакта частиц. В идеальных же связных грунтах, таких, как, например, очень вязкие дисперсные глины, перемещению частиц будут сопротивляться только внутренние структурные связи и вязкость водно-коллоидных оболочек частиц.

Природные же глины будут обладать как вязкими (водно-коллоидными), так и жесткими (кристаллизационными) внутренними связями, причем роль тех или иных связей для разных глин будет различна.

Пока эффективными напряжениями внутренние связи не преодолены, связный грунт будет вести себя как квазитвердое тело, обладающее лишь упругими силами сцепления.

Под силами *сцепления* мы будем подразумевать сопротивление структурных связей всякому перемещению связываемых ими частиц независимо от величины внешнего давления.

Если нагрузка будет такова, что эффективные напряжения превзойдут прочность жестких структурных связей, то в точках контакта минеральных частиц и по поверхностям их водно-коллоидных прослоек (прочно связанных с минеральными частицами) сдвигению частиц будут сопротивляться еще оставшиеся и вновь возникающие водно-коллоидные связи. Разделить эти сопротивления на только трение и только сцепление чаще всего не представляется возможным, так как одновременно будет иметь место как трение сдвигаемых частиц одна по другой, так и преодоление вязких сопротивлений, которые всегда остаются в глинистых грунтах, потому что при преодолении одних вязких связей (если жесткие связи уже разрушены) возникают новые.

Как показывают многочисленные опыты, сопротивление сдвигу близлежащих твердых минеральных частиц есть только сопротивление их трению; сопротивление же агрегатов частиц с водно-коллоидными связями складывается как из вязкого сопротивления скольжению, величина которого зависит от скорости нарастания сдвигающих усилий, так и сил сцепления, которые в свою очередь зависят от вели-

чины уплотняющих давлений, возникающих в точках и на площадках контактов частиц.

Показатели сопротивления сдвигу — это основные прочностные показатели сопротивления тел внешним силам; для грунтов их важнейшая особенность в том, что они переменны, зависят от давления и условий в точках контакта частиц, сопротивляющихся сдвигению.

Правильный выбор показателей сопротивления сдвигу грунтов имеет первостепенное значение для практики, так как он обуславливает точность инженерных расчетов по определению предельной нагрузки на грунт, устойчивости массивов грунта и давления грунтов на отражение.

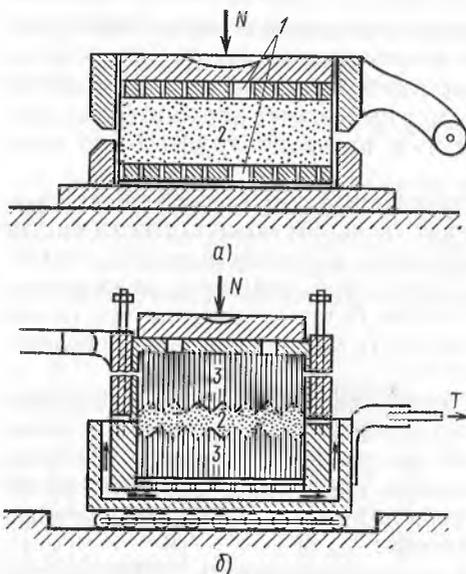


Рис. П.12. Срезыватель для испытания грунтов на сдвиг:

а — при неподвижной нижней части; *б* — при неподвижной верхней части; 1 — фильтры; 2 — образец грунта; 3 — фильтрующие камни

Опытное определение сопротивления грунтов сдвигу может производиться различными методами: по результатам прямого плоскостного сдвига, простого одноосного сжатия, трехосного сжатия, сдвига по цилиндрической поверхности, вдавливания и др.

Предельное сопротивление грунтов сдвигу при прямом плоскостном срезе определяют при испытании грунтов на односрезных приборах (рис. П.12); при этом цилиндрический образец грунта (после предварительного уплотнения или без уплотнения — в зависимости от условий испытания) помещают в срезыватель

так, чтобы одна его половина оставалась неподвижной, а другая могла перемещаться горизонтально под действием прикладываемой к ней горизонтальной сдвигающей нагрузки, причем должна быть обеспечена возможность увеличения или уменьшения объема грунта при срезе.

К образцу грунта прикладывают нормальную к поверхности среза сжимающую нагрузку N .

Для лучшей связи штампа с грунтом в штампе устраивают небольшие выступы (треугольные или пластинчатые), которые, врезаясь в верхнюю и нижнюю поверхности образца грунта, обеспечивают связь штампа с грунтом и более равномерное распределение сдвигающих напряжений по плоскости среза.

Сдвигающую касательную к поверхности среза нагрузку T прикладывают к срезывателю ступенями или непрерывно возрастающей (например, с помощью струи воды, дроби и т. п.) до тех пор, пока

не произойдет срез и скольжение одной части грунта по другой. Одновременно с приложением нагрузки и во все время испытания производят замеры вертикальных и горизонтальных деформаций грунта, что дает возможность при испытании уплотненных глинистых грунтов вводить «поправку на косой срез»* и по результатам измерений вычертить диаграмму сдвига (рис. II.13).

Рис. II.13, б иллюстрирует влияние начальной плотности сыпучего грунта на его деформации при сдвиге при постоянной скорости деформирования. Если же постоянство скорости деформирования не будет выполняться (например, при приложении сдвигающей нагрузки ступенями или постепенным ее возрастанием), то вид диаграммы сдвига будет такой, как показан на рис. II.13, а. Следует отметить, что, как показывают кривые зависимости сдвига (рис. II.13, б), сыпучий грунт при сдвиге достигнет определенного коэффициента пористости независимо от того, имел ли он вначале плотное или рыхлое состояние. Этот коэффициент получил название *коэффициента критической пористости* для данного песчаного грунта при сдвиге, так как пористость плотных грунтов при сдвиге увеличивается, а более рыхлых — уменьшается.

В дальнейшем мы будем рассматривать лишь максимальное (предельное) сопротивление грунтов сдвигу, когда исчерпывается полностью сопротивление грунта сдвигающим усилиям.

Закон Кулона. Сыпучие грунты — различного рода пески (за исключением слюдяных), крупнообломочные грунты, галечники и т. п. при увеличении на них внешнего давления (на величину порядка нескольких кгс/см²) незначительно изменяют свою плотность, и практически этими изменениями при испытании сыпучих грунтов на предельное сопротивление сдвигу можно пренебречь.

После нагружения образца грунта некоторой сжимающей (вертикальной) нагрузкой прикладывают сдвигающую (горизонтальную) нагрузку, увеличивая ее до тех пор, пока не возникнут без дальнейшего увеличения сдвигающей нагрузки незатухающие, прогрессивно возрастающие деформации сдвига (рис. II.14, а) и произойдет срез (скольжение) одной части образца грунта по другой. Величину максимального предельного сопротивления сдвигу при данной ступени нагрузки относят к единице площади поперечного сечения образца, принимая распределение сдвигающих напряжений равномерным. Затем идентичный образец того же грунта нагружают большим давле-

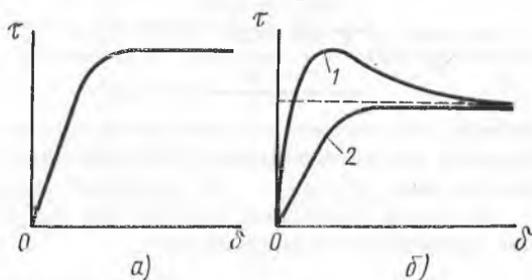


Рис. II.13. Кривые зависимости горизонтальных деформаций грунта при плоском сдвиге:

а — при постепенно возрастающей нагрузке; б — при постоянной скорости деформирования; 1 — для плотного песка; 2 — для рыхлого песка; τ — сдвигающее напряжение; δ — деформация при сдвиге

* См.: Цытович Н. А. Механика грунтов. 4-е изд. М., 1963, с. 165.

нием и вновь определяют максимальное сопротивление сдвигу (срезу). Опыт повторяют при нескольких уплотняющих давлениях σ' , σ'' , σ'''

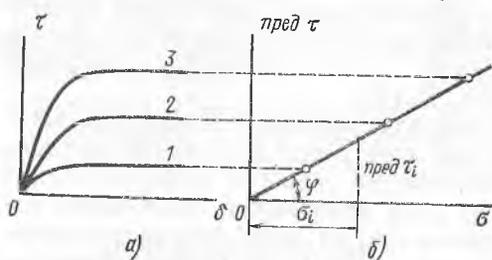


Рис. 11.14. Кривые сопротивлений сдвигу сыпучих грунтов:

а — перемещений δ при сдвиге (1 — 3 — при различном давлении); б — предельных сопротивлений $\tau = f(\sigma)$

и по результатам их строят диаграмму предельного сопротивления сдвигу, откладывая по одной оси (вертикальной) предельное сдвигающее напряжение (пред τ кгс/см², МПа), а по другой (горизонтальной) соответствующее уплотняющее давление (сжимающее напряжение σ — рис. 11.14, б).

Как показывают результаты многочисленных испытаний, диаграмма предельных сопротивлений

сдвигу для сыпучих грунтов может быть принята за *прямую*, исходящую из начала координат (для идеально сыпучих грунтов), и наклоненную под углом φ к оси давлений (рис. 11.14, б).

Согласно диаграмме сдвига для сыпучих грунтов любое предельное сдвигающее напряжение τ_i

$$\text{пред } \tau_i = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{II.18})$$

или, обозначив коэффициент пропорциональности

$$\operatorname{tg} \varphi = f, \quad (\text{II.19})$$

получим

$$\text{пред } \tau_i = f\sigma_i. \quad (\text{II.18}')$$

Так как сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть *сопротивление их трению*, то угол φ носит название *угла внутреннего трения*, а величина $f = \operatorname{tg} \varphi$ — *коэффициента внутреннего трения*.

Соотношение (II.18) является основной прочностной зависимостью для сыпучих грунтов, установленной еще в 1773 г. Ш. Кулоном, и может быть сформулировано следующим образом: *предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному давлению*. Эта зависимость в механике грунтов носит название *закона Кулона*.

Связанные грунты (глины, суглинки и супеси) отличаются от грунтов несвязных (сыпучих) тем, что частицы и агрегаты частиц этих грунтов связаны между собой пластичными (водно-коллоидными) и частично жесткими (цементационно-кристаллизационными) связями, при этом сопротивление их сдвигу будет в высокой степени зависеть от их *связности* (от сил сцепления).

Как было показано в § II.2, всякое внешнее давление на водонасыщенные связные глинистые грунты при условии свободного оттока выжимаемой внешней давлением воды вызывает значительное изменение их плотности-влажности, что и сказывается на общем сопротивлении грунтов сдвигу.

Основными видами испытаний связных грунтов на сдвиг будут испытания по *закройтой системе* (неконсолидированно-недренированно) и испытания по *открытой системе* (консолидированно-дренированно).

В первом случае образцы связных грунтов должны быть испытаны при отсутствии условий выдавливания воды из пор грунта и так, чтобы во время испытания практически не изменялась их плотность-влажность, что можно выполнить лишь при *быстром* сдвиге. Результаты такого испытания приведены на рис. II.15, причем на рис. II.15, а показана зависимость сопротивления сдвигу связного (глинистого)

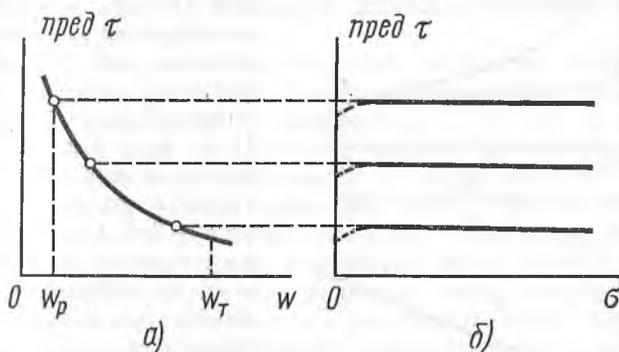


Рис. II.15. Кривые предельных сопротивлений сдвигу связных глинистых грунтов в условиях закрытой системы (неконсолидированно-недренированных):

а — зависимость сопротивления сдвигу от влажности; б — кривая сдвига при быстром (недренированном) срезе

грунта от его *влажности* или плотности, так как между влажностью и коэффициентом пористости существует для полностью водонасыщенных грунтов прямая зависимость, определяемая формулой (I.7), а на рис. II.15, б — от величины нормального уплотняющего давления (сжимающего напряжения σ).

Если первая кривая показывает весьма существенное влияние плотности-влажности грунта на его сопротивление сдвигу, то вторые (рис. II.15, б) констатируют, что при недренированном испытании и сохранении влажности грунта предельное сопротивление сдвигу пред τ практически не зависит от величины внешнего давления (сжимающего напряжения σ), изменяясь лишь при изменении плотности-влажности грунта.

Другой характер имеют кривые сдвига связных грунтов, испытываемых по открытой (консолидированно-дренированной) системе.

Если принять при испытании связного грунта на сдвиг тот же метод, что и при испытании сыпучих грунтов, т. е. вначале уплотнять образец грунта некоторым давлением, а затем испытывать его на сдвиг при том же давлении, то результаты ряда испытаний нельзя будет отнести к *одному* какому-либо *состоянию* плотности-влажности грунта, так как каждому давлению будет соответствовать своя плот-

ность-влажность, а результаты испытаний будут характеризовать сопротивление сдвигу различных по плотности образцов грунта.

Для получения образцов связного грунта одной и той же плотности (одного и того же коэффициента пористости) пользуются *ветвью разгрузки* (набухания) компрессионной кривой (рис. II.16, а), согласно которой до некоторого давления σ_0 почти для всех связных грунтов

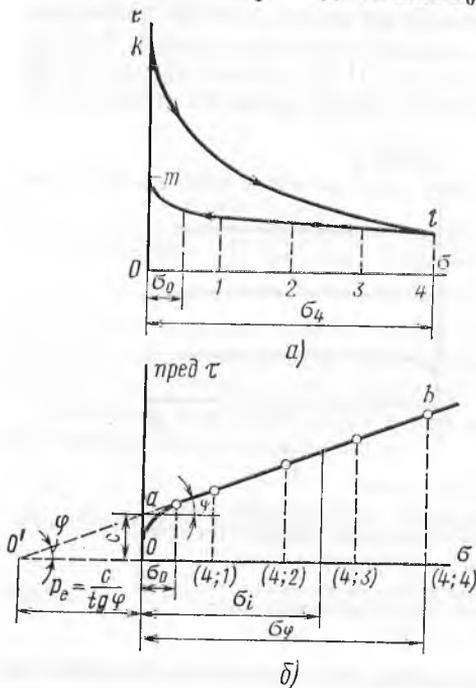


Рис. II.16. Кривые предельных сопротивлений сдвигу связных глинистых грунтов в условиях открытой системы (консолидированно-дренированных):

а — уплотнения (k) и разуплотнения — набухания (m); б — сдвига

по одному их образцу (естественной или нарушенной структуры — в зависимости от условий испытания), используя результаты независимого определения сил сцепления, что будет изложено несколько ниже.

Как показывают многочисленные испытания, кривая консолидированного сдвига связных грунтов в довольно большом диапазоне давлений, вполне удовлетворяющем строительную практику (от $\sigma_0 \approx 0,5$ до $\sigma_\varphi = 5 \div 7 \text{ кгс/см}^2 \approx 0,5 \div 0,7 \text{ МПа}$), также хорошо описывается уравнением прямой линии.

Если принять обозначения по рис. II.16, б, то уравнение прямой, проведенной через экспериментально найденные точки, будет иметь вид

$$\text{пред } \tau_i = c + \text{tg } \varphi \sigma_i, \quad (\text{II.20})$$

и так как $\operatorname{tg} \varphi = f$, то

$$\text{пред } \tau_i = c + f\sigma_i. \quad (\text{II.20}')$$

Уравнение (II.20) выражает закон Кулона для связных грунтов, который может быть сформулирован следующим образом: *предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени от нормального давления (сжимающего напряжения).*

Угловой коэффициент прямой ($\operatorname{tg} \varphi = f$) по аналогии с сыпучими грунтами носит название *коэффициента внутреннего трения*, а параметр c , не зависящий в явном виде от величины внешнего давления, — *коэффициента сцепления*.

Величины f и c следует рассматривать лишь как *математические параметры* прямолинейной диаграммы сдвига связных грунтов, соответствующие определенной их плотности.

Отметим, что для *неконсолидированного состояния* полностью водонасыщенных связных грунтов, т. е. когда полного уплотнения от данной нагрузки еще не достигнуто, часть сопротивления сдвигу грунта, зависящая от величины нормального давления, будет меньше, так как на скелет грунта передается не все внешнее давление, а лишь эффективное $\bar{\sigma}$, равное разности между полным давлением (обладающим напряжением $\bar{\sigma}$) и нейтральным u . Тогда сопротивление сдвигу полностью водонасыщенного связного грунта при незавершённой консолидации будет по величине промежуточным между сопротивлением сдвигу, соответствующем начальной влажности грунта, и величиной, соответствующей стабилизированному его состоянию, и определится выражением

$$\text{пред } \tau = c + f(\sigma - u), \quad (\text{II.21})$$

или

$$\text{пред } \tau = c + f\bar{\sigma}, \quad (\text{II.21}')$$

где u — нейтральное (поровое) давление, соответствующее данной степени консолидации; c — величина эффективного сцепления.

Величина отрезка c , отсекаемая диаграммой сдвига на оси предельных сдвигов пред τ , равна суммарной силе сцепления грунта, соответствующей его плотности-влажности.

Как предложено проф. Н. Н. Масловым («Прикладная механика грунтов», 1949), суммарную величину сцепления c следует рассматривать состоящей из двух слагаемых, что может быть записано (в наших обозначениях) следующим выражением:

$$c = c_c + c_w, \quad (\text{II.22})$$

где c_c — структурное жесткое сцепление (обусловленное прочностью ориентационно-кристаллизационных связей), необратимое при разрушении; c_w — пластичное сцепление, обусловленное водно-коллоидными обратимыми связями.

Отметим, что при постепенном возрастании сдвигающей нагрузки разрушение структурных связей (как вязко-пластичных, так и жест-

ких) будет идти одновременно, и для грунта с чисто водно-коллоидными связями при небольших значениях (меньших σ_0) начального параметра сопротивления сдвигу c может и не наблюдаться, так как эти связи начинают деформироваться уже при незначительной величине давления. Для некоторых же связных грунтов (например, илов) может наблюдаться и независимость их сопротивления сдвигу от величины внешнего давления в начале загрузки пока структурная прочность не будет преодолена.

Таким образом, начальный участок кривой сдвига (рис. II.16, б) требует для отдельных видов грунтов специального изучения. Общая же зависимость, описываемая уравнением (II.21), будет справедлива с учетом сделанных замечаний для очень важного диапазона давлений (от σ_0 до σ_φ).

Отметим также, что если продлить предельную прямую ab до пересечения с осью давлений σ (рис. II.16, б), т. е. до точки O' , то из треугольника $OO'a$ величина параметра c будет равна

$$c = \operatorname{tg} \varphi p_e, \quad (\text{II.23})$$

где p_e — некоторое всестороннее давление, которое мы называем *давлением связности*, суммарно заменяющее действие всех сил сцепления.

Из соотношения (II.23)
$$p_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}, \quad (\text{II.23}')$$

или

$$p_e = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (\text{II.23}'')$$

Выражения (II.23') или (II.23'') часто используют в задачах теории предельного равновесия грунтов для вычисления величин, заменяющих силы сцепления связных грунтов.

Различные случаи кривой предельных напряжений при сдвиге. Закон Кулона, описываемый уравнениями (II.18) и (II.20), можно распространить и на сложное напряженное состояние грунтов, если рассматривать кривые сдвига как прямолинейную огибающую кругов предельных напряжений Мора, что идентично принятию для грунтов известной из курса «Сопротивление материалов» *теории прочности Мора*.

Действительно, величина сдвигающих напряжений не может быть больше их *предельного значения*, определяемого уравнениями (II.18) или (II.20) и соответствующего возникновению беспрерывного скольжения (сдвига) одной части грунта по другой, т. е.

$$\text{пред } \tau \leq \operatorname{tg} \varphi \sigma,$$

или

$$\text{пред } \tau \leq c + \operatorname{tg} \varphi \sigma.$$

Это значение напряжений на предельной прямой отвечает некоторой экспериментальной точке M , которая одновременно должна

принадлежать и кругу предельных напряжений Мора (рис. II.17). Последнее возможно лишь в том случае, когда прямая OM (рис. II.17, а) или $O'M$ (рис. II.17, б) будет касательной к кругу напряжений, т. е. составит с радиусом круга в точке касания угол в 90° и пройдет через начало координат (O или O').

Изложенное условие может быть записано и в аналитической форме.

Зная величину главных напряжений — наибольшего σ_1 и наименьшего σ_2 (определяя их, например, по кругу напряжений как абсциссу пересечения круга с осью σ , если круг напряжений построен по известным для некоторой площадки, наклоненной под углом α к оси давлений, значениям τ_α и σ_α или непосредственно по результатам соответствующих испытаний) и учитывая, что на кривой сдвига (см. рис. II.17) треугольник OMC или $O'MC$ прямоугольный, будем иметь:

по рис. II.17, а (для сыпучих грунтов)

$$\sin \varphi = \frac{CM}{OC},$$

и так как

$$CM = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad \text{и} \quad OC = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2},$$

то

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}; \quad (\text{II.24})$$

по рис. II.17, б (для связных грунтов)

$$\sin \varphi = \frac{CM}{O'C} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}},$$

или

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}. \quad (\text{II.25})$$

Уравнения (II.24) и (II.25) являются математической формулировкой условия предельного равновесия (условия прочности Мора) сыпучих (II.24) и связных (II.25) грунтов. Это условие имеет огромное число практических приложений и используется при определении

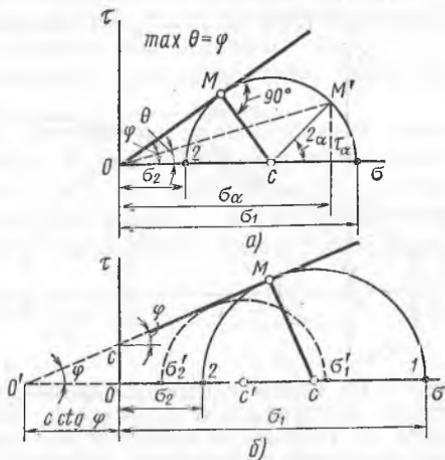


Рис. II.17. Огибающие кривые предельных напряжений при сдвиге грунтов сыпучих (а) и связных (б)

предельной нагрузки на грунт, расчетах устойчивости массивов грунта и давления грунтов на ограждения.

Отметим также, что показатели сопротивления грунтов сдвигу [c кгс/см² (Па) и $f = \operatorname{tg} \varphi$] являются лишь математическими параметрами

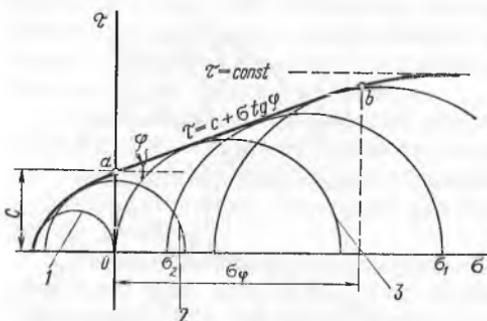


Рис. 11.18. Общий случай огибающей предельных (разрушающих) напряжений при сдвиге (по результатам испытаний при простых и сложных напряженных состояниях):

1 — простое растяжение; 2 — чистый сдвиг; 3 — простое сжатие

огibaющей кривой предельных напряжений (отрезок ab на рис. 11.18) можно с полным к тому основанием принимать *прямолинейной*, т. е. для давлений, меньших σ_{φ} , будет полностью справедлив закон Кулона и следующие из него условия предельного напряженного состояния грунтов [уравнения (11.24), (11.25)].

Испытания грунтов на сдвиг при простом и трехосном сжатии. Испытание на простое беспрепятственное (не ограниченное с боков) сжатие возможно лишь для тугопластичных и твердых глинистых грунтов, из которых могут быть вырезаны образцы цилиндрической или призматической формы. Испытание же на трехосное сжатие применимо не только для связных, но и для сыпучих грунтов, так как оно производится с образцами, заключенными в тонкую резиновую оболочку, при всестороннем боковом давлении и добавочном (сверх всестороннего) осевом.

При испытании на простое одноосное сжатие образцов грунта (цилиндров с высотой, в 1,5—2 раза большей диаметра) увеличивают сжимающую нагрузку до тех пор, пока не произойдет хрупкого разрушения образца или не возникнут прогрессивно возрастающие его

метрами прямолинейной огибающей кругов предельных напряжений. Однако, как показывают детальные исследования, если рассматривать предельные (разрушающие) сопротивления грунтов сдвигу в большом диапазоне изменения уплотняющих давлений и различных напряженных состояниях (простых и сложных), огибающая кругов предельных напряжений в общем случае будет *криволинейной* (рис. 11.18). При не очень же больших изменениях давлений (при $\sigma < \sigma_{\varphi} = 5 \div 7$ кгс/см² $\approx 0,5 \div 0,7$ МПа) часть

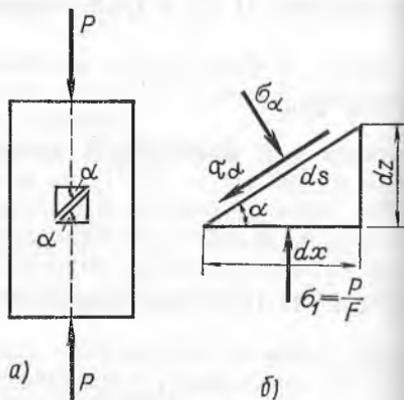


Рис. 11.19. К испытанию связных грунтов на одноосное сжатие

деформации. Величину разрушающей нагрузки относят к единице площади поперечного сечения образца, принимая распределение давлений равномерным ($\sigma_1 = P/F$, где P — нагрузка; F — площадь поперечного сечения образца), что, однако, как установлено проф. А. П. Зелениным, дает несколько заниженные величины сопротивлений вследствие неучета неравномерности распределения давлений по крайевым поверхностям образца.

Если выделить по оси образца бесконечно малый элемент (рис. II.19, а), то треугольная призмочка с углом α будет испытывать лишь напряжения, показанные на рис. II.19, б (если не учитывать сопротивления трению по наклонной грани призмочки). Проектируя все силы на направление наклонной грани призмочки, получим

$$\tau_a ds \cdot 1 - \sigma_1 dx \sin \alpha \cdot 1 = 0, \quad (3_1)$$

откуда

$$\tau_a = \sigma_1 \frac{dx}{ds} \sin \alpha, \quad (3_2)$$

или

$$\tau_a = \frac{\sigma_1}{2} \sin 2\alpha. \quad (3_3)$$

Максимальное сдвигающее напряжение будет при $\sin 2\alpha = 1$, т. е.

$$\max \tau = \frac{\sigma_1}{2} \quad (II.26)$$

или, полагая $\max \tau = c$, получим

$$c \approx \frac{\sigma_1}{2}. \quad (II.26')$$

Кривая предельных напряжений для рассматриваемого случая приведена на рис. II.20.

Опыты на трехосное сжатие позволяют испытывать образцы любых грунтов при обжатии их наперед заданным боковым давлением, что ближе отвечает работе грунта в природных условиях и дает наиболее надежные результаты определения их прочностных и деформационных свойств.

Это испытание было впервые предложено в СССР (профессорами Г. Б. Яппу и Н. В. Лалетиным) и в настоящее время его широко применяют как у нас, так и за рубежом.

Схема прибора на трехосное сжатие — стабилометра — показана на рис. II.21. Этот прибор состоит из камеры 4, наполненной жидкостью и соединенной с источником боковых давлений, в которой между специальными поддонами 3 (фильтрующими или водонепроницаемыми, смотря по условиям испытания)

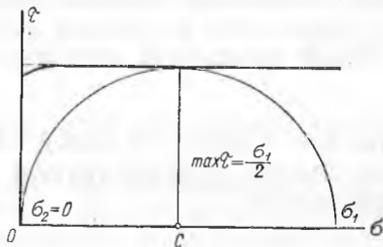


Рис. II.20. Кривая предельных напряжений при простом сжатии

устанавливается образец грунта 1, помещаемый с помощью особого приспособления в тонкую резиновую оболочку 2.

Осевая нагрузка передается на образец с помощью специального поршня 5. Во все время испытания ведется замер нейтрального (порового) давления воды по торцам образца грунта (по манометрам 6), всестороннего давления в испытательной камере (по манометру 7), осевых деформаций (по индикатору — мессуре) и объемных изменений (по волюмометрической трубке) испытываемого образца грунта.

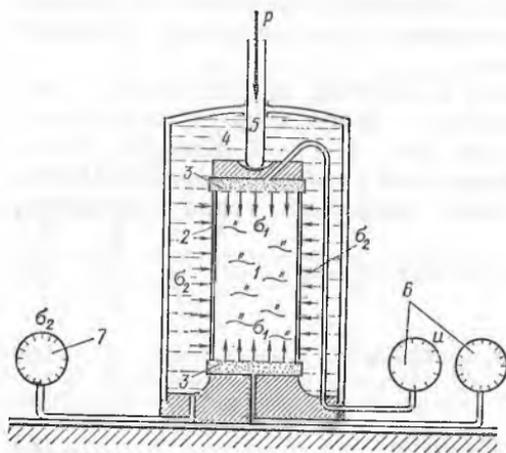


Рис. II.21. Схема прибора на трехосное сжатие

Испытание грунтов на трехосное сжатие по стандартной методике производится следующим образом: вначале образцу грунта, помещенному в испытательную камеру, сообщается всестороннее давление, равное $\sigma_2 = \sigma_3$ (как при дренированных, так и не дренированных испытаниях); затем, после загасания деформаций от всестороннего давления, дается осевая нагрузка увеличивающимися ступенями до разрушения образца или потери им устойчивости.

Результаты испытания дают возможность определить [по формуле (II.17)] величину эффективных напряжений в момент разрушения образца:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= \sigma_1 - u; \\ \bar{\sigma}_2 &= \sigma_2 - u; \\ \bar{\sigma}_3 &= \sigma_3 - u, \end{aligned} \right\} \quad (II.17)$$

где u — величина порового давления.

Кроме того, по данным испытаний определяют: величину относительной продольной деформации

$$\epsilon_z = \frac{s_i}{h}, \quad (II.18)$$

(где s_i — осадка для любой i -й ступени нагрузки; h — первоначальная высота образца грунта) и величину относительной объемной деформации

$$\theta = \frac{\Delta V}{V}, \quad (II.19)$$

где V — первоначальный объем образца; ΔV — изменение объема образца (определяется с помощью волюмометра).

По полученным данным вычерчивают графики (рис. II.22) изменений

$$\bar{\sigma}_1 = f(\epsilon_z),$$

по которым и определяют максимальное значение $\max \frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2}$, и графики зависимости общих продольных и объемных деформаций грунта от приращения осевого давления $\Delta\sigma_1$, по которым определяют модули деформируемости.

В пределах линейной зависимости между общими деформациями (продольными или объемными) и приращением осевого давления $\Delta\sigma_1$ имеем:

модуль общей (линейной) деформации

$$E_o = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\epsilon_z}; \quad (\text{II.27})$$

модуль объемной деформации

$$E_{об} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\theta}. \quad (\text{II.28})$$

Как известно из курса сопротивления материалов, между модулем объемной и модулем общей линейной деформации существует взаимосвязь:

$$E_{об} = \frac{E_o}{1 - 2\mu_o}; \quad (\text{к})$$

откуда коэффициент относительной поперечной деформации (аналогичный коэффициенту Пуассона упругих тел) будет равен

$$\mu_o = \frac{E_{об} - E_o}{2E_{об}}. \quad (\text{II.29})$$

Определив максимум отношения $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_2$ по графику рис. II.22 и пользуясь для сыпучих грунтов условием (II.24), в правой части которого разделим и числитель и знаменатель на $\bar{\sigma}_2$, получим

$$\sin \varphi = \frac{\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2} - 1}{\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2} + 1}. \quad (\text{II.24}')$$

По выражению (II.24') и вычисляют угол внутреннего трения грунта φ .

Для сыпучих грунтов угол внутреннего трения может быть определен и по кругу предельных напряжений, который легко построить, так как непосредственно из опыта на трехосное сжатие определяются σ'_1 и σ'_2 (рис. П.23).

Для определения же параметров кривой сдвига *связных грунтов* требуется знать результаты испытания на трехосное сжатие не менее двух идентичных образцов грунта при различной величине бокового давления $\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$, а следовательно, и разной величине разрушающего осевого (главного) напряжения $\bar{\sigma}_1$, что выполнено на рис. П.24.

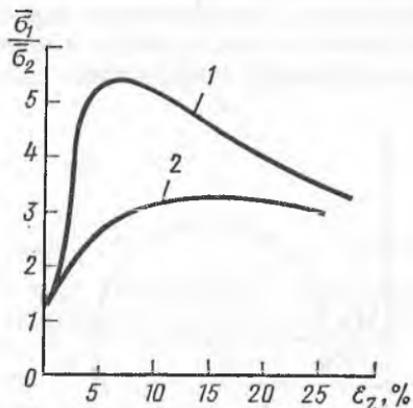


Рис. П.22. Результаты опыта на трехосное сжатие для грунтов плотных 1 и рыхлых 2

Результаты испытаний на трехосное сжатие дают возможность применить для оценки прочности грунтов не только теорию прочности Мора, базирующуюся на законе Кулона, но и *октаэдрическую теорию прочности*, учитывающую пространственное напряженное состояние грунтов по октаэдрическим площадкам, *равнонаклоненным* к плоскостям главных напряжений.

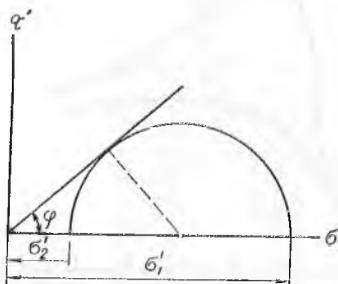


Рис. II.23. Определение угла внутреннего трения сыпучего грунта по результатам трехосного сжатия

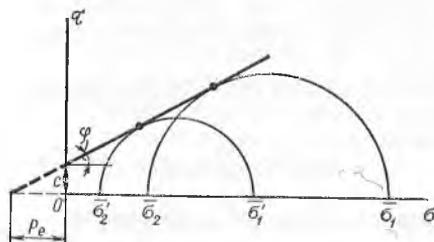


Рис. II.24. Определение параметров сдвига по результатам трехосного сжатия двух идентичных образцов связного грунта

Нормальные и касательные напряжения на эти площадки, по решению общей механики сплошных сред, будут равны:

$$\text{нормальные } \sigma_{\text{окт}} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3);$$

$$\text{касательные } \tau_{\text{окт}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}.$$

Согласно теории прочности Мизеса — Боткина, октаэдрическое касательное напряжение *при разрушении* есть прямая функция от нормального октаэдрического напряжения, т. е.

$$\tau_{\text{окт}} = F(\sigma_{\text{окт}}), \quad (\text{II.30})$$

или, следуя А. И. Боткину (ВНИИГ, 1940 г.) и введя наши обозначения, будем иметь

$$\tau_{\text{окт}} = \text{tg } \varphi_{\text{окт}} (p_{e \text{ окт}} + \sigma_{\text{окт}}). \quad (\text{II.31})$$

При описании деформаций грунтов по результатам испытания в стабилометре различают: *деформации формы* и *деформации объема*.

В качестве меры деформации формы принимают интенсивность деформаций сдвига Γ :

$$\Gamma = \sqrt{\frac{2}{3} (\gamma_1^2 + \gamma_2^2 + \gamma_3^2)},$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ — наибольшие (главные) деформации сдвига.

Деформация же объема Θ при малой ее величине определяется как сумма главных относительных деформаций, т. е. $\Theta \approx \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$.

Интенсивность деформаций сдвига зависит: от интенсивности напряжений сдвига

$$T = \sqrt{\frac{2}{3}(\tau_1^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2)},$$

где τ_1, τ_2, τ_3 — наибольшие сдвигающие напряжения, и от нормального октаэдрического напряжения

$$\sigma_{\text{окт}} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3).$$

В общем виде имеем

$$G = f_1 [T, \sigma_{\text{окт}}]. \quad (\text{II.32})$$

Зависимость деформаций формы от $\sigma_{\text{окт}}$, связанная со свойством грунтов к упрочнению, наглядно иллюстрируется кривыми рис. II.25.

Деформация объема Θ , как показывают опыты, для многих грунтов зависит не только от $\sigma_{\text{окт}}$, но и от интенсивности напряжений сдвига T .

В общем случае можно написать:

$$\Theta = f_2 [\sigma_{\text{окт}}, T]. \quad (\text{II.32}')$$

Функции f_1, f_2 определяют экспериментально, при этом от действия только касательных напряжений наблюдается некоторая перегруппировка частиц, приводящая либо к дополнительному уплотнению (явление контракции), либо к разрыхлению (явление дилатации).

Зависимости (II.32) и (II.32') используют в общем случае пространственного напряженного состояния при проектировании ответственных грунтовых сооружений и оснований.

Иные методы испытания связных грунтов на сдвиг. Кроме описанных основных методов определений предельного сопротивления грунтов сдвигу (метод прямого среза, метод трехосного сжатия), существует ряд иных методов испытаний на сдвиг, из которых отметим наиболее широко применяемые на практике *лопастные* испытания пластичных грунтов на сдвиг и испытание связных грунтов по *методу шарового штампа* (Н. А. Цыговича).

Лопастные испытания на сдвиг при кручении, которые проводятся в полевых условиях с помощью специальных лопастей (крыльчаток), были впервые предложены в Швеции под названием «vane test»; в настоящее время их широко применяют для испытания пластичных слабых глинистых и илистых грунтов, а также водонасыщенных супесчаных грунтов, пробы которых взять трудно, не нарушив их структуру.

При лопастных испытаниях в забой скважины ниже конца обсадной трубы в грунт вдавливаются лопастная крыльчатка (крестовина 1, рис. II.26), после чего вращением рукоятки с помощью двойного

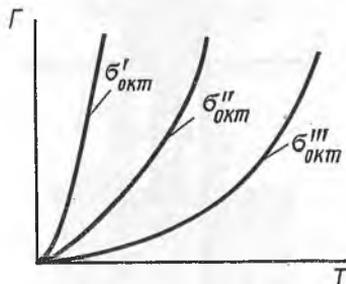


Рис. II.25. Зависимость интенсивности деформации сдвига G от интенсивности напряжений сдвига T

червячного редуктора производится полный поворот (на 360°) и грунт срезается по цилиндрической поверхности высотой h и диаметром d , при этом с помощью торсиометра по отсчетам специального циферблата δ измеряют максимальный скручивающий момент $M_{кр}$.

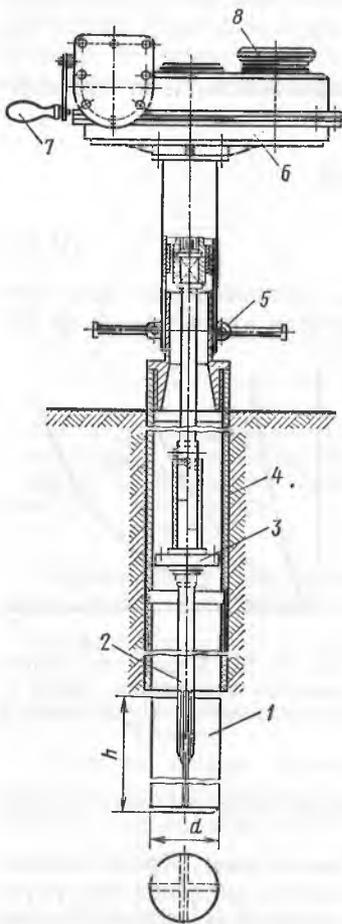


Рис. П.26. Полевая установка для испытания грунтов по методу лопастного среза:

1 — крыльчатка с четырьмя лопастями; 2 — штанга; 3 — центрирующая обойма; 4 — обсадная труба; 5 — зажимное устройство; 6 — оголовок прибора; 7 — рукоятка червячного редуктора; 8 — циферблат торсиометра для определения $M_{кр}$

На рис. П.26 показан разрез лопастной установки Фундаментпроекта, которая дает возможность (при высоте крыльчатки 160 и диаметре 80 мм) испытывать грунт на предельное сопротивление сдвигу от 1 кгс/см^2 ($\sim 0,1 \text{ МПа}$), а при меньших размерах крыльчатки — до $2 - 2,5 \text{ кгс/см}^2$.

Приняв треугольное распределение сдвигающих напряжений τ_s по площади поперечного сечения цилиндра среза (верхней и нижней) и равномерное распределение по его боковой поверхности, будем иметь

$$M_{кр} = \tau_s \pi dh \frac{d}{2} + 2\tau_s \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d}{2},$$

откуда

$$\tau_s = \frac{2M_{кр}}{\pi d^2 h \left(1 + \frac{d}{3h}\right)}. \quad (\text{П.33})$$

Метод лопастных испытаний широко применяется при определении общего предельного сопротивления сдвигу слабых илистых и глинистых грунтов и соответствует недренированному их состоянию.

При расчетах принимают обычно, что получаемое по лопастным испытаниям сопротивление сдвигу τ_s приближенно равно общему сцеплению грунта, т. е. $\tau_s \approx c$.

Испытание грунтов по методу шарового штампа (проф. Н. А. Цытовича, 1947) дает возможность для дисперсных связных грунтов и вязких пород (илистых, глинистых, лёссовых, льдистых вечномёрзлых

и т. п.) весьма просто и удобно определять величину сил сцепления с учетом изменения их во времени.

При испытаниях на специальном приборе (рис. П.27) или в натуре на особой установке (рис. П.28) измеряют осадки шарового штампа s при некоторой постоянной нагрузке P .

В отличие от испытаний грунтов на сдвиг, а особенно методом полевой пробной нагрузки, где приходится последовательно нагружать плоский штамп возрастающими ступенями нагрузки, при испытании шаровым штампом достаточно замерить осадки от одной какой-либо нагрузки (не очень малой) так, чтобы отношение осадки к диаметру шарового штампа было больше примерно $1/200$, тогда упругими деформациями грунта можно пренебречь.

Из теоретических соображений также вытекает, что отношение осадок штампа s к его диаметру D должно быть менее 0,1, т. е. $s/D \leq 0,1$, тогда испытания шаровыми штампами разного диаметра будут давать практически тождественные результаты.

По результатам испытания определяют сцепление грунта по формуле теории пластично-вязких сред:

$$c_{ш} = 0,18 \frac{P}{\pi D s}. \quad (\text{II.34})$$

Коэффициент 0,18 найден теоретически на основе установленного акад. А. Ю. Ишлинским для пластичных тел постоянства отношения величины твердости к пределу текучести.

Как показывают соответствующие исследования, величину сцепления $c_{ш}$, определяемую по методу шарового штампа [формула (II.34)], следует рассматривать как некоторую комплексную характеристику, позволяющую оценить не только сцепление, но для пластичных грунтов в известной мере и внутреннее трение, что может быть использовано, например, при вычислении предельной нагрузки на глинистые грунты по формулам идеально связанных тел (без учета трения, которое автоматически учитывается величиной $c_{ш}$).

Определение сцепления по методу шарового штампа позволяет для связанных грунтов, как это впервые предложено автором книги, ограничиться при определении параметров сдвига испытаниями одного монолита грунта, что очень важно. При этом вначале монолит испытывают по торцам в нескольких точках с помощью шарового штампа для определения сил сцепления (производя замеры осадок штампа через 10 с от начала его загрузки), а затем образец подвергают прямому срезу или трехосному раздавливанию для определения полного сопротивления сдвигу при некоторой величине внешнего давления.

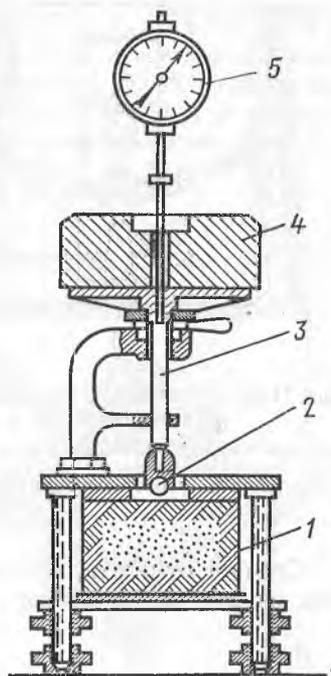


Рис. II.27. Одноштоковый шаровой штамп для определения сил сцепления связанных грунтов по методу проф. Н. А. Цытовича:

1 — образец грунта; 2 — шаровой штамп; 3 — стопорный винт; 4 — груз; 5 — мессура

Результаты испытания одного монолита дают возможность построить полностью кривую предельных напряжений при сдвиге (рис. II.29).

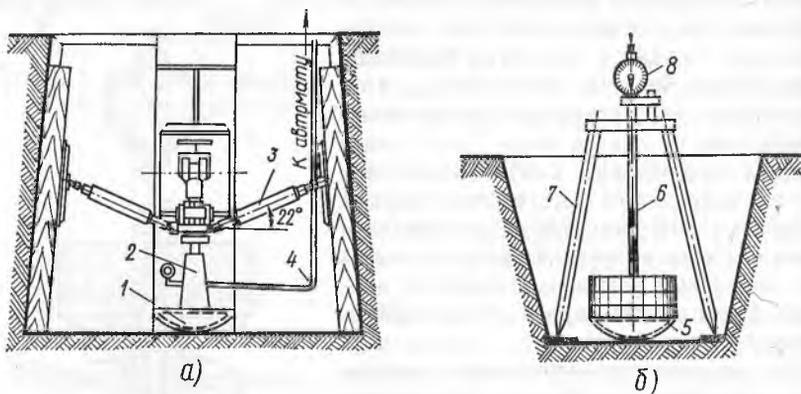


Рис. II.28. Установка для полевых испытаний связных грунтов по методу шарового штампа проф. Н. А. Цытовича в разработке ИСиА БССР:

a — для твердых глинистых грунтов; *б* — для слабых глинистых и торфянистых грунтов; 1, 5 — часть сферы диаметром 30–50 см; 2 — дократ; 3 — упоры; 4 — трубка к насосу с редуктором, поддерживающим постоянное давление; 6 — шток с грузовой площадкой; 7 — штатив; 8 — мессура

Следует отметить, что осадки шарового штампа на вязко-пластичных глинах не возникают мгновенно, а нарастают постепенно, дости-

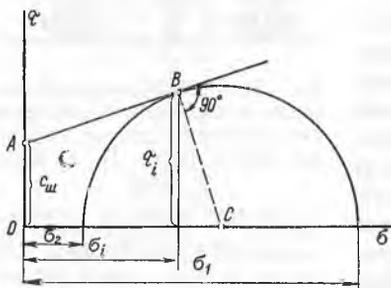


Рис. II.29. Кривая предельных напряжений при сдвиге, построенная по результатам испытания одного монолита связного грунта

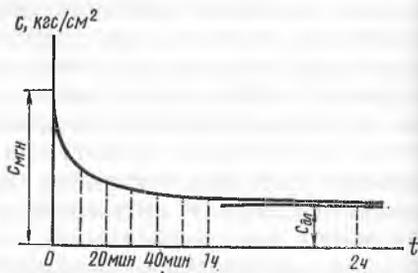


Рис. II.30. Кривая изменения сил сцепления вязкого глинистого грунта во времени

гая некоторого предела (установившейся деформации).

По результатам измерений для разных промежутков времени от начала загрузки определяют силы сцепления, которые для вязко-пластичных грунтов будут изменяться во времени от наибольшей величины $c_{\text{мгн}}$ (мгновенной) до установившейся $c_{\text{дл}}$ (длительной) (рис. II.30), которую и необходимо принимать в расчетах прочности (несущей способности) грунтов.

Отметим, что определение длительного сцепления $c_{дл}$ по методу шарового штампа занимает не более одного или нескольких часов времени, тогда как определение длительного сопротивления сдвигу по методу прямого среза или трехосного сжатия требует нескольких месяцев.

Испытание грунтов в приборе с независимо регулируемыми главными напряжениями производится на стенде МИСИ (А. Л. Крыжановского, Э. И. Воронцова и А. А. Музафарова: авт. свид. № 302665 от 12/II—1971 г.), позволяющем исследовать пространственно напряженно-деформированное со-

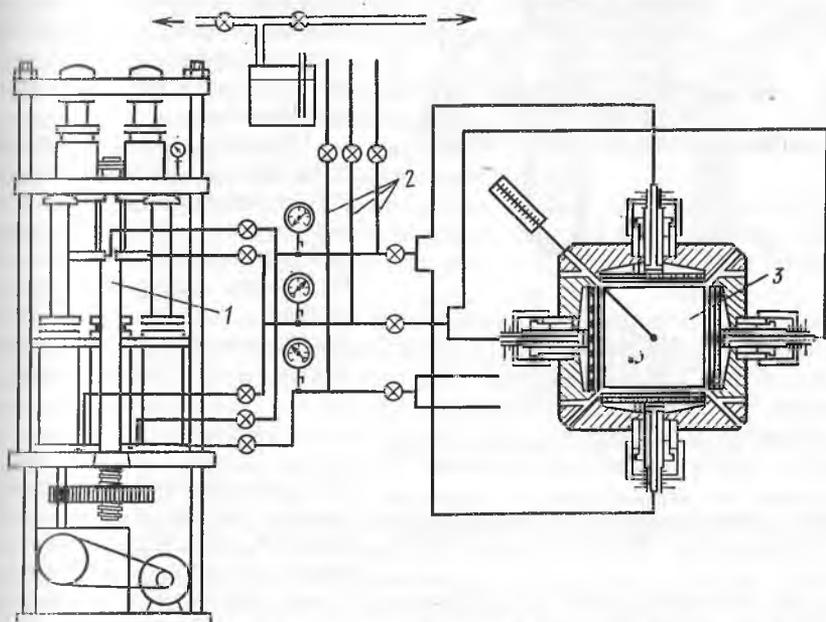


Рис. П.31. Схема прибора для испытания грунтов в условиях независимо регулируемых главных напряжений или деформаций:

1 — погружающее устройство при принудительно задаваемых деформациях; 2 — трубопроводы от баков-компенсаторов, используемые при схеме опыта задаваемыми напряжениями; 3 — образец грунта в форме куба

стояние и учесть влияние *промежуточного* главного напряжения σ_3 (при этом $\sigma_1 > \sigma_3 > \sigma_2$).

Результаты экспериментов показывают, что для ряда грунтов при изменении вида напряженного состояния, которое удобно охарактеризовать показателем Надаи — Лоде

$$\mu_{\sigma} = \frac{2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2},$$

наблюдается заметное непостоянство параметров теории прочности Мора ($\sin \varphi$) и теории прочности Мизеса — Боткина ($\operatorname{tg} \varphi_{\text{окт}}$).

Исследования на приборе с независимо регулируемыми главными напряжениями (рис. П.31) позволяют также установить границы применимости той или иной теории прочности грунтов, например,

когда можно рассматривать параметр теории прочности Мора ($\sin \varphi$) практически не зависящим от изменения вида напряженного состояния или когда за расчетную величину следует принимать его среднее значение между величинами при $\sigma_2 = \sigma_3$ (обычные испытания в стабиллометре, когда $\mu_\sigma = -1$) и при $\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ (когда $\mu_\sigma = 0$).

Испытания грунтов на приборе сжатия-растяжения (З. Г. Тер-Мартirosяна, Е. А. Воробьева; авт. свид. № 323705 с приоритетом 1968 г.) дают возможность определять прочностные, деформационные и реологические параметры связных грунтов в области растягивающих напряжений.

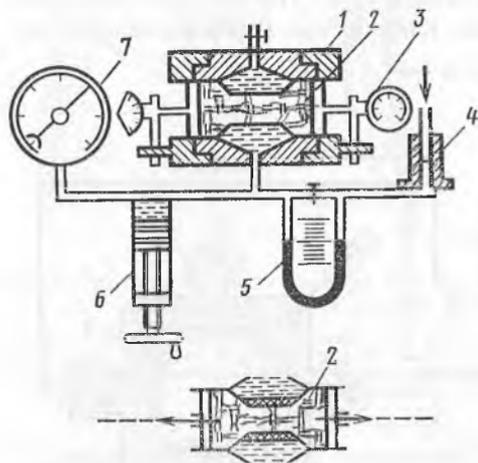


Рис. II.32. Схема прибора сжатия-растяжения:

1 — камера; 2 — образец грунта; 3 — индикатор часового типа; 4 — стабилизатор давления; 5 — объеммер; 6 — цилиндр давления; 7 — манометр

Так, например, при $F_r = 2F_{ш}$ и $\sigma = -p$ получим напряженное состояние, соответствующее чистому сдвигу (см. круг чистого сдвига по рис. II.18).

При изолировании шейки образца жестким цилиндром (рис. II.32) от давления в камере в нем возникают условия чистого растяжения (см. круг чистого растяжения по рис. II.18).

Таким образом, прибор позволяет в широком диапазоне изменений растягивающих напряжений изучить механические свойства связных грунтов, что очень важно для оценки трещинообразования глинистых ядер высоконапорных плотин.

§ II.4. СТРУКТУРНО-ФАЗОВАЯ ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Грунты, как отмечалось ранее, представляют собой сложнейшие минерально-дисперсные образования, состоящие из разнообразных взаимно связанных частиц, обладающих различными механическими свойствами.

Применение к грунтам общей теории напряжений, разработанной для сплошных упругих тел, требует особого рассмотрения. Так,

Образец 2 имеет форму гантели (рис. II.32) и в зависимости от соотношения площадей поперечного сечения в средней и в головной частях в нем возникает различное напряженное состояние. Причем растягивающие напряжения определяются по формуле

$$\sigma = p \left(1 - \frac{F_r}{F_{ш}} \right),$$

где p — давление в камере; F_r , $F_{ш}$ — площади поперечного сечения образцов соответственно в головке и в шейке.

в любых дисперсных телах внешняя нагрузка передается от одной частицы к другой лишь через точки контакта частиц, которые в большинстве случаев расположены незакономерно или по некоторой структурной сетке.

Возникает вопрос, можно ли считать внутренние усилия в грунтах непрерывно распределенными по достаточно малым площадкам, напряжения в которых мы определяем. Проф. Н. М. Герсегованов (1931) показал, что неточность в определении напряжений в грунтах (например, в глинах) по общей теории сплошных тел не будет большей, чем при определении напряжений в стали, которая также состоит из зерен кристаллов, хотя и весьма малых размеров. Однако определение напряжений в грунтах является значительно более сложной задачей, чем в сплошных телах.

При действии внешней нагрузки отдельные фазы (компоненты) грунтов по-разному сопротивляются силовым воздействиям и по-разному деформируются, что является главной особенностью напряженно-деформированного состояния грунтов.

При общем рассмотрении необходимо изучить напряженно-деформированное состояние как грунта в целом (рассматривая его как квазисплошное и квазиднофазное тело), так и отдельных его фаз во взаимодействии между собой.

Как показывают новейшие исследования, применявшиеся ранее гипотезы о несжимаемости той или иной компоненты грунта (например, поровой воды) и о мгновенной передаче давления на его скелет опытом не подтверждаются. Кроме того, необходимо учитывать, что деформируемость не только грунта в целом, но и отдельных его фаз (например, твердых частиц) зависит от времени действия нагрузки вследствие явления ползучести.

Общая зависимость между деформациями и напряжениями. Рассмотрим общий случай зависимости относительной деформации ϵ от величины нормального напряжения σ для грунта в целом. Такое рассмотрение будет полностью справедливо для начального и конечного состояний грунта, когда отсутствует перераспределение фаз в единице его объема (например, когда при уплотнении закончится выдавливание воды из пор грунта). При рассмотрении промежуточных состояний необходимо учитывать процесс консолидации, ползучесть скелета и пр.

При анализе зависимости деформаций от напряжений следует различать, по крайней мере, два вида грунтов: сыпучие и связные.

Для сыпучих грунтов при однократном нагружении всегда возникают необратимые смещения и повороты зерен грунта относительно друг друга, что обуславливает постоянное наличие *остаточных деформаций*.

Для связных грунтов на характер деформирования существенно влияют структурные связи, как жесткие, так и вязкие.

При жестких связях, если величина нагрузки такова, что при ее действии прочность связей не нарушается, грунт будет деформироваться как квазитвердое тело.

При вязких (водно-коллоидных) связях в грунтах некоторые связи начинают разрушаться (или вязко течь) уже при весьма небольших усилиях, другие — при несколько бóльших и т. д., что и обуславливает и у этих грунтов постоянное наличие при разгрузке не только обратимых, но и остаточных деформаций. Важно отметить, что остаточные деформации часто во много раз превосходят по величине деформации обратимые.

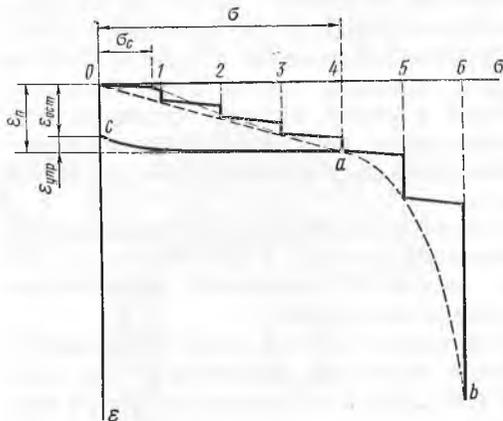


Рис. II.33. Зависимость между деформациями ε и нормальными напряжениями σ для грунта при ступенчатом возрастании нагрузки

Природные связные грунты в большинстве случаев имеют и жесткие и часто вязкие связи различной прочности, поэтому процесс деформирования их является весьма сложным. Условия возникновения того или иного вида деформаций грунтов (упругих, остаточных, уплотнения, вязкого течения, ползучести и др.), а также методы их определения будут подробно рассмотрены в гл. V и VI. Здесь мы лишь

остановимся на рассмотрении общей зависимости между относительными деформациями ε и нормальным напряжением σ , так как эта зависимость кладется в основу теории распределения напряжений в грунтах и определения их деформаций под действием внешних сил.

В самом общем случае, как показывают многочисленные исследования, зависимость между деформациями и напряжениями для грунтов, при значительных напряжениях, будет нелинейной (рис. II.33, пунктирная кривая Oab).

Эту зависимость в общем виде можно представить функцией

$$\varepsilon = \alpha_c \sigma_c + \alpha_n (\sigma_n - \sigma_c)^m, \quad (\text{II.35})$$

где α_c и α_n — коэффициенты, определяемые опытным путем; σ_c — напряжение, не превосходящее начальной прочности структурных связей ($\sigma_c \leq p_{\text{стр}}$); $(\sigma_n - \sigma_c) = \sigma$ — действующее нормальное напряжение, обуславливающее деформации грунта при частичном или полном нарушении структурных связей; m — параметр нелинейности, также определяемый опытным путем.

Величина коэффициента α_c может быть принята равной обратной величине модуля нормальной упругости грунта E , т. е.

$$\alpha_c = \frac{1}{E}.$$

Что касается коэффициента α_n , то природа его значительно сложнее. Если рассматривать только стабилизированные напряжения,

то величина этого коэффициента будет зависеть от модуля общей деформации E_0 грунта [см. формулу (II.37)], который в общем случае может входить в выражение в некоторой степени r , меньшей или равной единице, а также от коэффициента β , оценивающего способность бокового расширения грунта (определение величины β дано в гл. V), т. е. можно принять

$$\alpha_n = \frac{\beta}{E_0^r(z)},$$

где параметр $r \leq 1$ также определяется опытным путем.

Если рассматривать деформации грунта при давлениях, больших структурной прочности сжатия, то зависимости (II.35) можно придать следующий вид:

$$\varepsilon = \alpha_{c, n} \sigma^m, \quad (\text{II.35}')$$

где $\alpha_{c, n}$ — некоторый общий коэффициент пропорциональности, в простейшем случае равный $\alpha_{c, n} = \beta/E_0$.

Общая зависимость (II.35') даже в представленной простой форме еще очень сложна для применения на практике.

Принцип линейной деформируемости. При не очень больших изменениях внешних давлений (порядка 1—3 кгс/см² ($1 \div 3 \cdot 10^5$ Па), а для плотных и твердых грунтов и до 5—7 кгс/см²) с достаточной для практических целей точностью зависимость между деформациями ε и напряжениями σ может приниматься *линейной* (см. спрямленный участок Oa на кривой рис. II.33), что значительно упрощает расчеты и не вносит в них недопустимых погрешностей. Полагая в выражении (II.35) величину параметра $m = 1$ (что вполне допустимо при величине напряжений, меньших *практического предела пропорциональности*), между общими деформациями и напряжением при постоянстве модуля общей деформации будем иметь

$$\varepsilon = \alpha_{c, n} \sigma, \quad (\text{II.36})$$

т. е. при небольших изменениях напряжений к грунтам с полным основанием можно применять *теорию линейно деформируемых тел*.

Как показано проф. Н. М. Герсевановым (1931), если зависимость между общими деформациями и напряжениями *линейна*, то для *определения напряжений в грунтах* полностью будут применимы решения *теории упругости*; для определения же общих деформаций грунтов необходимы добавочные условия (например, зависимость изменения коэффициента пористости от давления и др.).

Изложенное позволяет сформулировать для грунтов так называемый *принцип линейной деформируемости*, а именно:

при небольших изменениях давлений можно рассматривать грунты как линейно деформируемые тела, т. е. с достаточной для практических целей точностью можно принимать зависимость между общими деформациями и напряжениями для грунтов линейной.

Этот принцип вытекает также и из рассмотренного случая сжатия слоя грунта при сплошной нагрузке (компрессии грунта) в диапазоне давлений, при котором справедлив *закон уплотнения*. Дей-

ствительно, по формуле (II.5')

$$m_v = \frac{s_t}{h p_t},$$

а так как относительная деформация

$$\varepsilon = \frac{s}{h},$$

то

$$\varepsilon = m_v p_t. \quad (\text{II.36}')$$

Сравнивая далее выражение (II.36) с выражением (II.36') и принимая во внимание, что в рассматриваемом случае

$$\sigma = p \quad \text{и} \quad \alpha_{с.п} = \frac{\beta}{E_0},$$

получим

$$m_v = \frac{\beta}{E_0} \quad (\text{II.37})$$

или

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v}, \quad (\text{II.37}')$$

где E_0 — модуль общей деформации грунта, определяемый по формуле (II.27), используя результаты испытаний образцов грунта на трехосное сжатие или данные полевых опытов пробной нагрузкой.

Коэффициент β , как указывалось ранее, зависит от коэффициента относительной поперечной деформации грунта (аналогичного коэффициенту Пуассона для упругих тел) и приблизительно равен: для песков $\beta = 0,8$; для супесей $\beta = 0,7$; для суглинков $\beta = 0,5$ и для глин $\beta = 0,4$ (см. ниже гл. V).

Следует отметить, что принцип линейной деформируемости грунтов (справедливый для грунтов средней уплотненности при давлениях порядка 1—3 кгс/см² и несколько более) является одним из основных в современной механике грунтов, так как на нем базируются почти все инженерные расчеты напряжений и деформаций естественных грунтовых оснований. Для слабых же грунтов [при несущей способности их меньше 1 кгс/см² (10⁵ Н/м²)] необходимо исходить из *нелинейной зависимости* между деформациями и напряжениями.

Деформируемость отдельных фаз грунта. Напряженно-деформированное состояние *скелета грунта*, а также *однокомпонентных и квазиоднофазных грунтов* (т. е. грунтов, у которых при деформировании соотношение фаз в единице объема практически не меняется) будет строго описываться уравнениями (II.35) и (II.36) лишь при $t = 0$ и $t = \infty$, т. е. когда процесс перераспределения фаз грунта в единице объема не начался или уже закончился; для промежуточных же отрезков времени напряженно-деформированное состояние грунтов, вообще говоря, *будет зависеть от времени t* .

Как показывают новейшие исследования, изменения во времени напряженно-деформированного состояния скелета грунта (а также однокомпонентных и однофазных грунтов в целом) являются резуль-

этом реологических свойств скелета грунта — его ползучести при нагрузке.

Опытами С. Р. Месчяна и других подтверждено положение И. А. Флорина о том, что деформируемость скелета дисперсных грунтов (при закончившемся процессе консолидации) вполне описывается линейной (в отношении напряжений) теорией наследственной ползучести Больцмана — Вольтерра.

Согласно этой теории в самом общем случае относительная деформация скелета грунта $\varepsilon(t)$ (или квазиоднокомпонентного грунта в целом) определяется выражениями:

при однократном нагружении в течение Δt_0 напряжением $\sigma(t_0)$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E_{\text{мгн}}} + \bar{K}(t - t_0) \sigma(t_0) \Delta t_0 \quad (\text{II.38})$$

и при непрерывном нагружении

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_{\text{мгн}}} \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t - t_0) \sigma(t_0) dt_0 \right], \quad (\text{II.38}')$$

где $K(t - t_0)$ — так называемое ядро ползучести, характеризующее скорость ползучести при постоянном напряжении, отнесенную к единице действующего давления, причем $\bar{K}(t - t_0) = K(t - t_0) / E_{\text{мгн}}$.

Уравнения (II.38) и (II.38') показывают, что полная относительная деформация скелета грунта зависит не только от напряженного состояния за время, прошедшее от начала нагружения, но и от предыдущей «истории» нагружения (t_0), почему и теория получила название теории наследственной ползучести.

Следует также отметить, что уравнения (II.38) и (II.38') справедливы при любом ядре ползучести.

Простейший вид ядра ползучести, хорошо подтверждаемый для дисперсных глинистых грунтов непосредственными опытами, имеет вид

$$\bar{K}(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1(t - t_0)}, \quad (\text{II.39})$$

где δ и δ_1 — параметры ползучести, определяемые опытным путем.

Деформируемость поровой воды в случае полного отсутствия в ней пузырьков газа невелика; в этом случае вода может рассматриваться как идеально упругое тело. Полностью дегазированная вода характеризуется значительным модулем упругости — порядка $2 \cdot 10^4$ кгс/см² ($2 \cdot 10^9$ Н/м²).

Совершенно иное дело — поровая вода, содержащая замкнутые пузырьки воздуха и растворенные газы (а в природе почти любая поровая вода содержит некоторое количество газов); она обладает значительной деформируемостью, которую необходимо учитывать в ряде расчетов.

Учет объемной сжимаемости газосодержащей поровой воды существенно влияет на величину и протекание во времени деформаций фильтрационных и ползучести) водонасыщенных грунтов, что будет рассмотрено в гл. V и VI.

Можно показать *, что величина коэффициента объемной сжимаемости газосодержащей поровой жидкости m_w при незначительном содержании газов (менее 2% от объема пор) определяется следующим простым выражением:

$$m_w \approx (1 - I_w) \frac{1}{p_a}, \quad (\text{П.40})$$

где I_w — коэффициент водонасыщенности грунта [см. формулу (П.6)], p_a — величина атмосферного давления, кгс/см² (Па).

Что касается *деформируемости* самих замкнутых пузырьков *воздуха* (третьей фазы грунтов), то ее обычно отдельно не учитывают в расчетах, так как замкнутые пузырьки воздуха окружены жидкостью и движутся и деформируются вместе с ней, а свободный воздух не воспринимает никакого давления. Однако, как было изложено выше, деформируемость смеси *воздух — вода* должна учитываться в полной мере.

Таким образом, в самом общем случае при исследовании напряженно-деформированного состояния грунтов следует учитывать деформируемость всех фаз грунта в их взаимодействии, особенно если рассматривается изменение напряженно-деформированного состояния грунтов во времени. Вопрос упрощается лишь для начального момента времени и *стабилизированного состояния*, для которых, как указывалось ранее, полностью будет применимо простейшее выражение принципа линейной деформируемости [выражение (П.36')]. При исследовании же напряженно-деформированного состояния грунтов во времени необходимо для водонасыщенных грунтов рассматривать изменения эффективных напряжений в процессе *фильтрационной консолидации*, а для вязких глинистых грунтов — влияние на напряженно-деформированное состояние *ползучести скелета грунта* во взаимодействии с фильтрационным процессом уплотнения. Для грунтов неводонасыщенных при $I_w \leq 0,85$ и для квазиоднофазных грунтов изменение напряженно-деформированного состояния во времени будет зависеть исключительно от *ползучести скелета грунта*.

§ П.5. ОСОБЕННОСТИ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ СТРУКТУРНО НЕУСТОЙЧИВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Среди большого разнообразия грунтов, с которыми приходится иметь дело строителям, особые затруднения вызывают структурно неустойчивые просадочные грунты, у которых в обычных условиях, но при некоторых добавочных физических воздействиях резко нарушается структура, что обуславливает значительное ухудшение их физико-механических свойств, увеличение осадок, уменьшение несущей способности и пр.

Значительные осадки при нарушении структуры этого вида грунтов обусловлены также тем, что в природных условиях они часто бывают

* Прогноз скорости осадок оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов) (Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, М. В. Малышев и др. Под ред. проф. Н. А. Цытовича. М., 1967, гл. V.

недоуплотненными. К таким грунтам можно отнести в первую очередь *лёссовые* грунты и *мерзлые*.

Недоуплотненные грунты. Условия образования отдельных видов грунтов могут быть таковы, что полного уплотнения их от действия собственного веса и вышележащих слоев грунта может и не быть вследствие возникновения при незаконченном процессе консолидации новых структурных связей, например у лёссовых грунтов — образование твердых коллоидных пленок и цементация минеральных частиц выпадающими солями; у мерзлых и вечномерзлых — цементация минеральных частиц льдом и т. п.

Грунты, у которых при незавершенной консолидации образовались структурные связи, препятствующие в данных условиях дальнейшему их уплотнению, относятся к *недоуплотненным грунтам*. Эти грунты при соответствующих добавочных воздействиях могут стать структурно неустойчивыми и при разрушении ранее возникших структурных связей доуплотняться, что вызовет их значительные осадки.

Местные быстро протекающие осадки недоуплотненных структурно неустойчивых грунтов, обусловленные резким изменением их структуры и сопровождающиеся обычно выдавливанием образовавшихся неупругоэластичных масс в стороны от местного воздействия, носят название *просадок*, а грунты, обладающие этими свойствами, относятся к категории структурно неустойчивых *просадочных грунтов*. Таковыми будут *лёссовые грунты* (отложения которых широко распространены в периферийных с пустынями областях) при замачивании их под нагрузкой; *сильнольдистые мерзлые* и *вечномерзлые грунты* при оттаивании, а также *органо-минеральные илы* при быстром нагружении, когда скорость возникновения новых водно-коллоидных связей будет меньше скорости разрушения уже существующих связей, а наконец, *рыхлые слабые пески* при воздействии на них вибраций, вызывающих гидродинамические напоры и значительное уменьшение трения между контактами минеральных частиц.

Существенным показателем физико-механических свойств структурно неустойчивых глинистых грунтов является их *структурная прочность* и изменение ее под влиянием внешних воздействий (замачивания, оттаивания, вибраций и т. п.), обуславливающее просадку под нагрузкой.

Обычно просадочность грунтов оценивается так называемой *относительной просадочностью*, определяемой выражением

$$e_{\text{пр}} = \frac{h_p - h'_p}{h_p}, \quad (Л_1)$$

где h_p — высота образца грунта ненарушенной структуры (испытываемого без возможности бокового расширения при давлении p , равном давлению от действия внешней нагрузки и собственного веса вышележащих слоев грунта); h'_p — высота образца того же грунта при нагрузке p , подвергнутого воздействию, нарушающему его структурную прочность (замачивание лёссовых, оттаивание мерзлых грунтов и т. п.).

Если величина относительной просадочности $\epsilon_{\text{пр}} \geq 0,02$, то такие структурно неустойчивые грунты относят к категории просадочных. Формулу (λ_1) можно переписать в виде

$$\epsilon_{\text{пр}} = \frac{\Delta h_p}{h_p} \quad (\lambda_2)$$

Как показывают соответствующие опыты (Ю. М. Абелева, Н. Я. Денисова, А. А. Мустафаева, наши и др.), величина относительной просадочности $\epsilon_{\text{пр}}$ при изменении внешнего давления не остается постоянной, а возрастает с его увеличением.

При больших изменениях внешних давлений [до 4—5 кгс/см² ($\sim 0,4$ — $0,5$ МПа) и более], согласно опытам А. А. Мустафаева, зависимость относительной просадочности от величины внешнего давления криволинейна и может быть аппроксимирована *степенной функцией* [например, по формуле (II.35) или (II.35')].

Однако при не очень больших давлениях (практически до 2—2,5 кгс/см² для лёссовых грунтов при замачивании и до 2,5—4 кгс/см² для мерзлых и вечномерзлых грунтов при их оттаивании) согласно нашим детальным испытаниям (со статистической обработкой результатов испытаний) кривые изменения относительной деформации при просадке (относительной просадочности $\epsilon_{\text{пр}}$) могут с достаточной степенью точности быть описаны полной функцией первой степени от нормального давления, т. е.

$$\epsilon_{\text{пр}} = A_0 + m_v p, \quad (\text{II.41})$$

где A_0 — начальный параметр прямолинейной зависимости $\epsilon_{\text{пр}} = f(p)$, называемый *коэффициентом просадки* лёссовых грунтов и *коэффициентом оттаивания* мерзлых и вечномерзлых грунтов; m_v — угловой коэффициент прямой, характеризующей относительную сжимаемость грунтов в процессе просадки.

Уравнение (II.41), как будет показано в гл. V, кладется в основу расчета просадок лёссовых и сильнольдистых вечномерзлых грунтов.

Величины коэффициентов A_0 и m_v могут быть определены по результатам испытаний двух монолитов-близнецов на компрессию при просадке или (по специальной методике) по результатам испытания даже одного монолита грунта.

Компрессионные кривые для просадочных структурно неустойчивых грунтов имеют весьма характерную форму (рис. II.34), отличающуюся от обычных компрессионных кривых тем, что в процессе просадки, возникающей при определенных воздействиях, скачкообразно изменяется коэффициент пористости грунта, и плавность компрессионной кривой претерпевает разрыв.

Согласно произведенным испытаниям на компрессионных кривых (рис. II.34), следует различать три области деформирования просадочных грунтов: область *ab*, соответствующую сжатию грунта в ненарушенном состоянии; область *bc*, характеризующую *просадку* грунтов, и область *cd* — уплотнение просевшего грунта с нарушенными структурными связями; при этом наибольшая деформация грунта будет во второй области — области просадок.

По компрессионным кривым просадочных грунтов непосредственно определяют величину изменения коэффициента пористости грунта при просадке $\Delta e_{пр}$.

Так как относительная деформация $\varepsilon = s/h$, где s — осадки и h — начальная высота образца грунта, то из уравнения (II.1) вытекает:

$$\varepsilon = \frac{e_0 - e_t}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}.$$

Цели, приняв обозначение для просадки ε_s , получим

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta e_s}{1 + e_0}, \quad (13)$$

где e_0 — начальный коэффициент пористости грунта (до просадки); Δe_s — изменение коэффициента пористости грунта в процессе просадки.

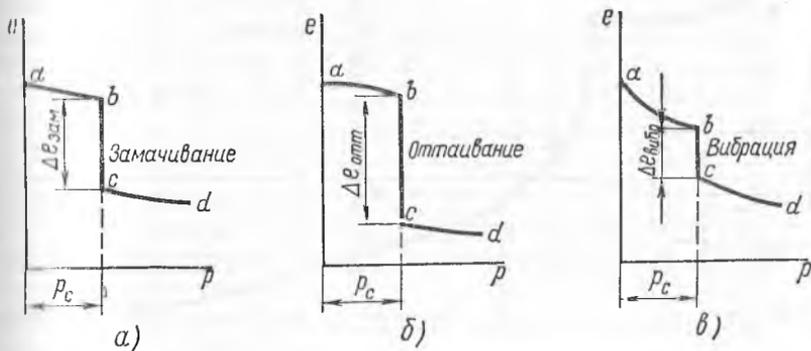


Рис. 11.34. Компрессионные кривые структурно неустойчивых грунтов:

a — лёссовый грунт при замачивании; *b* — мерзлый грунт при оттаивании; *v* — рыхлый песок при вибрации

Испытывая образцы грунта на просадку при двух давлениях p_1 и p_2 и пользуясь выражением (II.41), получают два уравнения с двумя неизвестными, из которых и определяют параметры A_0 и m_v .

Просадочность лёссовых и вечномёрзлых грунтов можно установить как при соответствующих испытаниях на компрессию (наличие скачка в изменении коэффициента пористости при испытании вначале в естественном без нарушения структурных связей, а далее — при характерном для данного вида грунта внешнем воздействии, разрушающем структурные связи), так и с помощью пробной нагрузки. Так, на рис. 11.35 приведены результаты испытаний лёссового грунта пробной нагрузкой при внешнем давлении $p = 1,5 \text{ кгс/см}^2$ (0,15 МПа) с замачиванием под нагрузкой, которые показывают резкое возрастание осадков при замачивании. Следует отметить, что при испытании пробной нагрузкой с замачиванием *непросадочных* глинистых грунтов резкого увеличения осадков не наблюдается, хотя некоторое плавное их возрастание при увлажнении может иметь место.

Физико-механические свойства лёссовых грунтов, как указывалось ранее, при замачивании в процессе просадки резко изменяются: сопротивление их сдвигу снижается в несколько раз (угол внутреннего трения — в $1,5 \div 2$ раза, сцепления — до 10 раз), что обуславливает значительное уменьшение несущей способности замоченных лёссовых грунтов и выдавливание нарушенных бесструктурных масс грунта под нагрузкой.

Пассивными мерами борьбы с просадочностью сооружений на лёссовых грунтах является заложение подошвы фундаментов ниже просадочной толщи (если это технически возможно), что вызывает применение свайных и столбчатых фундаментов глубокого заложения (порядка 6—20 м).

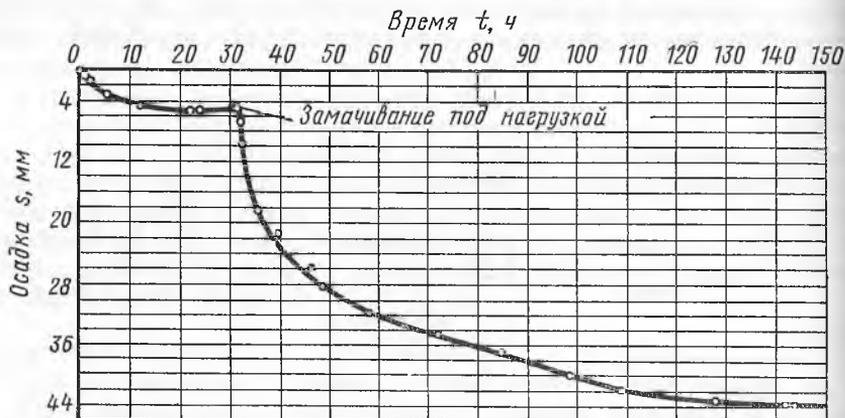


Рис. 11.35. Осадка лёссового просадочного грунта при пробной нагрузке с замачиванием

Активные меры борьбы с просадочностью лёссовых грунтов сводятся к химическому их закреплению по методу силикатизаций или сбжигу несущих объемов грунта с помощью специальных установок, а также применению трамбованных грунтовых свай из заранее замоченного по особой технологии того же лёссового грунта. Все эти приемы описываются в курсах оснований и фундаментов.

При испытании мерзлых и вечномерзлых грунтов весьма важно учитывать их особые физико-механические свойства.

Мерзлые и вечномерзлые грунты *. К структурно неустойчивым просадочным грунтам можно отнести также большой класс *сильнольдистых мерзлых и вечномерзлых грунтов*, превращающихся при оттаивании в разжиженные или мягкопластичные массы.

* Здесь мы отметим только основные особенности мерзлых и вечномерзлых грунтов, которые, конечно, не охватывают многих вопросов механики мерзлых грунтов [см.: Цытович Н. А. и Сумгин М. И. Основания механики мерзлых грунтов. М., 1937; Цытович Н. А. Принципы механики мерзлых грунтов. М., 1952; Вялов С. С. Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов. М., 1959; Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная). М., 1973 и др.].

Мерзлые и вечномерзлые грунты (последними называют грунты, находящиеся в мерзлом состоянии многие годы — века) распространены на большей части территории СССР (вечномерзлые грунты — на 49% всей площади) и являются типичными четырехкомпонентными системами частиц, так как к обычным трем компонентам грунтов (твердой, жидкой и газообразной) прибавляется идеально пластичная компонента — лед, образующийся из поровой воды при температуре замерзания.

Однако поровая вода в грунтах замерзает далеко не вся при 0° , а как бы по категориям: свободная вода (в крупных порах) замерзает при температуре, близкой к 0° , слои связанной воды замерзают при отрицательных температурах, все более низких по мере увеличения связанности воды минеральными частицами; некоторое же количество связанной воды при любой отрицательной температуре в дисперсных грунтах всегда остается в незамерзшем состоянии.

Поэтому в дальнейшем мерзлыми грунтами мы будем называть грунты, имеющие отрицательную или нулевую температуру, в которых хотя бы часть содержащейся воды замерзла, т. е. превратилась бы в лед, цементируя частицы.

Различные грунты в зависимости от их состава (главным образом от величины удельной поверхности минеральных частиц) содержат даже при одной и той же отрицательной температуре различное количество незамерзшей воды (рис. II.36), причем каждый грунт имеет свою характерную кривую незамерзшей воды.

Как показывают соответствующие опыты, количество незамерзшей воды и льда в мерзлых грунтах не остается постоянным, а изменяется под влиянием внешних воздействий (отрицательной температуры, внешнего давления и пр.), находясь с ними в динамическом равновесии.

Высказанное положение формулирует известный в механике мерзлых грунтов принцип равновесного состояния воды и льда в мерзлых грунтах (проф. Н. А. Цытовича), являющийся основной физической базой исследования физико-механических свойств мерзлых грунтов.

Самое существенное влияние на физико-механические свойства мерзлых грунтов оказывает цементирующее действие льда, общее содержание которого определяется льдистостью i мерзлых грунтов, равной отношению веса льда к весу всей воды, содержащейся в грунте,

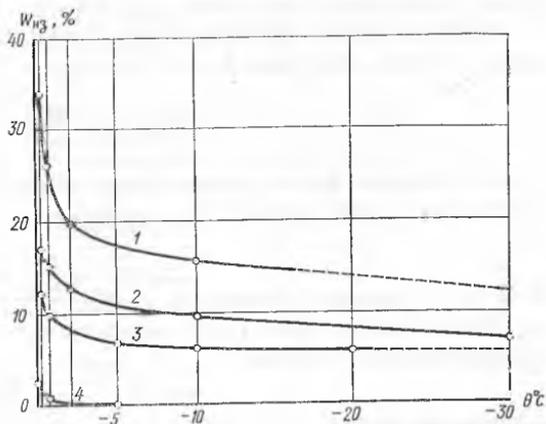


Рис. II.36. Кривые содержания незамерзшей воды $w_{из}$ в мерзлых грунтах в зависимости от величины их отрицательной температуры ($-\theta^\circ$):
1 — глина; 2 — суглинок; 3 — супесь; 4 — песок

т. е.

$$i = \frac{\omega_c - \omega_{на}}{\omega_c}, \quad (II.42)$$

где $\omega_{на}$ — влажность за счет незамерзшей воды (в долях от сухой навески); ω_c — суммарная влажность мерзлого грунта.

Отметим, что для мерзлых грунтов оказывается более показательным вычислять не весовую влажность ω_c (на сухую навеску), а так называемую общую влажность $\omega_{общ}$ (по отношению к весу всего грунта), что позволяет избежать трудно воспринимаемые величины весовой влажности мерзлых грунтов, большие 100%. Так, например, весовая влажность мерзлого грунта $\omega = 200\%$ будет соответствовать *общей влажности* в 66%, т. е. 66% от общего веса мерзлого грунта будет составлять вода всех категорий.

Так как общая влажность $\omega_{общ}$ равна отношению веса воды к весу всего грунта, то (для 1 см³ грунта)

$$\omega_{общ} = \frac{\omega_c \gamma_d}{\gamma}.$$

Подставляя в это выражение значение объемного веса скелета грунта γ_d по формуле (I.3), получим

$$\omega_{общ} = \frac{\omega_c}{1 + \omega_c}. \quad (II.43)$$

Точно так же (для 1 см³ мерзлого грунта) будем иметь: вес твердых частиц

$$g_d = \gamma (1 - \omega_{общ}); \quad (II.44)$$

вес льда

$$g_l = \gamma \omega_{общ} i; \quad (II.45)$$

вес воды в жидкой фазе

$$g_w = \gamma \omega_{общ} (1 - i). \quad (II.46)$$

Естественно, что для единицы объема грунта будет справедливо равенство

$$g_d + g_l + g_w = \gamma. \quad (II.47)$$

Таким образом, для оценки физических свойств мерзлых грунтов необходимо знать четыре характеристики: объемный вес γ ; удельный вес γ_s ; суммарную влажность ω_c и влажность за счет незамерзшей воды $\omega_{на}$. Отдельные характеристики определяют по формулам, приведенным в табл. II.2.

Важными показателями *механических свойств* мерзлых и вечномерзлых грунтов будут величина длительного сцепления c_{∞} , позволяющая оценить несущую способность мерзлого грунта при данной его отрицательной температуре, и величина коэффициента оттаивания $A_{от}$, позволяющая рассчитать возможную «осадку оттаивания», которая обычно составляет значительную (иногда более 90%) долю от всей осадки оттаивающих оснований.

Взаимосвязь показателей основных физических свойств мерзлых грунтов

Показатели, определяемые опытом	Величины, вычисляемые по формулам
γ_c — удельный вес	Общая влажность $w_{\text{общ}} = \frac{w_c}{1 + w_c}$
γ — объемный вес	Льдистость весовая $i = \frac{w_c - w_{\text{нз}}}{w_c}$
$w_{\text{с}}$ — суммарная влажность на сухую навеску	Льдистость объемная $i_{\text{об}} = \frac{\gamma}{\gamma_d} \cdot \frac{w_c - w_{\text{нз}}}{1 + w_c}$
$w_{\text{нз}}$ — влажность за счет незамерзшей воды в долях от веса сухого грунта	Объемный вес скелета грунта $\gamma_d = \gamma (1 - w_{\text{общ}})$
	Коэффициент пористости мерзлого грунта $e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$
	Вес составных частей (в 1 см ³): мерзлого грунта: льда $g_l = \gamma w_{\text{общ}} i$; незамерзшей воды $g_w = \gamma w_{\text{общ}} (1 - i)$; твердых частиц $g_d = \gamma (1 - w_{\text{общ}})$;
	Объем газов $V_0 = \left(\frac{e}{\gamma} - \frac{w_c}{\gamma_w} \right) \gamma_d$

Величину c_{∞} определяют по методу шарового штампа (см. § П.4) по формуле (П.34)

$$c_{\infty} = 0,18 \frac{P}{\pi D s_{\infty}}, \quad (\text{П.48})$$

где s_{∞} — длительная осадка мерзлого грунта под шаровым штампом диаметром D при нагрузке P .

Как показали исследования Института мерзлотоведения Сиб. отд. АН СССР (1966), длительная осадка s_{∞} при испытании мерзлых грунтов шаровым штампом равна приблизительно удвоенной осадке штампа за 30 мин наблюдения.

Зная c_{∞} , можно легко определить совершенно безопасную нагрузку на вечномерзлые грунты при сохранении их отрицательной температуры, рассматривая мерзлые грунты как идеально связные тела (см. ниже § IV.3).

Величину коэффициента оттаивания A_0 можно определить при испытании на осадку оттаивающего грунта (в шурфе площадью 1—2 м²) под действием только его собственного веса (без нагрузки).

Если оттаивающий слой будет незначительной толщины (менее 0,5 м), то максимальное давление от собственного веса грунта также будет малым [как правило, менее 0,1 кгс/см² (~10⁴ Па)], и тогда вторым членом в формуле (П.41) можно пренебречь. В этом случае

$$A_0 \approx \frac{s_0}{h}, \quad (\text{П.49})$$

где s_0 — осадка слоя оттаивающего грунта; h — глубина оттаивания.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВОЙ ТОЛЩЕ

Вопрос об определении напряжений в грунтовой толще имеет особо важное значение для установления условий прочности и устойчивости грунтов и определения их деформаций (главным образом осадок) под действием внешних сил и собственного веса грунта.

В настоящее время при решении вопроса о распределении напряжений в грунтах в механике грунтов применяют теорию линейно деформируемых тел. Для определения напряжений по этой теории будут полностью справедливы уравнения и зависимости теории упругости, также базирующиеся на линейной зависимости между напряжениями и деформациями в упругой стадии (закон Гука). Для грунтов, однако, закон Гука в общем случае будет неприменим, так как при действии внешних сил в грунтах при давлениях, больших структурной прочности, возникают не только упругие, но и значительно большей величины остаточные деформации.

Однако, как было показано ранее, в определенных пределах и для грунтов будет справедлива линейная связь между напряжениями и общими деформациями (не только упругими). Для определения же общих деформаций (упругих и остаточных — уплотнения, пластического течения, ползучести и пр.) уравнений теории упругости будет недостаточно. Здесь требуется учесть добавочные условия, вытекающие из физической природы грунтов как дисперсных тел, а именно: их сжимаемость (компрессию), ползучесть скелета и пр.

Следует также отметить, что уравнения теории линейно деформируемых тел будут справедливы лишь для массива грунта при отсутствии в нем областей предельного напряженного состояния, для которых зависимость между деформациями и напряжениями нелинейна. При большом развитии областей предельного равновесия, например под сооружениями, несущими значительную нагрузку, близкую к предельной, применение решений теории линейно деформируемых тел будет неправомерным.

Дополнительным условием непосредственного применения формул теории линейно деформируемых тел к определению напряжений в грунтах будет также, как указывалось ранее, отсутствие перераспределения фаз грунта в рассматриваемом объеме во времени, т. е. решения теории линейно деформируемых тел будут отвечать начальному (ненарушенному) и конечному (стабилизированному) статическому состоянию грунта и определять полные (тотальные) напряжения в скелете грунта под действием внешних сил.

§ III.1. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В СЛУЧАЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЗАДАЧИ

Действие сосредоточенной силы (основная задача). Рассмотрим действие сосредоточенной силы P , приложенной перпендикулярно к ограничивающей *полупространство* плоскости (рис. III.1). Будем считать полупространство однородным в глубину и в стороны и линейно деформируемым.

Задача будет заключаться в определении всех составляющих напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$, а также перемещений w_z, w_y, w_x для любой точки полупространства, имеющей координаты y, x или R и β .

Поставленная задача для упругого (а следовательно, и любого линейно деформируемого) полупространства впервые была полностью решена проф. Ж. Буссинеском (1885), а определение напряжений для площадок, параллельных ограничивающей полупространство плоскости, — проф. В. Кирпичевым и автором книги (1923—1934). Здесь мы ограничимся выводом только формул напряжений для площадок, параллельных ограничивающей плоскости, как наиболее часто используемых в расчетной практике,

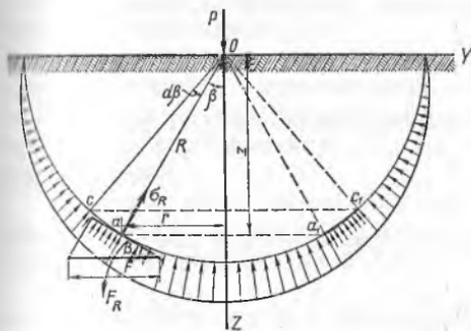


Рис. III.2. Схема радиальных напряжений при действии сосредоточенной силы

которого полностью совпадает с решением Буссинеска) примем как постулат, что напряжение σ_R пропорционально $\cos \beta$ и обратно пропорционально квадрату расстояния от точки приложения сосредоточенной силы R^2 .

Следует отметить, что, как показано Проктором и Мораном на I Международном конгрессе по механике грунтов (1936), это положение может быть выведено строго и из закона Всемирного тяготения Ньютона.

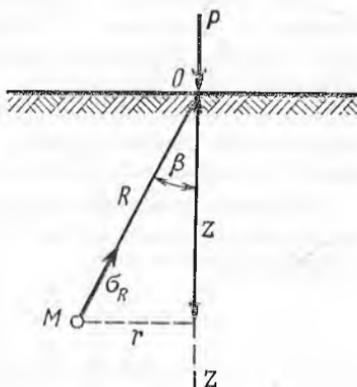


Рис. III.1. Схема действия сосредоточенной силы

т. е. напряжений σ_z, τ_{zy} и τ_{zx} .

Возьмем точку M (рис. III.1), определяемую полярными координатами R и β , и определим величину нормального напряжения σ_R , действующего по направлению радиуса R , а затем по формулам перехода — и все составляющие напряжения для площадки, проведенной через точку M , параллельно ограничивающей плоскости.

Для упрощения вывода (окончательный результат которого полностью совпадает с решением Буссинеска)

примем как постулат, что напряжение σ_R пропорционально $\cos \beta$ и обратно пропорционально квадрату расстояния от точки приложения сосредоточенной силы R^2 .

Следует отметить, что, как показано Проктором и Мораном на I Международном конгрессе по механике грунтов (1936), это положение может быть выведено строго и из закона Всемирного тяготения Ньютона.

Таким образом, полагаем

$$\sigma_R = A \frac{\cos \beta}{R^2}, \quad (M_1)$$

где A — некоторый коэффициент, определяемый из условия равновесия.

Для составления уравнения равновесия проведем полушаровое сечение с центром в точке приложения сосредоточенной силы (рис. III.2). Величина напряжений, нормальных к полушаровой поверхности, определяется выражением (M_1) и будет изменяться от нуля у ограничивающей плоскости до максимума по оси Z , но для выделенного элементарного шарового пояса с центральным углом $d\beta$ может приниматься постоянной.

Условием равновесия будет — сумма проекций всех сил на вертикальную ось равна нулю, т. е.

$$P - \int_0^{\pi/2} \sigma_R \cos \beta dF = 0, \quad (M_2)$$

где dF — поверхность элементарного шарового пояса, равная

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

Подставляя выражение для dF и σ_R в уравнение (M_2) , получим

$$P - A \cdot 2\pi \int_0^{\pi/2} \cos^2 \beta \sin \beta d\beta = 0. \quad (M_3)$$

Произведя интегрирование и подставляя пределы, получим

$$P - \frac{2}{3} A\pi = 0, \quad (M_4)$$

откуда неизвестный коэффициент пропорциональности A равен

$$A = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi}. \quad (M_5)$$

Подставляя полученное значение A в формулу (M_1) , для радиальных напряжений будем иметь

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi R^2} \cos \beta. \quad (M_6)$$

Отнесем величину радиальных напряжений не к площадке, перпендикулярной радиусу, а к площадке, параллельной ограничивающей плоскости и составляющей с ней угол β . Назовем это напряжение σ'_R .

Из геометрических соотношений

$$\sigma'_R = \sigma_R \cos \beta \quad (M_7)$$

или, подставляя значение σ_R из выражения (M_6) и принимая во внимание, что $\cos \beta = z/R$, получим

$$\sigma'_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^2}{R^4}. \quad (M_8)$$

Далее, не меняя направления площадки, разложим силу $\sigma'_R F$ (рис. III.3) на три направления: одно Z — перпендикулярное площадке и два X и Y — лежащих в плоскости площадки. Тогда

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma'_R \cos(\sigma'_R, Z); \\ \tau_{zy} &= \sigma'_R \cos(\sigma'_R, Y); \\ \tau_{zx} &= \sigma'_R \cos(\sigma'_R, X). \end{aligned} \right\} \quad (M_9)$$

А так как $\cos(\sigma'_R, Z) = z/R$; $\cos(\sigma'_R, Y) = y/R$ и $\cos(\sigma'_R, X) = x/R$, то величины составляющих напряжений для площадки, параллельной ограничивающей плоскости, окончательно будут иметь следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}; \\ \tau_{zy} &= \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{yz^2}{R^5}; \\ \tau_{zx} &= \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{xz^2}{R^5}. \end{aligned} \right\} \quad (III.1)$$

Отметим, что величины как сжимающих σ_z , так и сдвигающих τ_{zy} и τ_{zx} напряжений для площадок, параллельных ограничивающей полупространство плоскости, не зависят от упругих постоянных однородного линейно деформируемого полупространства, тогда как для других площадок, параллельных ограничивающим плоскостям XOZ и YOZ , и в случае неоднородного основания они будут зависеть от модулей деформируемости E_0 , μ_0 и определяются более сложными выражениями*.

Приведем здесь выражения для вычисления суммы нормальных напряжений Θ в любой точке и перемещений w_z ограничивающей поверхности, параллельной оси Z :

$$\Theta = \sigma_z + \sigma_y + \sigma_x = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \frac{P}{\pi} (1 + \mu_0) \frac{z}{R^3}. \quad (III.2)$$

$$\boxed{w_z = \frac{P}{\pi C R}}, \quad (III.3)$$

где $C = \frac{E_0}{1 - \mu_0^2}$ — так называемый коэффициент линейно деформируемого полупространства (E_0 — модуль общей деформации, μ_0 — коэф-

* См., например, нашу книгу «Механика грунтов» (1963), где приведены формулы для всех составляющих напряжений и перемещений от действия сосредоточенной силы.

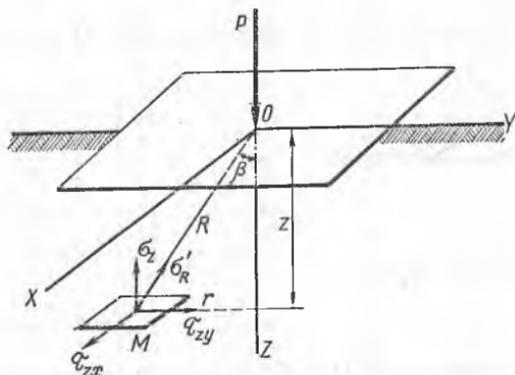


Рис. III.3. Составляющие напряжений для площадки, параллельной ограничивающей плоскости

эффициент относительной поперечной деформации, аналогичный коэффициенту Пуассона).

Формулы (III.2) и (III.3) имеют большое практическое значение в расчетах осадок фундаментов.

Выражению для величины сжимающих напряжений σ_z можно придать более простой вид, позволяющий составить вспомогательную таблицу, облегчающую вычисления напряжений.

Согласно рис. III.3, точка M вполне определяется двумя ее координатами z и r . Принимая во внимание, что

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} = z \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{1/2},$$

из первой строки формулы (III.1) получаем

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \cdot \frac{P}{z^2}$$

или, обозначив

$$\frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} = K,$$

будем иметь

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}. \quad (\text{III.4})$$

Формула (III.4) широко используется на практике при расчете осадок фундаментов. Для облегчения расчетов служит табл. III.1 значений коэффициента K в формуле для вертикальных сжимающих напряжений в массиве грунта, нормальных к площадкам, параллельным ограничивающей полупространство плоскости. Величина коэффициента K определяется для ряда значений r/z (где r — расстояние по горизонтали от оси Z , проходящей через точку приложения сосредоточенной силы, а z — глубина рассматриваемой точки от ограничивающей плоскости).

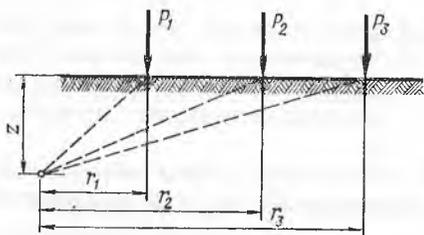


Рис. III.4. Схема действия нескольких сосредоточенных сил

Если на поверхности массива приложено несколько сосредоточенных сил $P_1, P_2, P_3 \dots$ (рис. III.4), то сжимающее напряжение в любой точке массива для горизонтальных площадок, параллельных ограничивающей плоскости, может быть найдено простым суммированием, так как вывод формулы (III.4) основан на прямой пропорциональности между напряжениями и деформациями:

$$\sigma_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + K_3 \frac{P_3}{z^2}, \quad (\text{III.4}')$$

где коэффициенты K_i определяют из табл. III.1 в зависимости от соответствующих отношений r_i/z .

Значение коэффициента K для вычисления сжимающих напряжений
от действия сосредоточенной силы в зависимости от отношения r/z

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,50	0,0251
0,01	0,4773	0,51	0,2679	1,01	0,0823	1,51	0,0245
0,02	0,4770	0,52	0,2625	1,02	0,0803	1,52	0,0240
0,03	0,4764	0,53	0,2571	1,03	0,0783	1,53	0,0234
0,04	0,4756	0,54	0,2518	1,04	0,0764	1,54	0,0229
0,05	0,4745	0,55	0,2466	1,05	0,0744	1,55	0,0224
0,06	0,4732	0,56	0,2414	1,06	0,0727	1,56	0,0219
0,07	0,4717	0,57	0,2363	1,07	0,0709	1,57	0,0214
0,08	0,4699	0,58	0,2313	1,08	0,0691	1,58	0,0209
0,09	0,4679	0,59	0,2263	1,09	0,0674	1,59	0,0204
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200
0,11	0,4633	0,61	0,2165	1,11	0,0641	1,61	0,0195
0,12	0,4607	0,62	0,2117	1,12	0,0626	1,62	0,0191
0,13	0,4579	0,63	0,2070	1,13	0,0610	1,63	0,0187
0,14	0,4548	0,64	0,2024	1,14	0,0595	1,64	0,0183
0,15	0,4516	0,65	0,1978	1,15	0,0581	1,65	0,0179
0,16	0,4482	0,66	0,1934	1,16	0,0567	1,66	0,0175
0,17	0,4446	0,67	0,1889	1,17	0,0553	1,67	0,0171
0,18	0,4409	0,68	0,1846	1,18	0,0539	1,68	0,0167
0,19	0,4370	0,69	0,1804	1,19	0,0526	1,69	0,0163
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160
0,21	0,4286	0,71	0,1721	1,21	0,0501	1,72	0,0153
0,22	0,4242	0,72	0,1681	1,22	0,0489	1,74	0,0147
0,23	0,4197	0,73	0,1641	1,23	0,0477	1,76	0,0141
0,24	0,4151	0,74	0,1603	1,24	0,0466	1,78	0,0135
0,25	0,4103	0,75	0,1565	1,25	0,0454	1,80	0,0129
0,26	0,4054	0,76	0,1527	1,26	0,0443	1,82	0,0124
0,27	0,4004	0,77	0,1491	1,27	0,0433	1,84	0,0119
0,28	0,3954	0,78	0,1455	1,28	0,0422	1,86	0,0114
0,29	0,3902	0,79	0,1420	1,29	0,0412	1,88	0,0109
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,90	0,0105
0,31	0,3796	0,81	0,1353	1,31	0,0393	1,92	0,0101
0,32	0,3742	0,82	0,1320	1,32	0,0384	1,94	0,0097
0,33	0,3687	0,83	0,1288	1,33	0,0374	1,96	0,0093
0,34	0,3632	0,84	0,1257	1,34	0,0365	1,98	0,0089
0,35	0,3577	0,85	0,1226	1,35	0,0357	2,00	0,0085
0,36	0,3521	0,86	0,1196	1,36	0,0348	2,10	0,0070
0,37	0,3465	0,87	0,1166	1,37	0,0340	2,20	0,0058
0,38	0,3408	0,88	0,1138	1,38	0,0332	2,30	0,0048
0,39	0,3351	0,89	0,1110	1,39	0,0324	2,40	0,0040
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	2,50	0,0034
0,41	0,3238	0,91	0,1057	1,41	0,0309	2,60	0,0029
0,42	0,3181	0,92	0,1031	1,42	0,0302	2,70	0,0024
0,43	0,3124	0,93	0,1005	1,43	0,0295	2,80	0,0021
0,44	0,3068	0,94	0,0981	1,44	0,0288	2,90	0,0017
0,45	0,3011	0,95	0,0956	1,45	0,0282	3,00	0,0015
0,46	0,2955	0,96	0,0933	1,46	0,0275	3,50	0,0007
0,47	0,2899	0,97	0,0910	1,47	0,0269	4,00	0,0004
0,48	0,2843	0,98	0,0887	1,48	0,0263	4,50	0,0002
0,49	0,2788	0,99	0,0865	1,49	0,0257	5,00	0,0001

Пример III.1. На плоскую поверхность массива грунта приложена сосредоточенная сила $P = 60$ тс. Определить вертикальное сжимающее напряжение в точке a , расположенной на глубине 2 м от поверхности и на расстоянии 1 м в сторону от линии действия силы (рис. III.5).

Для точки a имеем: $z = 200$ см; $r = 100$ см; $r/z = 0,5$. По табл. III.1 отношение $r/z = 0,5$ соответствует $K = 0,2733$.

По формуле (III.4)

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2} = 0,2733 \frac{60\,000}{200^2} = 0,41 \text{ кгс/см}^2 \approx 0,041 \text{ МПа.}$$

Точно таким же путем определены сжимающие напряжения для ряда площадок, расположенных на той же глубине $z = 2$ м и на других глубинах по оси Z . По результатам вычислений построены эпюры сжимающих напряжений для сечения на глубине $z = 2$ м и для горизонтальных площадок по вертикальной оси Z ($r_1 = 0$). Следует отметить, что в точке приложения сосредоточенной силы, естественно, получаются

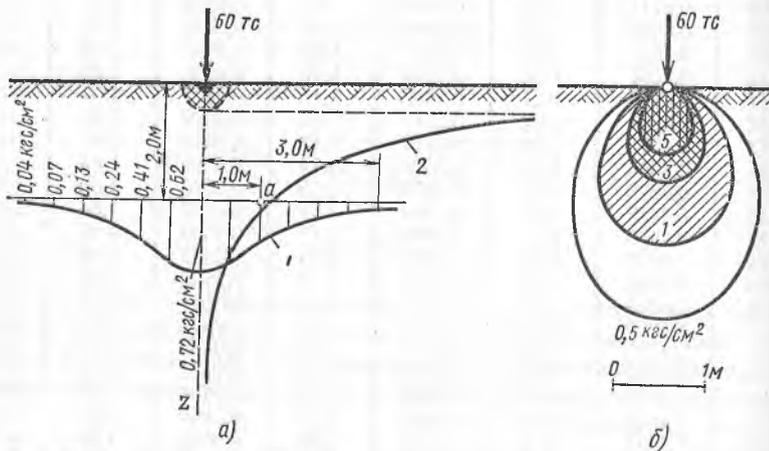


Рис. III.5. К примеру определения сжимающих напряжений в грунте при действии сосредоточенной силы:

a — на глубине $z = 2$ м (1) и по вертикальной оси (2); b — линии одинаковых давлений

бесконечно большие давления. На практике же их не будет, так как нельзя сосредоточить большой груз в одной точке, при малой же площади передачи нагрузки напряжения в месте приложения нагрузки превзойдут предел прочности грунта, поэтому некоторую область (заштрихованную на рис. III.5, a) у точки приложения сосредоточенной силы необходимо исключить из рассмотрения.

По найденным для ряда точек (площадок) напряжениям σ_z на рис. III.5, b построены линии одинаковых сжимающих напряжений — *изобары*, наглядно иллюстрирующие всю «луковицу» давлений.

Сосредоточенная сила Q приложена на поверхности параллельно ограничивающей полупространство плоскости. В этом случае вертикальное сжимающее напряжение

$$\sigma'_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{yz^2}{R^5}, \quad (\text{III.1}')$$

где y — координата, параллельная силе Q ; R — расстояние до любой точки ($R^2 = x^2 + y^2 + z^2$), а сумма главных напряжений Θ будет

определяется формулой (III.2), в которой координата z заменяется на y :

$$\Theta = \frac{Q}{\pi} (1 + \mu_0) \frac{y}{R^3}. \quad (\text{III.2}')$$

Зная выражения для сил (вертикальной P и горизонтальной Q), легко определить сжимающие напряжения и сумму главных напряжений для любой наклонной силы.

Действие местной равномерно распределенной нагрузки. В настоящее время замкнутое строгое решение этой задачи получено лишь для прямоугольной площадки загрузки, деформации которой соответствуют деформациям поверхности линейно деформируемого полупространства, т. е. для условий весьма гибкой передачи нагрузки.

Приведем результаты наиболее простого решения (А. Ляв, 1935).

Сжимающее напряжение σ_{zc} и сумма главных напряжений Θ_c в любой точке, лежащей на вертикали под углом загруженного прямоугольника со сторонами l и b , которые мы назовем *угловыми*, будут равны:

$$\sigma_{zc} = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{lbz}{D} \cdot \frac{l^2 + b^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l^2 b^2} + \arcsin \left(\frac{lb}{\sqrt{l^2 + z^2} \sqrt{b^2 + z^2}} \right) \right]; \quad (\text{III.5})$$

$$\Theta_c = \frac{p}{\pi} (1 + \mu_0) \arctg \frac{\alpha}{\beta \sqrt{1 + \alpha^2 + \beta^2}}, \quad (\text{III.6})$$

где $\alpha = \frac{l}{b}$ и $\beta = \frac{z}{b}$;

$$\left(\frac{D}{2} \right)^2 = R^2 = l^2 + b^2 + z^2.$$

Пользуясь приведенными формулами, легко можно вычислить и максимальное сжимающее напряжение под центром площади загрузки σ_{z0} , а также максимальное значение суммы главных напряжений Θ_{\max} .

Определение сжимающих напряжений по методу угловых точек. Знание величины сжимающих напряжений для угловых точек под прямоугольной площадью загрузки позволяет очень быстро вычислять сжимающие напряжения для любой точки полупространства, особенно если пользоваться значениями угловых коэффициентов K_c и K_0 .

Для площадок под центром загруженного прямоугольника максимальное сжимающее напряжение

$$\max \sigma_{z0} = K_0 p \quad (\text{III.7})$$

и для площадок под углом загруженного прямоугольника

$$\sigma_{zc} = K_c p, \quad (\text{III.8})$$

где K_0 и K_c — табличные коэффициенты; p — интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Значения коэффициентов K_0 и K_c определяют с помощью табл. III.2 как функции относительной глубины $\beta = 2z/b$ или $\beta = z/b$ (по

Значения коэффициентов f и f' [формулы (III.9) и (III.10)]

β	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $\alpha = l/b$										Ленточные фундаменты при $\alpha \geq 10$		
	Круглые фундаменты	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2		4	5
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,639	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,440	0,462	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,044	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,048	0,056	0,071	0,114
12	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

Значения коэффициента K_0 для непосредственного определения максимальных сжимающих напряжений под центром нагруженного прямоугольника

$\beta = \frac{z}{b}$	Отношение сторон прямоугольника $\alpha = \frac{l}{b}$							Плоская задача
	1	1,5	2	3	6	10	20	
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,96
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,82
1,00	0,336	0,428	0,479	0,500	0,518	0,522	0,549	0,55
1,50	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,40
2,00	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,31
3,00	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,21
5,00	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,13

(СНиПУ — m) и соотношения сторон прямоугольной площади загрузки $\alpha = l/b$ (по СНиПУ — n):

$$K_0 = f\left(\frac{2z}{b}, \frac{l}{b}\right); \quad (\text{III.9})$$

$$K_c = \frac{1}{4} f'\left(\frac{z}{b}, \frac{l}{b}\right). \quad (\text{III.10})$$

Последние выражения, применяя интерполяцию, позволяют пользоваться только табл. III.2 как при вычислении коэффициентов для центральных точек K_0 , так и для угловых K_c .

Для упрощения расчетов в табл. III.3 приведены значения коэффициента K_0 для непосредственного вычисления напряжений σ_x в точках, расположенных на различной глубине под центром прямоугольника, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой.

Значения угловых коэффициентов $K_{\theta c} = f''(z/b, l/b) (1 + \mu_0)$ для суммы главных напряжений приведены в табл. III.4.

Максимальное сжимающее напряжение σ_x будет в точках, расположенных под центром нагруженной площади, и вычисляется по формуле (III.7).

Метод угловых точек для определения величины сжимающих напряжений σ_x применяют в случае, когда грузовая площадь может быть разбита на такие прямоугольники, чтобы рассматриваемая точка оказалась *угловой*. Тогда сжимающее напряжение в этой точке (для горизонтальных площадок, параллельных плоской границе полупространства) будет равно алгебраической сумме напряжений от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

Поясним сказанное, рассмотрев три основных случая:

- 1) точка M находится на контуре прямоугольника внешних давлений (рис. III.6, а);
- 2) точка M — внутри прямоугольника давлений (рис. III.6, б);
- 3) точка M — вне прямоугольника давлений (рис. III.6, в).

В первом случае величина σ_x определится как сумма двух угловых напряжений, соответствующих прямоугольникам загрузки $Mabe$ и $Mecd$, т. е.

Значения $\Theta_c/(1+\mu_0)$ в точках на разных глубинах, расположенных на угловых вертикалях при равномерно распределенной по прямоугольной площади нагрузке p в долях от p

$\beta = \frac{z}{b}$	$\alpha = t/b$														
	0,2	0,1	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
0,2	0,2439	0,3405	0,3804	0,4003	0,4114	0,4183	0,4230	0,4259	0,4281	0,4297	0,4337	0,4352	0,4363	0,4367	0,4369
0,4	0,1363	0,2280	0,2810	0,3119	0,3308	0,3430	0,3515	0,3570	0,3612	0,3643	0,3721	0,3750	0,3771	0,3779	0,3782
0,6	0,0874	0,1578	0,2074	0,2406	0,2630	0,2782	0,2890	0,2967	0,3024	0,3068	0,3179	0,3222	0,3245	0,3265	0,3270
0,8	0,0607	0,1136	0,1552	0,1812	0,2087	0,2251	0,2371	0,2458	0,2529	0,2582	0,2721	0,2776	0,2818	0,2833	0,2840
1,0	0,0443	0,0846	0,1185	0,1456	0,1667	0,1828	0,1952	0,2047	0,2121	0,2180	0,2341	0,2406	0,2457	0,2476	0,2486
1,2	0,0336	0,0649	0,0924	0,1156	0,1344	0,1495	0,1616	0,1711	0,1788	0,1850	0,2026	0,2101	0,2162	0,2182	0,2193
1,4	0,0262	0,0510	0,0735	0,0931	0,1097	0,1235	0,1348	0,1441	0,1518	0,1580	0,1766	0,1848	0,1915	0,1940	0,1952
1,6	0,0209	0,0410	0,0596	0,0762	0,0906	0,1030	0,1135	0,1223	0,1296	0,1358	0,1549	0,1638	0,1711	0,1739	0,1753
1,8	0,0171	0,0336	0,0491	0,0632	0,0758	0,0868	0,0964	0,1046	0,1116	0,1177	0,1368	0,1460	0,1540	0,1571	0,1588
2,0	0,0142	0,0280	0,0410	0,0531	0,0641	0,0739	0,0826	0,0900	0,0967	0,1024	0,1214	0,1310	0,1395	0,1428	0,1445
2,5	0,0094	0,0187	0,0276	0,0361	0,0440	0,0514	0,0581	0,0642	0,0696	0,0745	0,0921	0,1020	0,1114	0,1153	0,1173
3,0	0,0067	0,0133	0,0198	0,0260	0,0319	0,0375	0,0427	0,0475	0,0520	0,0561	0,0718	0,0814	0,0913	0,0957	0,0980
5,0	0,0025	0,0050	0,0074	0,0099	0,122	0,0146	0,0168	0,0190	0,0212	0,0232	0,0322	0,0391	0,0481	0,0532	0,0561
7,0	0,0013	0,0026	0,0038	0,0051	0,0064	0,0076	0,0088	0,0100	0,0111	0,0124	0,0177	0,0224	0,0293	0,0339	0,0370
10,0	0,0006	0,0013	0,0019	0,0025	0,0032	0,0038	0,0044	0,0047	0,0056	0,0067	0,0091	0,0118	0,0163	0,0198	0,0224

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c}) \rho,$$

где K_{1c} и K_{2c} — угловые коэффициенты, определяемые по формуле (III.10) и данным табл. III.2 в зависимости от относительной глубины $\beta = z/b$ и отношения сторон $\alpha = l/b$; ρ — интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки.

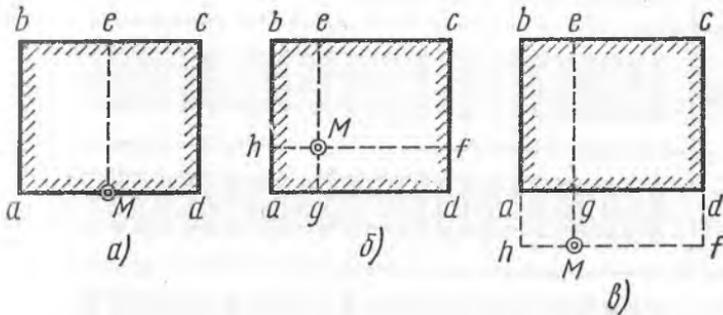


Рис. III.6. Схемы разбивки прямоугольной площади загрузки при определении напряжений по методу угловых точек

Во втором случае необходимо суммировать угловые напряжения от четырех прямоугольных площадей загрузки: $Mgah$, $Mhbe$, $Mecf$ и $Mfdg$, т. е.

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} + K_{3c} + K_{4c}) \rho.$$

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 $Mgdg$, взятых со знаком «минус», т. е.

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} - K_{3c} - K_{4c}) \rho,$$

где K_{1c} , K_{2c} , K_{3c} , K_{4c} — угловые коэффициенты, определяемые по формуле (III.10) и табл. III.2 в зависимости от соответствующих величин $\alpha = l/b$ и $\beta = z/b$.

Для облегчения расчетов в табл. III.5 приведены заранее вычисленные более подробные значения угловых коэффициентов $K'_c = K_c \rho(z/b, l/b)$, позволяющие обходиться без формулы (III.10), используя лишь выражение (III.8), т. е.

$$\sigma_{zc} = K'_c \rho. \quad (\text{III.8}')$$

Пример III.2. Определить величину сжимающих напряжений под центром и под серединой длинной стороны загруженного прямоугольника размером 2×8 м на глубине 2 м от поверхности при внешней нагрузке интенсивностью $\rho = 3$ кгс/см² ($= 0,3$ МПа).

Для площадки под центром загруженной площади

$$z = 2 \text{ м}; \quad \beta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2}{2} = 2; \quad \alpha = \frac{l}{b} = \frac{8}{2} = 4.$$

$\beta = \frac{2}{b}$	Значения $\alpha = 1/b$										
	3,2	3,4	3,6	3,8	4	5	6	7	8	9	10
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2340	0,2340	0,2341	0,2341	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,2198	0,2199	0,2199	0,2200	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,2037	0,2039	0,2040	0,2041	0,2042	0,2044	0,2045	0,2045	0,2046	0,2046	0,2046
1,2	0,1873	0,1876	0,1878	0,1880	0,1882	0,1885	0,1887	0,1888	0,1888	0,1888	0,1888
1,4	0,1718	0,1722	0,1725	0,1728	0,1730	0,1735	0,1738	0,1739	0,1739	0,1739	0,1740
1,6	0,1574	0,1580	0,1584	0,1587	0,1590	0,1598	0,1601	0,1602	0,1603	0,1604	0,1604
1,8	0,1443	0,1450	0,1455	0,1460	0,1463	0,1474	0,1478	0,1480	0,1481	0,1482	0,1482
2,0	0,1324	0,1332	0,1339	0,1345	0,1350	0,1363	0,1368	0,1371	0,1372	0,1373	0,1374
2,2	0,1218	0,1227	0,1235	0,1242	0,1248	0,1264	0,1271	0,1274	0,1276	0,1277	0,1277
2,4	0,1122	0,1133	0,1142	0,1150	0,1156	0,1175	0,1184	0,1188	0,1190	0,1191	0,1192
2,6	0,1035	0,1047	0,1058	0,1066	0,1073	0,1095	0,1106	0,1113	0,1113	0,1115	0,1116
2,8	0,0957	0,0970	0,0982	0,0991	0,0999	0,1024	0,1036	0,1041	0,1045	0,1047	0,1048
3,0	0,0887	0,0901	0,0913	0,0923	0,0931	0,0959	0,0973	0,0980	0,0983	0,0986	0,0987
3,2	0,0823	0,0838	0,0850	0,0861	0,0870	0,0900	0,0916	0,0923	0,0928	0,0930	0,0933
3,4	0,0765	0,0780	0,0793	0,0804	0,0814	0,0844	0,0864	0,0873	0,0877	0,0880	0,0882
3,6	0,0712	0,0728	0,0741	0,0753	0,0763	0,0799	0,0816	0,0826	0,0832	0,0835	0,0837
3,8	0,0664	0,0680	0,0694	0,0706	0,0717	0,0753	0,0773	0,0784	0,0790	0,0794	0,0796
4,0	0,0620	0,0636	0,0650	0,0663	0,0674	0,0712	0,0733	0,0745	0,0752	0,0756	0,0758
4,2	0,0581	0,0596	0,0610	0,0623	0,0634	0,0674	0,0696	0,0709	0,0716	0,0721	0,0724
4,4	0,0544	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0639	0,0662	0,0676	0,0684	0,0689	0,0692
4,6	0,0510	0,0526	0,0540	0,0553	0,0564	0,0606	0,0630	0,0644	0,0654	0,0659	0,0663
4,8	0,0480	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0575	0,0601	0,0616	0,0626	0,0631	0,0635
5,0	0,0451	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606	0,0610
6,0	0,0340	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0431	0,0460	0,0479	0,0491	0,0497	0,0505
7,0	0,0263	0,0275	0,0286	0,0296	0,0306	0,0346	0,0376	0,0396	0,0411	0,0421	0,0428
8,0	0,0209	0,0219	0,0228	0,0237	0,0246	0,0283	0,0311	0,0332	0,0348	0,0359	0,0367
9,0	0,0169	0,0178	0,0186	0,0194	0,0202	0,0235	0,0262	0,0282	0,0298	0,0310	0,0319
10,0	0,0140	0,0147	0,0154	0,0162	0,0167	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,0270	0,0280

$\beta = \frac{2}{\delta}$	Значения $\alpha = 1/\beta$										
	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2486	0.2489	0.2490	0.2491	0.2491	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2429	0.2434	0.2437	0.2439	0.2440	0.2441	0.2442	0.2442	0.2442
0.6	0.2229	0.2275	0.2300	0.2315	0.2324	0.2329	0.2333	0.2335	0.2337	0.2338	0.2338
0.8	0.1999	0.2075	0.2120	0.2147	0.2165	0.2176	0.2188	0.2188	0.2192	0.2194	0.2196
1.0	0.1752	0.1851	0.1911	0.1955	0.1981	0.1999	0.2012	0.2020	0.2026	0.2031	0.2034
1.2	0.1516	0.1626	0.1705	0.1758	0.1793	0.1818	0.1836	0.1849	0.1858	0.1865	0.1870
1.4	0.1308	0.1423	0.1508	0.1569	0.1613	0.1644	0.1667	0.1685	0.1696	0.1705	0.1712
1.6	0.1123	0.1241	0.1329	0.1396	0.1445	0.1482	0.1509	0.1530	0.1545	0.1557	0.1567
1.8	0.0969	0.1083	0.1172	0.1241	0.1294	0.1334	0.1365	0.1389	0.1408	0.1423	0.1434
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1103	0.1158	0.1202	0.1236	0.1263	0.1284	0.1300	0.1314
2.2	0.0732	0.0832	0.0917	0.0984	0.1039	0.1084	0.1120	0.1149	0.1172	0.1191	0.1192
2.4	0.0642	0.0734	0.0813	0.0879	0.0934	0.0979	0.1016	0.1047	0.1071	0.1092	0.1108
2.6	0.0566	0.0651	0.0725	0.0788	0.0842	0.0887	0.0924	0.0955	0.0981	0.1003	0.1020
2.8	0.0502	0.0580	0.0649	0.0709	0.0761	0.0805	0.0842	0.0875	0.0900	0.0923	0.0942
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0688	0.0732	0.0769	0.0801	0.0828	0.0851	0.0870
3.2	0.0401	0.0467	0.0526	0.0580	0.0627	0.0668	0.0704	0.0735	0.0762	0.0786	0.0806
3.4	0.0361	0.0421	0.0477	0.0527	0.0571	0.0616	0.0646	0.0677	0.0704	0.0727	0.0747
3.6	0.0326	0.0382	0.0433	0.0480	0.0523	0.0561	0.0594	0.0624	0.0651	0.0674	0.0694
3.8	0.0296	0.0348	0.0395	0.0439	0.0479	0.0516	0.0548	0.0577	0.0603	0.0626	0.0646
4.0	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0474	0.0507	0.0535	0.0560	0.0585	0.0603
4.2	0.0247	0.0291	0.0333	0.0371	0.0407	0.0439	0.0469	0.0496	0.0521	0.0543	0.0563
4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0343	0.0376	0.0407	0.0436	0.0462	0.0485	0.0507	0.0527
4.6	0.0209	0.0247	0.0283	0.0317	0.0348	0.0378	0.0405	0.0430	0.0453	0.0474	0.0493
4.8	0.0193	0.0229	0.0262	0.0294	0.0324	0.0352	0.0378	0.0402	0.0424	0.0444	0.0463
5.0	0.0179	0.0212	0.0243	0.0274	0.0302	0.0328	0.0353	0.0376	0.0397	0.0417	0.0435
6.0	0.0127	0.0151	0.0174	0.0196	0.0218	0.0238	0.0257	0.0276	0.0293	0.0310	0.0325
7.0	0.0094	0.0112	0.0130	0.0147	0.0164	0.0180	0.0195	0.0210	0.0224	0.0238	0.0251
8.0	0.0073	0.0087	0.0101	0.0114	0.0127	0.0140	0.0153	0.0165	0.0176	0.0187	0.0198
9.0	0.0058	0.0069	0.0080	0.0091	0.0102	0.0112	0.0122	0.0132	0.0142	0.0152	0.0161
10.0	0.0047	0.0055	0.0065	0.0074	0.0083	0.0092	0.0100	0.0109	0.0117	0.0125	0.0132

По табл. III.2 коэффициент $K_0 = 0,540$; тогда

$$\sigma_{z0} = K_0 p = 0,54 \cdot 3 = 1,62 \text{ кгс/см}^2 \quad (\sim 0,162 \text{ МПа}).$$

Для площадки под серединой длинной стороны прямоугольной площади загрузки, разделяя ее на два прямоугольника размером 4×2 м так, чтобы рассматриваемая точка была бы угловой, $z = 2$ м; $\beta = z/b = 1$;

$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{4}{2} = 2.$$

Интерполируя по табл. III.2, по формуле (III.10) получим

$$K_c = \frac{1}{4} \cdot \frac{0,870 + 0,727}{2} \approx 0,2;$$

$$\sigma_z = 2K_c p = 2 \cdot 0,2 \cdot 3 = 1,20 \text{ кгс/см}^2 \quad (\sim 0,12 \text{ МПа}).$$

Влияние площади загрузки. Расчеты напряжений в грунтах показывают, что чем больше площадь передачи нагрузки, тем меньше происходит затухание (рассеивание на большую площадь) напряжений

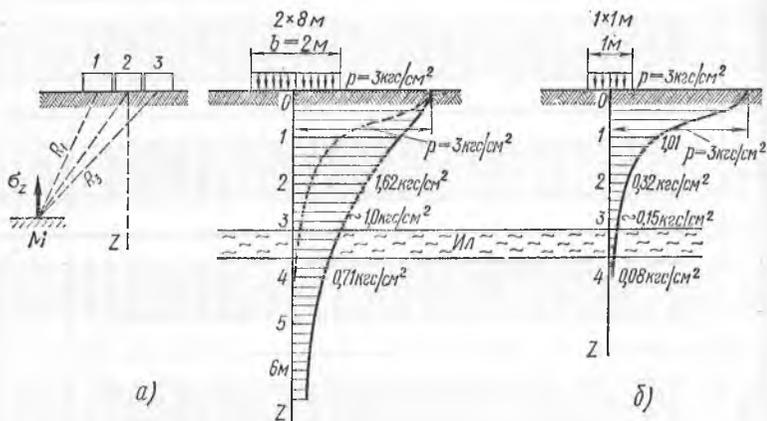


Рис. III.7. Пример влияния размеров загруженной площади на распределение сжимающих напряжений по глубине

с глубиной. Это и понятно, так как согласно рис. III.7, а, если добавить к нагрузке 1 некоторую нагрузку 2 или 3, то в точке М сжимающее напряжение σ_z увеличится, но в меньшей степени, чем от нагрузки 1, так как расстояние R до точки М также увеличится, а с увеличением расстояния величина добавочных напряжений уменьшается. Возрастание напряжений с увеличением площади можно установить непосредственно и по данным табл. III.2 и проиллюстрировать следующими примерами.

Так, в примере III.2 было получено, что на глубине 2 м от ограничивающей полупространство плоскости давление от действия внешней нагрузки интенсивностью $p = 3 \text{ кгс/см}^2 \approx 0,3 \text{ МПа}$, распределенной по площади $2 \times 8 \text{ м}^2$, равнялось $\sigma_z = 1,62 \text{ кгс/см}^2$. Если при той же интенсивности внешняя нагрузка на поверхность грунта будет действовать по площадке $1 \times 1 \text{ м}^2$, то сжимающее напряжение на той же глубине

м, учитывая, что в этом случае

$$\beta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2}{1} = 4; \quad \alpha = \frac{l}{b} = 1; \quad K_0 = 0,108$$

будет равно

$$\sigma_z = K_0 p = 0,108 \cdot 3 = 0,32 \text{ кгс/см}^2 \approx 0,032 \text{ МПа.}$$

На рис. III.7, б приведены эпюры распределения сжимающих напряжений по оси нагрузки для двух нагруженных площадей: $2 \times 8 \text{ м}^2$ и $1 \times 1 \text{ м}^2$.

Как видно из приведенных эпюр, при одном и том же внешнем давлении на поверхности напряжения по глубине сильно отличаются, так как они зависят от величины площади загрузки.

Таким образом, внешние давления тем медленнее загасают с глубиной, чем больше площадь загрузки, и на любой заданной глубине сжимающие напряжения будут тем больше, чем больше площадь загрузки. Последнее имеет существенное практическое значение. Так, например, слабые слои грунта при большой площади загрузки на некоторой глубине могут испытывать очень большие давления (больше их несущей способности), тогда как при малых площадях загрузки возникающие давления совершенно не повлияют на прочность и устойчивость даже слабого грунта, так как они будут малы по величине. В приведенном на рис. III.7, б примере на глубине 3 м от загруженной поверхности под площадкой $2 \times 8 \text{ м}$ давление будет около $1,0 \text{ кгс/см}^2$, тогда как под площадкой $1 \times 1 \text{ м}$ на той же глубине — всего лишь около $0,15 \text{ кгс/см}^2$ ($\sim 0,015 \text{ МПа}$).

Способ элементарного суммирования. Для площадей загрузки сложной формы, которые нельзя разделить на прямоугольники (например, имеющих криволинейное очертание в плане или составленных из треугольников и более сложных фигур), метод угловых точек неприменим.

В этом случае пользуются способом элементарного суммирования, который заключается в следующем.

Загрузочную площадь разделяют на площадки таких размеров, чтобы можно было считать приходящиеся на них нагрузки сосредоточенными в их центрах тяжести.

Путем сравнения с результатами точного решения установлено, что при разделении нагруженной поверхности на элементы, длинная сторона которых l_0 меньше половины расстояния от центра элемента R_0 до точки, в которой определается сжимающее напряжение, погрешность составляет около 6%, т. е. при $\frac{l_0}{R_0} < \frac{1}{2}$ погрешность $\eta \leq 6\%$. Точно так же при $\frac{l_0}{R_0} \leq \frac{1}{3}$ $\eta \leq 3\%$ и при $\frac{l_0}{R_0} \leq \frac{1}{4}$ $\eta \leq 2\%$.

Приведенные данные вводят определенность в расчеты сжимающих напряжений по способу элементарного суммирования.

Следует, однако, отметить, что способ элементарного суммирования непригоден для определения главных напряжений, а в ряде случаев (например, при расчете влияния на осадки соседних фундаментов) необходимо учитывать горизонтальные напряжения.

Сжимающее напряжение по способу элементарного суммирования определяют по формуле (III.4), суммируя напряжения от элементарных загрузочных площадок:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{i=n} K_i \frac{P_i}{z^2}, \quad (\text{III.4}''')$$

где K_i — коэффициент, определяемый по табл. III.1 в зависимости от отношения r_i/z (здесь r_i — проекция на горизонтальную площадку расстояния от центра тяжести i -го элемента до рассматриваемой точки; z — глубина); n — число элементов.

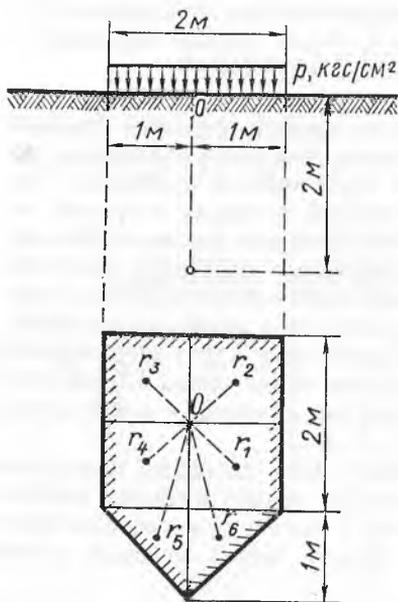


Рис. III.8. К примеру определения сжимающих напряжений по способу элементарного суммирования

тов) до вертикальной оси, проходящей через рассматриваемую точку, т. е. величины r_i (рис. III.8):

для квадратных элементов $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = \frac{\sqrt{2}}{2} = 0,71$ м,

для треугольных элементов $r_5 = r_6 = \sqrt{1,33^2 + 0,33^2} = 1,37$ м.

Тогда, интерполируя по табл. III.1, определяем следующее:

при

$$\frac{r_{1-4}}{z} = \frac{0,71}{2} = 0,355$$

$$K_1 = 0,3549 \text{ и}$$

при

$$\frac{r_{5-6}}{z} = \frac{1,37}{2} = 0,685$$

$$K_2 = 0,1850.$$

Пример III.3. Определить величину сжимающего напряжения для горизонтальной площадки, расположенной по оси, проходящей через центр 0 прямоугольной части загруженной площадки (рис. III.8) и лежащей на глубине 2 м от поверхности, при действии равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = 3$ кгс/см² ($\sim 0,3$ МПа).

Разбиваем загруженную площадку на 6 элементов: четыре квадрата размером 1×1 м и 2 прямоугольных треугольника с катетами в 1 м.

Принимаем, что в центре каждого элемента приложена сосредоточенная сила $P_i = pF_i$ (где F_i — площадь элемента). Так как в рассматриваемом примере отношение наибольшего измерения любого элемента l_0 к расстоянию до рассматриваемой точки R_0 будет меньше двух, то погрешность определения σ_z по формуле (III.44''') будет меньше 6% (в сторону увеличения напряжения).

Определим расстояния по горизонтали от принятых точек приложения сосредоточенных сил (центров тяжести элементов) до рассматриваемой точки, т. е. величины

Мы здесь ограничимся только рассмотрением наиболее часто применяемых на практике решений. Эти решения получены следующим методом.

Используя формулы для напряжений в линейно деформируемом массиве от погонной нагрузки (Фламана) в условиях плоской задачи путем интегрирования напряжений от действия элементарных сил ($pdy \cdot 1$), получают выражения для составляющих напряжений σ_z , σ_y , τ для различных видов распределенных нагрузок: равномерной, возрастающей по закону прямой и др.

Действие равномерно распределенной нагрузки. Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи показана на рис. III.9. Если обозначить буквой α угол видимости, $\beta = \frac{\alpha}{2} + \beta'$ (где β' — угол, составляемый крайним лучом с вертикалью), то для составляющих напряжений будут справедливы следующие выражения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cos 2\beta); \\ \sigma_y &= \frac{p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cos 2\beta); \\ \tau &= \frac{p}{\pi} (\sin \alpha \sin 2\beta). \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.11})$$

Приведенные выражения позволяют легко составить таблицу коэффициентов влияния для вычисления составляющих напряжений, введя следующие обозначения:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= K_z p; \\ \sigma_y &= K_y p; \\ \tau &= K_{yz} p. \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.11}')$$

Значения коэффициентов влияния K_z , K_y , K_{yz} приведены в табл. III.6 в зависимости от величины относительных координат z/b и y/b .

Пользуясь данными табл. III.6, легко построить эпюры распределения напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям массива грунта в случае плоской задачи (при полосообразной равномерно распределенной нагрузке).

Как пример на рис. III.10 показаны эпюры сжимающих напряжений σ_z для вертикальных и горизонтальных сечений массива грунта. Пользуясь полученными эпюрами напряжений, легко построить и кривые равных напряжений. Так, на рис. III.11, а приведены линии одинаковых вертикальных сжимающих напряжений или давлений (*изобары*), на рис. III.11, б — линии одинаковых горизонтальных напряжений (*распоры*) и на рис. III.11, в — линии одинаковых касательных напряжений (*сдвиги*), наглядно характеризующие всю напряженную область грунта под полосообразной нагрузкой.

Интересно отметить, что если ограничиться рассмотрением давлений, больших $0,1 p$, то влияние сжимающих напряжений сказывается в случае плоской задачи на большую глубину (примерно до $6 b$), чем

Значения коэффициентов влияния K_z , K_y и K_{yz} для определения составляющих напряжений в случае действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

$\frac{z}{b}$	Значения y/b																		
	0			0,25			0,5			1			1,5			2			
	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	K_z	K_y	K_{yz}	
0,00	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0,00	0,50	0,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,30	0,02	0,17	0,05	0,00	0,00	0,07	0,01	0,00	0,04	0,00	0,00
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,26	0,08	0,21	0,13	0,02	0,02	0,12	0,04	0,00	0,07	0,02	0,02
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,20	0,15	0,22	0,16	0,04	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,02	0,04
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,10	0,41	0,09	0,19	0,15	0,16	0,07	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,03	0,05
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,20	0,11	0,14	0,10	0,10	0,12	0,10	0,04	0,11	0,07	0,07
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,21	0,06	0,11	0,13	0,07	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08	0,08
1,75	0,35	—	0	0,34	0,01	0,04	0,30	0,03	0,20	0,05	0,10	0,14	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
2,00	0,31	—	0	0,31	—	0,03	0,28	0,02	0,17	0,02	0,06	0,13	0,03	0,07	0,10	0,04	0,04	0,07	0,07
3,00	0,21	—	0	0,21	—	0,02	0,20	0,01	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,02	0,05	0,10	0,03	0,03	0,05
4,00	0,16	—	0	0,16	—	0,01	0,15	—	0,12	—	—	0,11	—	—	—	0,09	—	—	—
5,00	0,13	—	0	0,13	—	—	0,12	—	0,10	—	—	0,10	—	—	—	—	—	—	—
6,00	0,11	—	0	0,10	—	—	0,10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. Величина коэффициента $K = K_z$ для относительных глубин ($2z/b$) приведена также в табл. III.2 (при $\alpha > 10$).

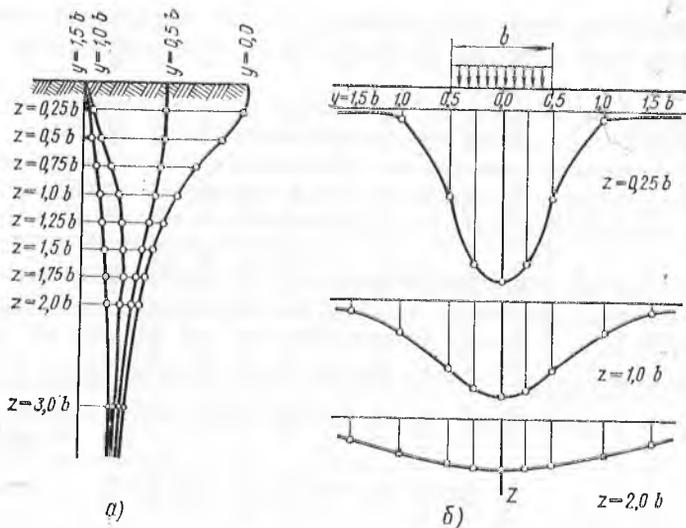


Рис. III.10. Эпюры распределения сжимающих напряжений σ_z по вертикальным (а) и горизонтальным (б) сечениям массива грунта

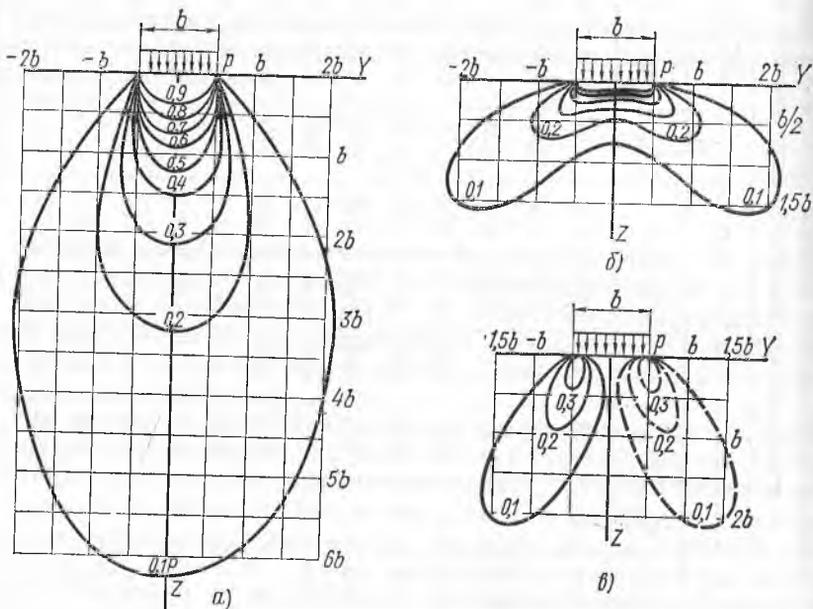


Рис. III.11. Линии равных напряжений в линейно деформируемом массиве в случае плоской задачи:

а — изобары σ_z ; б — распоры σ_y ; в — сдвиги τ_{zx}

в случае пространственной задачи (например, для квадратной площади нагрузки — до $4b$).

Область распределения распоров выдвигается в стороны более чем на ширину площади подошвы ленточного фундамента, а максимальные сдвигающие напряжения (до $0,32p$) имеют место под краями подошвы полосообразной нагрузки; по оси же нагрузки сдвигающие напряжения равны нулю. Для главных напряжений σ_1 и σ_2 и для максимальных сдвигающих $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ линии одинаковых напряжений представляют окружности, проходящие через краевые точки подошвы полосообразной нагрузки.

Главные напряжения, т. е. наибольшие и наименьшие нормальные напряжения, будут для площадок, расположенных по вертикальной оси симметрии нагрузки. Действительно, для таких площадок (см. рис. III. 9) угол $\beta' = -\alpha/2$ и, следовательно, угол $\beta = \alpha/2 - \alpha/2 = 0$.

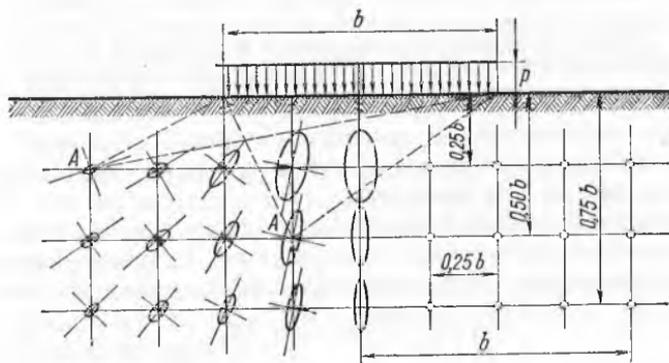


Рис. III.12. Эллипсы напряжений при действии равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

Тогда согласно третьей строке формулы (III.11) сдвигающее напряжение будет равно $\tau = 0$, т. е. площадки будут главными.

Можно показать, что главными площадками будут также площадки, расположенные по биссектрисам углов видимости и площадкам, им перпендикулярным.

Величину главных напряжений получим из выражений (III.11), полагая в них $\beta = 0$:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha); \\ \sigma_2 &= \frac{p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha). \end{aligned} \right\} \quad (III.12)$$

Формулы (III.12) весьма часто применяют при оценке напряженного состояния в основаниях сооружений, особенно предельного.

Они дают также возможность построить эллипсы напряжений для различных точек напряженного линейно деформируемого полупространства (рис. III.12), наглядно иллюстрирующих изменение напряжений в грунте под полосообразной нагрузкой.

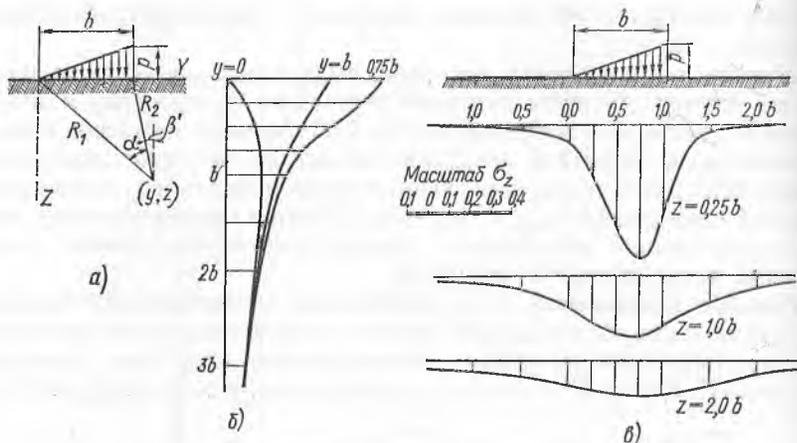


Рис. III.13. Эпюры распределения сжимающих напряжений по вертикальным и горизонтальным сечениям массива грунта при действии треугольной нагрузки

Треугольная нагрузка. При определении напряжений в грунтах от действия *неравномерной нагрузки* важным составным элементом является треугольная нагрузка, т. е. нагрузка, интенсивность которой меняется по закону треугольника.

Приведем здесь только формулу (ее наиболее простой вид) для величины сжимающих вертикальных напряжений σ'_z , действующих на горизонтальные площадки, параллельные ограничивающей плоскости:

$$\sigma'_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{2y}{b} \alpha - \sin 2\beta' \right], \quad (\text{III.13})$$

где α и β' — углы, показанные на рис. III.13, а.

Таблица III.7

Значения коэффициента K'_z для определения величины сжимающих напряжений при треугольной нагрузке

$\frac{z}{b}$	Значения y/b										
	-1.5	-1	-0.5	0	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000
0,25	—	—	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	0,000
0,50	0,002	0,003	0,023	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
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,10	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Следует отметить, что максимальные сжимающие напряжения будут в вертикальном сечении, проходящем близко к центру тяжести треугольной нагрузки.

На рис. III.13, б, в для иллюстрации приведены эпюры распределения сжимающих напряжений σ'_z по горизонтальным и вертикальным сечениям линейно деформируемого массива от действия треугольной нагрузки в долях ее от максимальной интенсивности, а в табл. III.7 — значения коэффициента K'_z в зависимости от z/b и y/b (рис. III.13, а), для вычисления σ'_z по формуле

$$\sigma'_z = K'_z p. \quad (\text{III.13}')$$

Действие любой нагрузки, меняющейся по закону прямой. Важными случаями действия полосообразной нагрузки будут также нагрузка, меняющаяся по прямоугольному и равнобедренному треугольникам, трапецеидальная и т. п., т. е. изменяющиеся по закону прямой. Формулы для вычисления напряжений для этих случаев нагрузки приведены в ряде руководств и справочников по механике грунтов*. Здесь мы остановимся лишь на применении универсального для рассматриваемого вида нагрузок графика Остерберга, опубликованного в трудах IV Международного конгресса по механике грунтов.

Сжимающие напряжения в массиве грунта при нагрузке, меняющейся по закону прямой, вычисляют по формуле

$$\sigma_z = I p,$$

где $I = f(a/z, b/z)$ — функция относительных величин (a/z и b/z), определяемая по номограмме (рис. III.14) (a и b — длина соответственно треугольной и прямоугольной эпюр нагрузки; z — глубина рассматриваемой точки).

Величина I определяется как алгебраическая сумма коэффициентов, соответствующих нагрузке слева и справа от вертикали, проходящей через рассматриваемую точку.

Поясним сказанное примерами.

Пример III.4. Определим напряжение σ_{z_1} для точки M_1 (рис. III.15, а). При нагрузке, действующей слева,

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0,5.$$

По графику (см. рис. III.14) $I_L = 0,397$.

При нагрузке, действующей справа,

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1,5; \quad I_{II} = 0,478.$$

Таким образом,

$$\sigma_{z_1} = (I_L + I_{II}) p$$

или, подставляя численные значения, получим

$$\sigma_{z_1} = (0,397 + 0,478) p = 0,875 p.$$

Для определения сжимающего напряжения σ_{z_2} в точке M_2 (см. рис. III.15, а) прикладываем фиктивную нагрузку $klmn$. При полной нагрузке (включая фиктивную)

$$\frac{a}{z} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b'}{z} = \frac{8}{2} = 4; \quad I_{II} = 0,499.$$

* См.: Цытович Н. А. Основы механики грунтов. М., 1934; Маслов Н. Н. Прикладная механика грунтов. М., 1949; Справочник проектировщика. М., 1963.

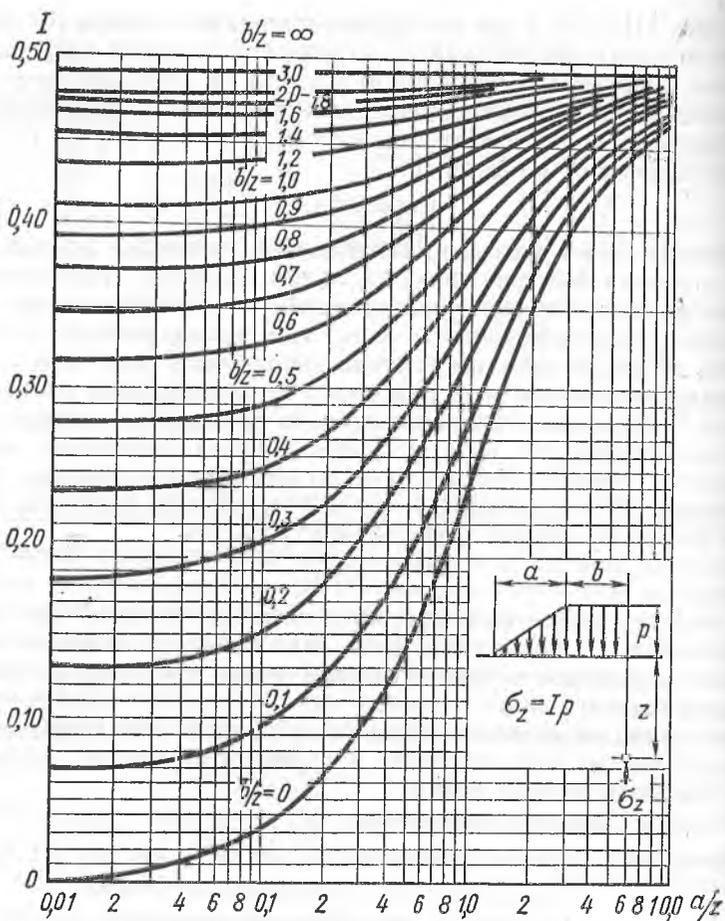


Рис. III.14. Номограмма для определения сжимающих напряжений от нагрузки, меняющейся по закону прямой

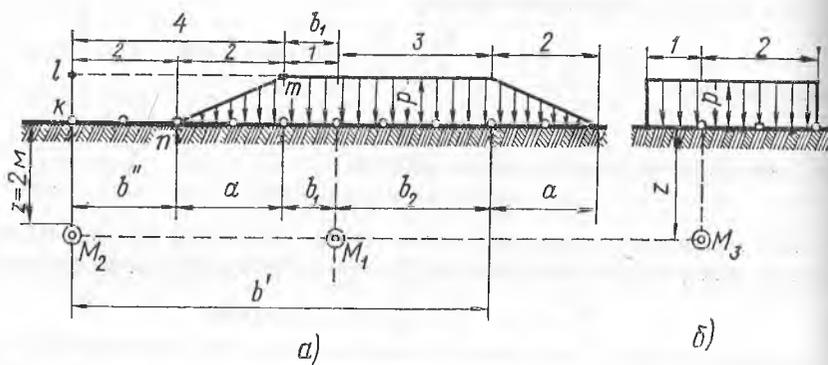


Рис. III.15. Схемы нагрузок к примеру пользования номограммой рис. III.14.

При фиктивной нагрузке

$$\frac{a}{z} = 1 \quad \text{и} \quad \frac{b''}{z} = 1; \quad I'_n = 0,455.$$

Подставляя численные значения и учитывая фиктивность нагрузки $\kappa l m n$, получим

$$\sigma_{z_2} (I_n - I'_n) p = (0,499 - 0,455) p = 0,044 p.$$

Для случая прямоугольной нагрузки (рис. III.15, б)

$$\sigma_{z_3} = (I_n + I'_n) p.$$

Определив I_n при $a/z = 0$ и $b/z = 0,5$ и I'_n при $a/z = 0$ и $b/z = 1$, получим

$$\sigma_{z_3} = (0,278 + 0,410) p = 0,688 p.$$

Произвольный вид нагрузки. При произвольном виде сплошной полосообразной нагрузки эпюру внешних давлений разбивают на прямоугольные и треугольные элементы, например, как показано на рис. III.16, а и путем суммирования напряжений от прямоугольных и треугольных элементов эпюры давлений определяют величину сжимающего напряжения в заданной точке грунта массива.

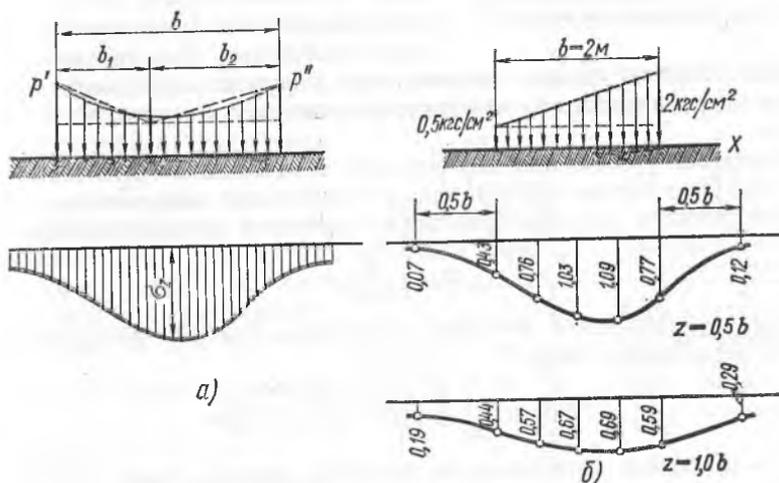


Рис. III.16. Схема действия неравномерной нагрузки в случае плоской задачи:

а — разбивка криволинейной эпюры давлений на элементы; б — распределение сжимающих напряжений при действии внешней нагрузки по трапецидальной эпюре

Как пример на рис. III.16, б приведены эпюры распределения сжимающих напряжений σ_z в грунте на глубине $z = 0,5b$ и $z = 1,0b$, вычисленные по изложенному способу для случая действия на поверхность грунта давлений, распределенных по трапецидальной эпюре.

Этот способ применим при любом виде эпюры внешних давлений.

§ III.3. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЙ ПО ПОДОШВЕ СООРУЖЕНИЙ, ОПИРАЮЩИХСЯ НА ГРУНТ (КОНТАКТНАЯ ЗАДАЧА)

Вопрос о распределении давлений по подошве сооружений имеет большое практическое значение, особенно для гибких фундаментов, рассчитываемых на изгиб.

Если известно реактивное давление по подошве фундамента, которое обычно называют *контактным*, то, приложив к подошве фундаментной балки его обратную величину, без особого труда находят величину расчетных изгибающих моментов и перерезывающих сил, применяя обычные уравнения статики.

В предыдущем разделе рассматривалось действие на грунт распределенной нагрузки, которая следовала деформациям поверхности грунта, т. е. нагрузки, передающейся на грунт при посредстве нежесткого тела, например грунтовой насыпи и т. п. Однако большинство фундаментов сооружений обладает определенной жесткостью.

Поэтому важно оценить, как жесткость фундамента сказывается на распределении контактных давлений и давлений в массиве грунта.

Исходным уравнением для решения поставленной задачи является формула Буссинеска (III.3) для вертикальной деформации линейно деформируемого полупространства от действия сосредоточенной силы:

$$w_z = \frac{P}{\pi C_0 R}.$$

Для произвольной площади нагрузки, приняв обозначения по рис. III.17, будем иметь

$$w_z = \frac{1}{\pi C_0} \iint_F \frac{\rho(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}, \quad (\text{III.14})$$

где F — площадь загрузки, по которой должно быть произведено интегрирование.

Если фундамент *абсолютно жесткий*, то все точки его площади подошвы будут иметь при центральной нагрузке одну и ту же вертикальную деформацию.

Таким образом, условие абсолютной жесткости фундамента дает в этом случае

$$w_z = \text{const}$$

или

$$w_z = \frac{1}{\pi C_0} \iint_F \frac{\rho(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} = \text{const}. \quad (\text{III.15})$$

Решение этого интегрального уравнения для круглой площади подошвы при центральной нагрузке абсолютно жесткого фундамента

имеет следующий вид:

$$p_{xy} = \frac{p_m}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{\rho}{r}\right)^2}}, \quad (\text{III.16})$$

где r — радиус подошвы фундамента; ρ — расстояние от центра подошвы до любой ее точки ($\rho \leq r$); p_m — среднее давление на единицу площади подошвы.

Для случая плоской задачи

$$p_{xy} = \frac{2p_m}{\pi \sqrt{1 - \left(\frac{y}{b_1}\right)^2}}, \quad (\text{III.16}')$$

где y — расстояние по горизонтали от середины фундамента до рассматриваемой точки; b_1 — полуширина фундамента.

При внецентренной нагрузке P в случае плоской задачи (по В. А. Гастеву)

$$p_{xy} = \frac{P}{\pi \sqrt{b_1^2 - y^2}} \left(1 + \frac{2ey}{b_1^2} - \frac{2qb_1}{P} \right) + q, \quad (\text{III.16}'')$$

где e — эксцентриситет сосредоточенной (погонной) силы P ; q — интенсивность боковой пригрузки.

Если начертить эпюру распределения контактных давлений (рис. III.18, а), то для абсолютно жесткого фундамента на линейно деформируемом полупространстве будем иметь седлообразную эпюру с бесконечно большими давлениями по краям.

Действительно, при $\rho = r$ и при $y = b_1$ $p_{xy} = \infty$. По центральной же оси симметрии фундамента при круглой площади подошвы $p_0 = \frac{p_m}{2}$ и при ленточной $p_0 = \frac{2}{\pi} p_m$.

Однако, как показывают решения, выполненные с учетом ползучести скелета грунта (Н. Х. Арутюняном) и одновременно с возрастанием

по глубине модуля общей деформации (Ю. К. Зарецким), контактные давления по подошве жесткого фундамента будут распределяться по значительно более пологой кривой и, кроме того, у края фундамента они не могут быть больше предела несущей способности грунта, что также обуславливает перераспределение давлений по подошве (рис. III.18, а, пунктирная линия).

Концентрация давлений у края жестких фундаментов сказывается на распределении напряжений в массиве грунта лишь на небольшую глубину от подошвы, и общая «луковица» напряжений незначительно

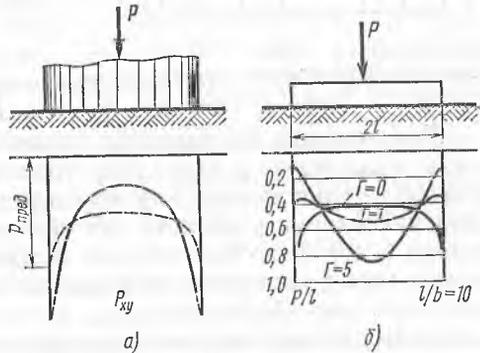


Рис. III.18. Эпюры контактных давлений: а — под абсолютно жестким фундаментом; б — под фундаментом различной гибкости

изменяется, вследствие чего общая осадка фундаментов мало зависит от их жесткости, хотя осадка абсолютно жестких фундаментов, как это вытекает из соответствующих решений (см. ниже гл. VI), несколько меньше, чем гибких.

Так, на рис. III.19 по вычислениям Института оснований построены изобары для фундаментов абсолютно жесткого и абсолютно гибкого, которые подтверждают высказанное выше положение.

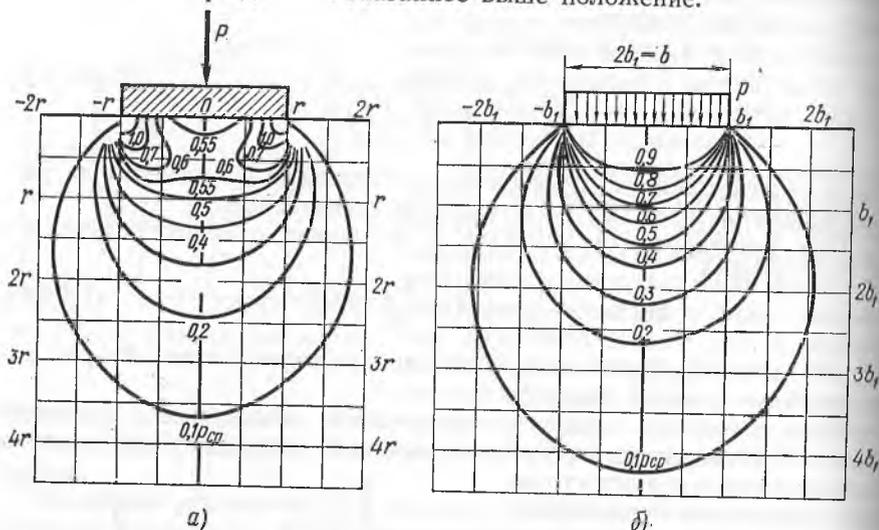


Рис. III.19. Изобары в грунте под фундаментами абсолютно жестким (а) и гибким (б).

Для подошвы фундаментов эпюра контактных давлений по решениям, излагаемым в курсе сопротивления материалов, будет прямолинейной — равномерной или трапецидальной, тогда как по строгому решению теории упругости для абсолютно жестких фундаментов она всегда будет седлообразной; для фундаментов же конечной жесткости эпюра может принимать очертание от седлообразного до параболического (см. рис. III.18, б).

Для определения контактных давлений в последнем случае интегральное уравнение (III.14) решают совместно с дифференциальным уравнением изгиба балок. В результате оказывается, что распределение контактных давлений в высокой степени зависит от *гибкости* фундамента Γ , которая (по М. И. Горбунову-Посадову) определяется выражением

$$\Gamma = \frac{\pi E_0 l^3 b (1 - \mu_1)^2}{4 (1 - \mu_0)^2 E_1 I_1} \approx 10 \frac{E_0 l^3}{E_1 h_1^3},$$

где E_0 , μ_0 — модули деформируемости грунта основания; $E_1 I_1$ — жесткость фундаментной балки; l — полудлина балки; h_1 — высота прямоугольной фундаментной балки.

На рис. III.18, б приведено три кривых распределения контактных давлений в зависимости от гибкости фундаментной балки: при $\Gamma = 0$ (абсолютно жесткой), при $\Gamma = 1$ и $\Gamma = 5$.

Следует отметить, что распределение контактных давлений по подошве фундаментов зависит не только от гибкости фундаментов, но и от глубины их заложения, величины внешней нагрузки, обуславливающей развитие пластических деформаций в грунте, а следовательно, и от прочностных свойств грунта.

В заключение укажем, что материалы, изложенные в настоящем разделе, могут служить основой при разработке методов проектирования и расчета фундаментных балок и плит, лежащих на сжимаемом линейно деформируемом полупространстве.

Влияние неоднородности и анизотропии на распределение напряжений в грунтах. Существенное влияние на напряженное состояние грунтов основания имеет не только жесткость фундаментов, но и неоднородность и анизотропность грунтов под фундаментом, резкое изменение модуля деформируемости отдельных слоев грунта и особенно близкое залегание несжимаемых скальных пород. Для сооружений, занимающих большую площадь в плане, когда мощность сжимаемой толщи (до скальной породы) будет порядка ширины загруженной площади или меньше ее, влияние несжимаемой породы существенно сказывается как на распределении напряжений по глубине, так и на величине и распределении контактных давлений.

Распределение сжимающих напряжений в слое грунта ограниченной толщины на несжимаемом основании в случае гибкой полосообразной равномерно распределенной нагрузки было получено (на основе задачи Маргера и Шехтер) в Институте оснований (К. Е. Егоров, 1939), результаты вычислений сведены в табл. III.8.

По данным этой таблицы на рис. III.20 построены эпюры распределения сжимающих напряжений по оси полосообразной нагрузки для случаев залегания несжимаемой скальной породы на глубине, равной полуширине (1), ширине (1') и 2,5 ширины (1'') ленточной нагрузки. На этом же рисунке показана эпюра 2 максимальных сжимающих напряжений для случая однородного полупространства (без наличия скального подстилающего слоя) и распределение тех же напряжений 3, 3', 3'' в случае более неоднородного подстилающего слоя с переменным модулем деформируемости, когда он, уменьшаясь по

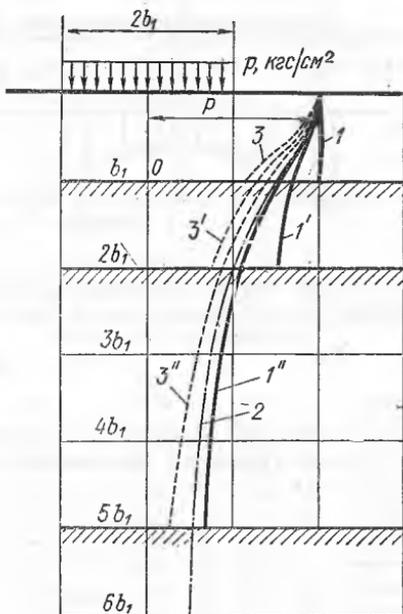


Рис. III.20. Эпюры распределения максимальных сжимающих напряжений под центром гибкой равномерно нагруженной полосы в слое грунта ограниченной толщины $b_1, 2b_1$ и $5b_1$:

1 — при наличии подстилающей несжимаемой породы; 2 — для однородного полупространства; 3 — для неоднородного слоя с возрастающей по глубине сжимаемостью грунта

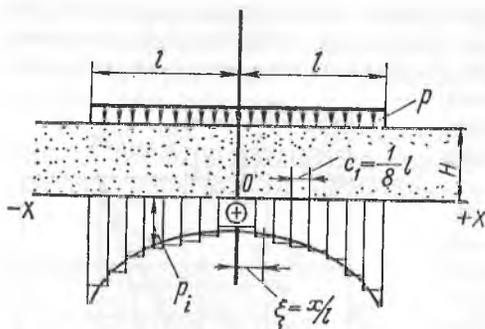


Рис. III.21. Эпюра реактивных давлений по подошве гибкого фундамента на слое грунта ограниченной толщины

глубине, на нижней границе слоя в несколько раз меньше модуля деформируемости γ подошвы нагрузки (по нашим и В. Д. Пономарева опытам).

Из рассмотрения эпюр распределения сжимающих напряжений (давлений) вытекает, что наличие жесткого несжимаемого слоя вызывает концентрацию (возрастание) напряжений по оси нагрузки, тогда как увеличение сжимаемости грунта с глубиной уменьшает концентрацию напряжений.

Таблица III.8

Величины максимальных сжимающих напряжений (в долях от p) в слое грунта на несжимаемом основании под ленточным фундаментом

$\frac{z}{h}$	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

Примечание. В таблице обозначено: h — мощность сжимаемого слоя (до скальной породы); b_1 — полуширина равномерно распределенной полосовообразной нагрузки; z — координата центра площадки, для которой определяется напряжение (при начале координат всегда на границе между сжимаемым слоем и жестким основанием).

Распределение контактных давлений для слоя грунта ограниченной толщины, опирающегося на несжимаемое основание, для жестких фундаментов приведено (по вычислениям НИИ оснований) в табл. III.9.

Для фундаментов гибких приведем табл. III.10 для определения контактных давлений на слое грунта ограниченной толщины под действием полосовообразной нагрузки интенсивностью p , составленную Гидропроектом (Г. В. Крашенинниковой и др., 1961) при допущении отсутствия трения по контакту упругого слоя с несжимаемым основанием по методу ступенчатого суммирования Б. Н. Жемочкина (рис. III.21) *. В этой таблице значения реактивных давлений даны для пяти различных мощностей слоя грунта ограниченной толщины в зависимости от гибкости фундаментной балки Γ , определяемой

* Более точное решение получено проф. С. С. Давыдовым еще в 1939 г. (см. его книгу «Расчет и проектирование подземных конструкций». М., 1950, с. 133—150).

выражением

$$\Gamma \approx 10 \frac{E_0 b^3}{E_1 h_1^3},$$

где l — полупролет балки (см. рис. III.21); E_0 — модуль общей деформации слоя грунта; E_1 — модуль упругости материала фундаментной балки; h_1 — высота прямоугольной фундаментной балки.

Таблица III.9

Величины контактных давлений под жестким фундаментом на слое грунта ограниченной толщины в долях от p

r/R или y/b_1	Мощность слоя при h/R или h/b_1						
	0,25	0,5	1	2	3	5	10 и более
<i>Для круглого фундамента</i>							
0,0	0,905	0,829	0,652	0,532	0,509	0,503	0,500
0,1	0,904	0,828	0,652	0,535	0,512	0,505	0,503
0,2	0,904	0,823	0,654	0,541	0,519	0,513	0,511
0,3	0,902	0,817	0,658	0,533	0,532	0,527	0,525
0,4	0,900	0,809	0,665	0,572	0,553	0,548	0,546
0,5	0,896	0,802	0,678	0,600	0,584	0,579	0,578
0,6	0,891	0,798	0,700	0,642	0,630	0,627	0,626
0,7	0,886	0,804	0,744	0,712	0,704	0,702	0,701
0,8	0,889	0,841	0,833	0,834	0,834	0,833	0,833
0,9	0,945	0,985	1,073	1,131	1,143	1,147	1,146
0,95	1,093	1,252	1,446	1,565	1,589	1,600	1,599
<i>Для ленточного фундамента</i>							
0,0	0,949	0,915	0,811	0,705	0,699	0,649	0,640
0,1	0,948	0,914	0,811	0,707	0,672	0,652	0,643
0,2	0,948	0,909	0,811	0,714	0,680	0,661	0,653
0,3	0,946	0,903	0,813	0,725	0,695	0,678	0,670
0,4	0,942	0,895	0,818	0,744	0,719	0,704	0,697
0,5	0,938	0,889	0,826	0,773	0,753	0,743	0,737
0,6	0,932	0,884	0,846	0,818	0,806	0,800	0,797
0,7	0,927	0,891	0,885	0,891	0,891	0,892	0,892
0,8	0,932	0,924	0,972	1,029	1,046	1,055	1,050
0,9	0,998	1,071	1,220	1,366	1,413	1,443	1,457
0,95	1,161	1,343	1,618	1,869	1,954	2,010	2,030

Так же как и в ранее рассмотренных случаях, если известны реактивные давления, то расчетные величины для фундаментной балки $\max M$ и $\max Q$ определяют по уравнениям статики.

Распределение напряжений от собственного веса грунта. Напряжения от собственного веса грунта, так называемые *природные* (или «бытовые», что менее употребительно) давления, имеют значение для свеженасыпных земляных сооружений и оценки природной уплотненности грунтов.

При горизонтальной поверхности грунта напряжения от собственного веса грунта (с объемным весом γ_z) будут увеличиваться с глубиной

Значения реактивных давлений в долях от p , усредненных на участках длиной $c = \frac{1}{8} l$, для полупролета l гибких равномерно нагруженных балок на слое грунта средней толщины H

± z	$\Gamma = 0$										$\Gamma = 3$										
	при H , равном										при H , равном										
	0	1/16	1/4	1/2	l	2l	∞	0	1/16	1/4	1/2	l	2l	∞	0	1/16	1/4	1/2	l	2l	∞
1/16	1	1	0,970	0,924	0,828	0,718	0,639	1	0,996	0,990	0,958	0,876	0,786	0,733	1	1,000	1,190	1,474	1,791	2,073	2,251
3/16	1	1	0,972	0,925	0,829	0,725	0,640	1	1,002	0,985	0,956	0,874	0,789	0,738	1	1,001	0,960	0,904	0,893	0,899	0,898
5/16	1	1	0,976	0,929	0,836	0,741	0,668	1	1,002	0,980	0,954	0,874	0,796	0,751	1	1,001	0,960	0,904	0,893	0,899	0,898
7/16	1	1	0,966	0,918	0,837	0,769	0,710	1	0,998	0,975	0,934	0,866	0,808	0,772	1	1,001	0,960	0,916	0,870	0,836	0,814
9/16	1	1	0,956	0,910	0,857	0,816	0,770	1	1,001	0,960	0,916	0,870	0,836	0,814	1	1,001	0,960	0,916	0,870	0,836	0,814
11/16	1	1	0,946	0,911	0,899	0,909	0,874	1	1,001	0,960	0,904	0,893	0,899	0,898	1	1,001	0,960	0,904	0,893	0,899	0,898
15/16	1	1	1,254	1,556	1,927	2,263	2,629	1	1,000	1,190	1,474	1,791	2,073	2,251	1	1,000	1,190	1,474	1,791	2,073	2,251

± z	$\Gamma = 5$										$\Gamma = 10$										
	при H , равном										при H , равном										
	0	1/16	1/4	1/2	l	2l	∞	0	1/16	1/4	1/2	l	2l	∞	0	1/16	1/4	1/2	l	2l	∞
1/16	1	1,004	0,990	0,972	0,900	0,820	0,773	1	1,030	1,018	0,994	0,938	0,875	0,889	1	1,004	1,114	1,380	1,615	1,822	1,988
3/16	1	1,006	0,988	0,969	0,895	0,819	0,775	1	1,032	1,010	0,989	0,931	0,871	0,858	1	1,032	1,114	1,380	1,615	1,822	1,988
5/16	1	1,008	0,988	0,964	0,892	0,821	0,781	1	1,036	1,008	0,981	0,923	0,866	0,821	1	1,036	1,114	1,380	1,615	1,822	1,988
7/16	1	0,962	0,965	0,942	0,879	0,826	0,794	1	1,027	0,920	0,953	0,902	0,859	0,742	1	1,027	0,980	0,925	0,889	0,862	0,842
9/16	1	1,008	0,960	0,919	0,877	0,845	0,824	1	1,037	0,980	0,925	0,889	0,862	0,842	1	1,037	0,980	0,925	0,889	0,862	0,842
11/16	1	1,006	0,960	0,901	0,890	0,895	0,893	1	1,023	0,980	0,898	0,887	0,889	0,870	1	1,023	0,980	0,898	0,887	0,889	0,870
13/16	1	1,004	0,970	0,895	0,946	0,992	1,018	1	1,016	0,970	0,881	0,915	0,955	0,980	1	1,016	0,970	0,881	0,915	0,955	0,980
15/16	1	1,002	1,179	1,438	1,720	1,989	2,142	1	1,004	1,114	1,380	1,615	1,822	1,988	1	1,004	1,114	1,380	1,615	1,822	1,988

и равны

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_z dz; \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \sigma_z;$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0,$$

где $\xi_0 = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$ — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Следует отметить, что выражения для боковых давлений σ_x и σ_y будут справедливы только при горизонтальной поверхности грунта и могут меняться в зависимости от рельефа местности, горообразовательных процессов и пр., что, однако, можно установить лишь путем специальных натурных испытаний.

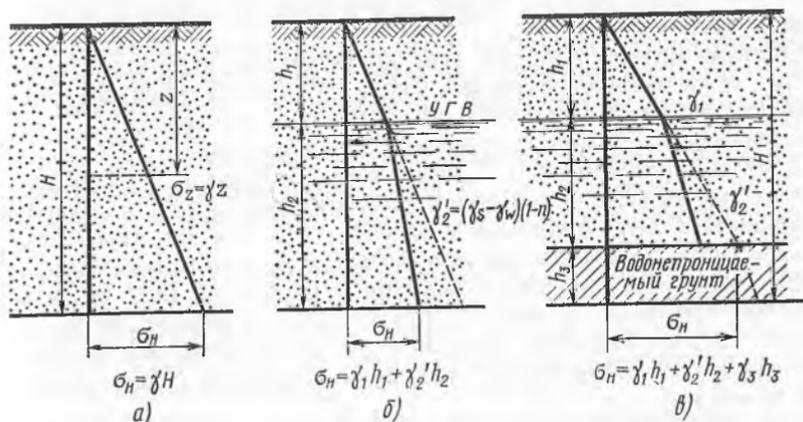


Рис. III.22. Распределение давлений от собственного веса грунта:

a — в однородном грунте; *б* — при наличии (на глубине h_1) уровня грунтовых вод; *в* — при наличии под грунтовыми водами (на глубине $h_1 + h_2$) водонепроницаемой породы

При постоянном объемном весе напряжения

$$\sigma_z = \gamma z.$$

Для грунтовой же массы (т. е. для полностью водонасыщенных грунтов с наличием свободной гидравлически непрерывной воды) величина сжимающих напряжений будет

$$\sigma'_z = \gamma' z,$$

где γ' — объемный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды; определяется по формуле (1.8) или (1.8').

На рис. III.22 показано несколько эпюр распределения вертикальных давлений от собственного веса грунта.

Некоторые общие выводы. Из всего изложенного в этой главе следует, что в настоящее время в механике грунтов имеет широкое применение теория линейно деформируемых тел. Учет нелинейной

зависимости между деформациями и напряжениями производится лишь в особых случаях.

Возникает, однако, вопрос — насколько решения теории линейно деформируемых тел отвечают результатам непосредственных измерений?

Следует здесь же отметить, что задача измерения напряжений (или хотя бы только давлений) внутри массива грунта является технически очень сложной, так как внесение в грунт инородного тела (измерителя напряжений) может изменить напряженное состояние в рассматриваемом месте. Исследования показывают, что измерять, например, давления в грунте можно лишь специальными очень жесткими дисковыми месдозами, заранее проградуированными в аналогичных условиях.

Хотя по распределению давлений в грунтах под нагрузкой проведено очень много опытов, только малое число их удовлетворяет современным требованиям.

Отсылая интересующихся этим вопросом лиц к литературе и материалу, приведенному в нашей книге «Механика грунтов» (4-е изд. 1963), остановимся здесь лишь на самых общих выводах.

Сравнивая результаты опытов (Г. И. Покровского и И. С. Федорова, Н. А. Цыговича и Д. С. Баранова, Г. Пресса, С. Я. Эдельмана и др.) с расчетными величинами, полученными по теории линейно деформируемых тел, приходим к выводу, что как по характеру, так и по абсолютной величине *расчетные данные близки к замеренным*, если строго соблюдены граничные условия и измерения проведены в фазе линейной зависимости между напряжениями и деформациями. Здесь, однако, следует отдавать предпочтение результатам наблюдений над реальными сооружениями по сравнению с опытами с малыми площадками загрузки.

Так, например, вопрос о распределении контактных давлений (который раньше вызывал много дискуссий) на основании как некоторых прежних опытов (например, М. Бургера, С. С. Вялова, А. Г. Родштейна и др.), так и новейших обобщений (В. А. Флорина, 1959, Э. Шульца, 1965, и др.) дает вполне определенное решение, а именно: характер распределения контактных давлений по подошве фундаментов (седлообразный или параболический) определяется не видом того или иного грунта, а *гибкостью фундамента и степенью развития пластических деформаций* в грунтовом основании, зависящей как от величины удельной нагрузки на грунт, так и глубины заложения (боковой пригрузки) фундаментов, а также площади передачи нагрузки.

Как правило, во всех случаях (за исключением лишь незаглубленных фундаментов на рыхлых грунтах) в *фазе линейной деформируемости* следует принимать седлообразное распределение давлений по подошве фундамента с учетом влияния граничных условий (ограниченности слоя сжимаемого грунта и т. п.).

ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ
ГРУНТОВ И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЯ

Пределное напряженное состояние грунта в данной точке соответствует такому напряженному состоянию, когда малейшее добавочное силовое воздействие нарушает существующее равновесие и приводит грунт в неустойчивое состояние: в массиве грунта возникают поверхности скольжения, разрывы, просадки и нарушается прочность между его частицами и их агрегатами. Такое напряженное состояние грунтов следует рассматривать как совершенно недопустимое при возведении на них сооружений.

Поэтому для инженерной практики весьма важно уметь оценить максимально возможную нагрузку на грунт, при которой он будет еще находиться в равновесии, т. е. не будет терять прочность и устойчивость.

Вопросы прочности (несущей способности), устойчивости и давления грунтов на ограждения и являются частными задачами общей теории предельного равновесия, начало которой положено еще трудами Кулона и Прандтля, но лишь в сороковых и пятидесятых годах XX в. отечественными учеными (В. В. Соколовским, С. С. Голушкевичем, В. Г. Березанцевым и др.) разработаны общие эффективные методы решения дифференциальных уравнений предельного равновесия (сформулированных Ф. Кеттером), а в последнее десятилетие получен ряд замкнутых и табулированных строгих решений (В. В. Соколовским и др.).

§ IV.1. ФАЗЫ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ
ПРИ ВОЗРАСТАНИИ НАГРУЗКИ

Механические процессы в грунтах. Рассмотрим механические процессы, возникающие в грунтах при действии *местной* постепенно возрастающей *нагрузки*. Пусть на поверхность грунта через жесткий штамп ограниченных размеров прикладывается нагрузка и все время производятся наблюдения за осадками штампа.

В рассматриваемом случае механические процессы будут значительно более сложными, чем, например, описанные ранее при компрессионном сжатии, когда наблюдаются только затухающие деформации, так как любой элемент грунта в компрессионном приборе испытывает только нормальные напряжения без возможности бокового расширения.

При действии же местной нагрузки произвольно выделенный элемент грунта испытывает кроме нормальных и касательные (сдвигающие) напряжения, которые при достижении определенной величины могут вызвать появление местных необратимых *скольжений* (сдвигов). Поэтому при действии местной нагрузки могут иметь место как затухающие деформации *уплотнения*, так (при определенной величине внешней нагрузки) и незатухающие деформации *сдвига*, переходящие при соответствующих условиях в пластическое течение, выпирание, просадку и т. п.

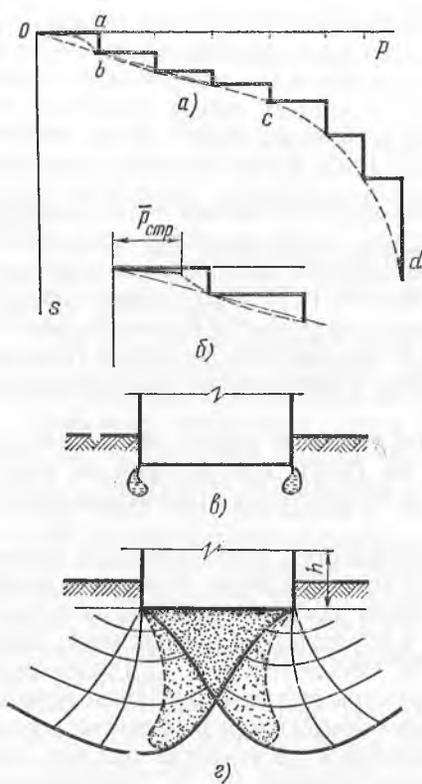


Рис. IV.1. Зависимость между деформациями и давлением при возрастании нагрузки на грунт:

a — кривая деформаций при ступенчатом нагружении; *б* — начальный участок кривой деформации; *в* — конец фазы уплотнения — начало фазы сдвига; *г* — линии скольжения и уплотненное ядро при полном развитии зон предельного равновесия

На рис. IV.1, *a* приведена типичная кривая деформаций грунта при действии на его поверхность местной, возрастающей ступенями нагрузки. Рассмотрим ее несколько подробнее.

Если ступени нагрузки малы и грунт обладает связностью, то первые участки на кривой деформаций будут почти горизонтальны (рис. IV.1, *б*, где начальный участок дан в несколько увеличенном масштабе), т. е. пока не превзойдена *структурная прочность*, грунт будет испытывать только упругие весьма незначительные по величине деформации и осадка штампа будет полностью восстанавливаться при разгрузке.

При последующих ступенях нагрузки (или даже при первой, когда будет превзойдена структурная прочность грунта) возникает *уплотнение грунта* под нагрузкой, т. е. уменьшение пористости грунта в некоторой его области под нагруженной поверхностью.

Важно отметить, что, как показывают результаты непосредственных опытов, всегда существует некоторая величина внешнего давления, при котором грунт лишь уплотняется и приобретает большую сопротивляемость внешним силам.

Фазы напряженного состояния. Первая фаза напряженного состояния грунта носит название *фазы уплотнения*. В строительном отношении такое состояние грунта будет полезным, так как грунт

в фазе уплотнения приобретает более плотную структуру и будет давать меньшие осадки.

Как указывалось ранее (см. § II.5), при уплотнении зависимость между общими деформациями и удельным давлением (сжимающим напряжением) с достаточной для практических целей точностью может быть принята *линейной*.

Уплотнение грунта под нагрузкой может продолжаться еще при нескольких ступенях нагрузки, однако при достижении ее некоторой величины возникает все больше скольжений (сдвигов) между частицами грунта, так как в отдельных местах сопротивления сдвигу преодолеваются, появляются *скольжения* между частицами, постепенно формирующиеся в отдельные *площадки скольжения* и *зоны сдвигов*.

Конец фазы уплотнения (точка *с* на кривой рис. IV.1, *а*) и начало образования *зон сдвигов*, возникающих первоначально у краев площади загрузки (рис. IV.1, *в*), где сдвигающие напряжения наибольшие, являются характернейшими показателями механических свойств грунтов и соответствуют *начальной критической нагрузке* на грунт в данных условиях загрузки.

При дальнейшем увеличении нагрузки наступает *вторая фаза — фаза сдвигов*, переходящая (в зависимости от граничных условий и величины нагрузки) в пластическое или прогрессирующее течение, выпирание, просадку и подобные недопустимые деформации основания.

Зависимость между деформациями и напряжениями в этой фазе *нелинейная*.

Важно отметить, что в конце фазы уплотнения (начале фазы сдвигов) непосредственно под штампом начинает формироваться жесткое ядро ограниченных смещений частиц (что можно установить непосредственно фотографированием смещений по методу проф. В. И. Курдюмова, см., например, рис. IV.2 — результаты опыта проф. Биареза), которое в дальнейшем и разжимает грунт в стороны, обуславливая значительные осадки штампа. Это ядро, как показали опыты В. Г. Березанцева и В. А. Ярошенко с песчаными грунтами, полностью сформировывается при достижении грунтом его максимальной несущей способности, после чего остается неизменным, но возникают добавочные пластические области ядра (см. рис. IV.1, *г*, пунктирная линия), которые, меняя свое положение, как бы выискивают более слабые места

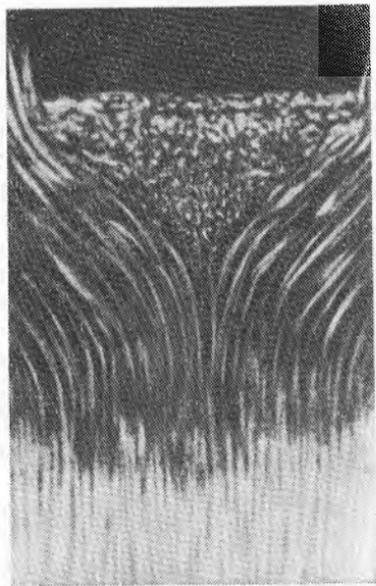


Рис. IV.2. Форма жесткого ядра в сыпучем материале при вдавлении штампа (по опытам Биареза)

в массиве грунта, в то время как жесткое ядро, оставаясь без изменения, внедряется в массив грунта.

При возникающем при этом предельном напряженном состоянии грунта преобладают боковые смещения частиц и *формируются непрерывные поверхности скольжения*, в результате чего толща грунта теряет устойчивость.

Поверхности скольжения. Во второй фазе при достижении предельной несущей способности грунта (что соответствует окончанию

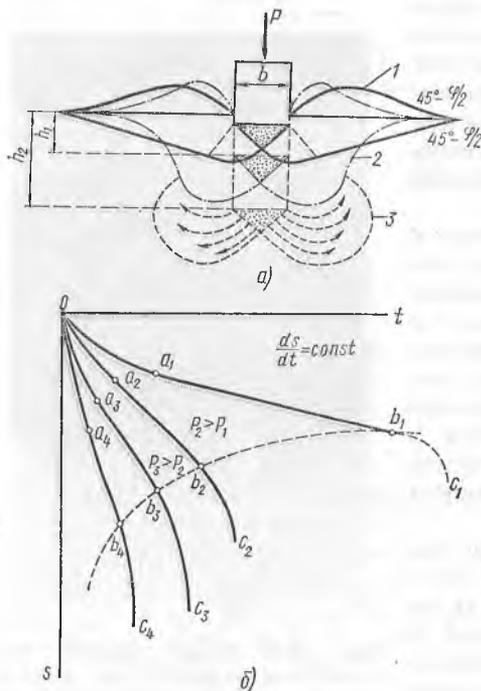


Рис. IV.3. Поверхности скольжения и деформации в грунте под фундаментом при полном развитии зон предельного равновесия:

a — обертывающие линии скольжения (1, 2, 3) при различной глубине заложения; *b* — деформации грунта (ползучесть) в фазе сдвигов

ных сдвигов достигает плоскости подошвы фундамента, деформируя массив грунта, расположенный у боковых граней фундамента (рис. IV.3, *a* линия 3).

4. Фундаменты *очень глубокого заложения* (при $h/b > 4$), когда ниже подошвы фундамента при нагрузке, превосходящей предельную, возникает *просадка* основания (быстро протекающая местная осадка), обычно совершенно недопустимая в основаниях сооружений.

Интересно отметить, что при значительной осадке или просадке основания одиночный жесткий фундамент или штамп после деформации основания, если не разрушится, приходит в новое состояние равнове-

формирования жесткого ядра и полному развитию зон предельного равновесия) можно различать в зависимости от граничных условий (главным образом глубины заложения) и плотности грунтов несколько основных случаев с *характерными поверхностями скольжения* (рис. IV.3, *a*).

1. Фундаменты *мелкого заложения* (при $h/b < 1/2$), для которых при предельной нагрузке на грунт характерно выпирание грунта (рис. IV.3, *a*, линия 1).

2. Фундаменты *средней глубины заложения* (при $h/b = 1/2 \div 2$), для которых при предельной нагрузке также наблюдается выпирание, но обертывающая кривая поверхностей скольжения имеет S-образное очертание (рис. IV.3, *a*, линия 2).

3. Фундаменты *глубокого заложения* (при $h/b = 2 \div 4$), для которых при достижении предельной нагрузки не наблюдается выпирания грунта, но возникающая зона предель-

нии, соответствующее новым граничным условиям (глубине заложения, уплотненности подстилающих грунтов и т. п.). Однако допускать очень большие осадки и просадки даже отдельного фундамента ни в коем случае нельзя, так как обычно фундаменты связаны (иногда жестко) с другими частями сооружения; такие осадки могут привести сооружение к разрушению.

Деформации грунтов в первой фазе — *фазе уплотнения* — всегда затухающие; во второй же фазе — *фазе сдвигов* — они, как правило, не затухающие и представляют собой результат ряда следующих друг за другом скольжений.

На любой кривой (рис. IV.3, б) деформации в фазе сдвигов можно различать три участка: 1) Oa_1 ; Oa_2 и т. д. — *неустановившейся ползучести*; 2) $a_1 b_1$; $a_2 b_2$ и т. д., для которого скорость деформации $ds/dt = \text{const}$, — *установившейся ползучести*, или *пластического течения*, и 3) $b_1 c_1$; $b_2 c_2$ и т. д. — *прогрессирующего течения*, для которого $ds/dt \rightarrow \infty$, причем пластическое течение, как установлено непосредственными опытами, всегда переходит в прогрессирующее тем скорее, чем больше внешнее давление, но при достижении определенной для каждого данного грунта величины деформаций сдвига.

Если на кривых ползучести (рис. IV.3, б) соединить точки b_1 , b_2 и т. д., соответствующие времени наступления прогрессирующего течения, то получим так называемую *кривую длительной прочности*, позволяющую определить минимальное давление, при котором кривая течения (после соответствующей перестройки структуры грунта) переходит в *затухающую*. Это давление определяет так называемую *длительную прочность* грунтов.

Таким образом, при возрастании нагрузки на грунт необходимо различать, по крайней мере, две характерные ее величины, при достижении которых резко меняется поведение грунта: первую, соответствующую *началу перехода фазы уплотнения в фазу сдвигов* (т. е. в фазу зарождения и развития зон предельного напряженного состояния), и вторую, когда *исчерпывается несущая способность* грунтового основания, заканчивается формирование жесткого ядра и наблюдается полное развитие зон предельного равновесия, при котором даже весьма незначительное увеличение нагрузки приводит грунт к потере прочности и устойчивости или к развитию прогрессирующего течения.

§ IV.2. УРАВНЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ ДЛЯ СЫПУЧИХ И СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Угол наибольшего отклонения. При действии на поверхность грунта местной нагрузки в любой точке грунта M (рис. IV.4, а) для любой площадки mn , проведенной через эту точку под углом α , возникнут нормальные и касательные напряжения. К нормальным напряжениям при математическом рассмотрении вопроса следует отнести и силы связности, суммарно оцениваемые [см. формулу (II.23')] давлением связности p_e . Тогда на площадку mn (рис. IV.4, а) будут действовать нормальное напряжение $\sigma_\alpha + p_e$ и касательное τ_α .

При изменении угла α величины составляющих напряжений так будут меняться, и если касательные (сдвигающие) напряжения достигнут определенной доли от нормальных, то, как показывают опыты по сдвиг, произойдет скольжение одной части грунта по другой.

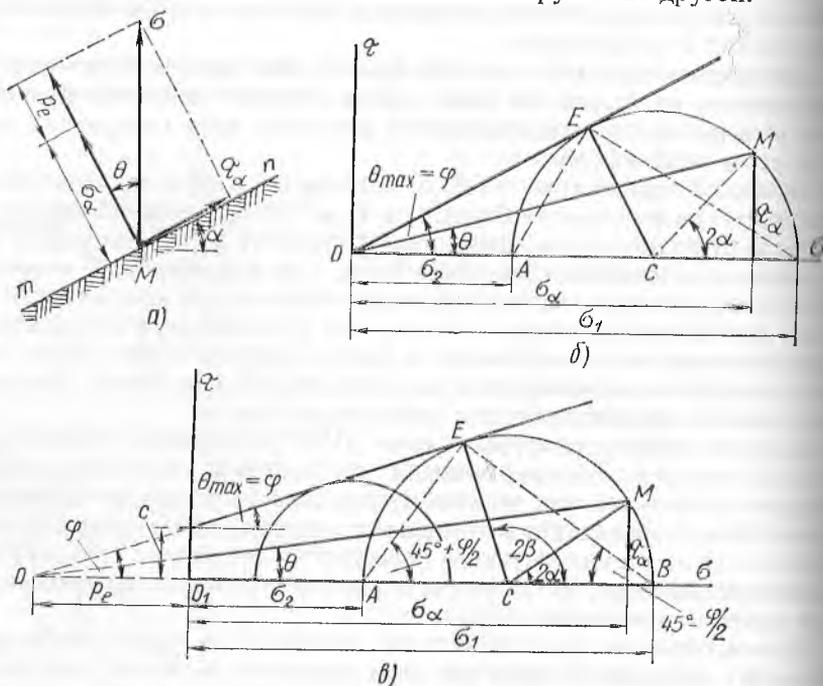


Рис. IV.4. Круги предельных напряжений:

а — схема напряжений в данной точке; б — диаграмма сдвига для сыпучих грунтов; в — то же, для грунтов связанных

Таким образом, условием предельного равновесия грунта в данной точке будет

$$\tau_\alpha \leq f(\sigma_\alpha + p_e)$$

или

$$\frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha + p_e} \leq f.$$

Если f — величина постоянная, то, как показано в гл. II, в предельном состоянии она представляет собой тангенс угла наклона прямолинейной огибающей кругов предельных напряжений (рис. IV.4, б, в).

С другой стороны, согласно рис. IV.4, а

$$\frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha + p_e} = \operatorname{tg} \theta.$$

Это отношение равно тангенсу угла отклонения θ , т. е. угла, на который отклоняется полное напряжение для площадки σ от нормали к этой площадке.

Так как через заданную точку можно провести множество площадок, то, очевидно, необходимо отыскать самую невыгодную площадку, для которой будет существовать *максимальный угол отклонения* θ_{\max} . Тогда

$$\operatorname{tg} \theta_{\max} \leq f.$$

Условия предельного равновесия. Для *сыпучих грунтов* согласно диаграмме сдвига (см. рис. IV. 4, б) максимальное значение угла отклонения θ_{\max} будет тогда, когда огибающая OE коснется круга предельных напряжений.

Как было показано ранее (см. § II.4) и что вытекает из геометрических соотношений, поставленному условию удовлетворяет равенство (II.24):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi,$$

где σ_1 и σ_2 — главные напряжения; φ — угол внутреннего трения грунта.

Это и есть *условие предельного равновесия для сыпучих грунтов*. Ему можно придать несколько другой вид после несложных тригонометрических преобразований, а именно

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

или

$$\boxed{\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (\text{II.24}')$$

Последнее выражение весьма широко используется в теории давления грунтов на ограждения, причем знак «минус» (в скобках) соответствует так называемому *активному давлению*, а знак «плюс» — *пассивному сопротивлению* сыпучих грунтов.

Условию предельного равновесия для сыпучих грунтов иногда придают иной вид, выразив главные напряжения σ_1 и σ_2 через составляющие напряжения σ_z , σ_y и τ_{yz} (для плоской задачи). Тогда будем иметь следующее выражение, тождественное зависимости (II.24):

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_y + \sigma_z)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (\text{II.24}''')$$

Для *связных грунтов*, подобно предыдущему, пользуясь диаграммой предельных напряжений (рис. IV.4, в), получим *условие предельного равновесия* в виде

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2p_e} = \sin \varphi, \quad (\text{II.25}')$$

откуда

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_e \right), \quad (\text{II.25}''')$$

а так как согласно формуле (II.23')

$$p_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi,$$

где c — сцепление грунта, определяемое как начальный параметр огибающей кругов предельных напряжений, то уравнение (II.23') может быть представлено в виде

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c. \quad (\text{II.23''})$$

Последняя формула широко используется в задачах теории предельного равновесия.

Условие предельного равновесия в составляющих напряжениях σ_z , σ_y , τ для связных грунтов имеет следующий вид:

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (\text{II.25''})$$

Отметим, что круг предельных напряжений дает возможность определить направления *площадок скольжения* для любой заданной точки.

Если соединить точку касания предельной прямой OE (рис. IV.4, *а*) с концом отрезка, изображающего в масштабе σ_2 (точка A), то направление EA определит направление площадки скольжения. По рис. IV.4, *в*

$$\angle BCE = 2\beta = 90^\circ + \varphi,$$

откуда

$$\angle \beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}.$$

Таким образом, в условиях предельного равновесия площадки скольжения будут наклонены под углом $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ к направлению площадки наибольшего главного напряжения, или, что то же самое, под углом $\pm(45^\circ - \varphi/2)$ к направлению главного напряжения σ_1 .

Дифференциальные уравнения равновесия грунтов в предельно напряженном состоянии. Плоская задача. В общем случае напряженного состояния для условий плоской задачи дифференциальные уравнения равновесия для любых линейно деформируемых тел при горизонтальной ограничивающей полупространство плоскости (направление оси Y — горизонтально, оси Z — вертикально), как известно из теории упругости, записываются в следующем виде:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0; \quad (\text{H}_1)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma, \quad (\text{H}_2)$$

где σ_z , σ_y , τ_{yz} — составляющие напряжений; γ — объемный вес грунта.

В этих *двух* дифференциальных уравнениях *три* неизвестных (σ_z , σ_y и τ_{yz}); таким образом, задача является (без добавочных условий) статически неопределимой. Если же добавить к этим двум уравнениям

третье, например (II.25^{IV}), то получим замкнутую систему трех уравнений с тремя неизвестными, но для *предельного напряженного состояния*, так как уравнение (II.25^{IV}) является условием предельного равновесия:

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (H_3)$$

Таким образом, задача в общей постановке статически определима.

Решение дифференциальных уравнений равновесия (H₁) и (H₂) совместно с условием предельного равновесия (H₃) в дальнейшем получено (проф. В. В. Соколовским, 1942) как системы уравнений гиперболического типа.

Пространственная задача имеет замкнутую систему уравнений (статически определимую) только для случая осевой симметрии.

Для осесимметричной задачи, воспользовавшись цилиндрической системой координат (r, ϑ) и приняв обозначения составляющих напряжений по рис. IV.5, имеем следующую систему уравнений равновесия:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\vartheta}{r} = 0; \quad (O_1)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = \gamma. \quad (O_2)$$

Условие предельного равновесия в цилиндрической системе координат запишется так:

$$\frac{(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4\tau_{rz}^2}{(\sigma_r + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (O_3)$$

Кроме того, вследствие симметрии касательные напряжения по меридиональным плоскостям равны нулю, поэтому напряжение является главным и, кроме того, для осесимметричной задачи

$$\sigma_\vartheta = \sigma_2 = \sigma_3. \quad (O_4)$$

Уравнение (O₄) является добавочным к системе уравнений (O₁) — (O₃) и делает ее статически определимой. Приведенная система уравнений предельного равновесия (O₁) — (O₄) для осесимметричной задачи (сформулированная проф. В. Г. Березанцевым, 1952) соответствует случаю деформаций грунта *от оси симметрии OZ*. Некоторые важные случаи решения этой задачи приведены ниже.

§ IV.3. КРИТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ НА ГРУНТ

Ранее, в § IV.1, были рассмотрены механические явления, возникающие в грунтах при возрастании на них местной нагрузки, причем установлены (при давлениях на грунт, больших структурной прочности)

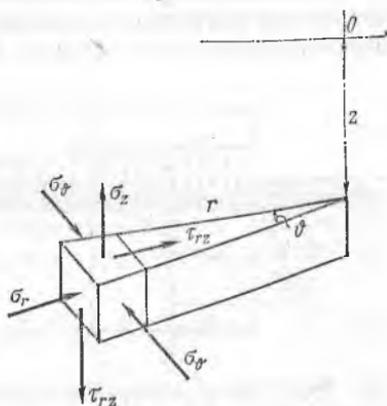


Рис. IV.5. Схема напряжений в случае пространственной осесимметричной задачи

две критические нагрузки: 1 — нагрузка, соответствующая *началу возникновения* в грунте зон сдвигов и *окончанию фазы уплотнения*, когда под краем нагрузки возникают между касательными и нормальными напряжениями соотношения, приводящие грунт (сначала у ребер подошвы фундаментов) в предельное напряженное состояние, и 2 — нагрузка, при которой под нагруженной поверхностью *сформируются сплошные области предельного равновесия*, грунт приходит в неустойчивое состояние и полностью *исчерпывает* его несущую способность.

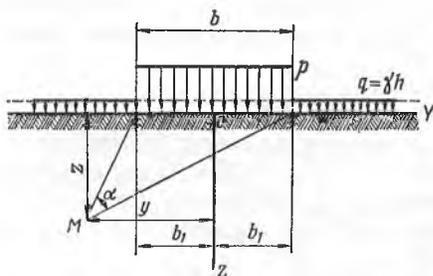


Рис. IV.6. Схема действия полосообразной нагрузки

Величину первой нагрузки назовем *начальной критической нагрузкой*, еще совершенно *безопасной* в основаниях сооружений, так как до ее достижения грунт всегда будет находиться в *фазе уплотнения*, а вторую, при которой исчерпывается полностью несущая способность грунта, — *предельной критической нагрузкой* на грунт в данных условиях загрузки.

Начальная критическая нагрузка на грунт. Рассмотрим действие равномерно распределенной нагрузки p на полосе шириной b (рис. IV.6) при наличии боковой пригрузки $q = \gamma h$ (где γ — объемный вес грунта и h — глубина залегания нагруженной поверхности).

Вертикальное сжимающее напряжение (давление) от собственного веса грунта при горизонтальной ограничивающей поверхности

$$\sigma_{1 \text{ гр}} = \gamma (h + z), \quad (11)$$

где z — глубина расположения рассматриваемой точки ниже плоскости приложения нагрузки.

Задача будет заключаться в определении такой величины нагрузки $p_{\text{кр}}$, при которой зоны сдвига (зоны предельного равновесия) только зарождаются под нагруженной поверхностью. Так как при полосообразной нагрузке (плоская задача) касательные напряжения будут наибольшими у *краев* нагрузки, то естественно ожидать в этих местах при возрастании нагрузки зарождения зон предельного равновесия.

Примем дополнительное допущение о гидростатическом распределении давлений от собственного веса грунта, а именно

$$\sigma_2 \text{ гр} = \sigma_{1 \text{ гр}} = \gamma (h + z). \quad (11a)$$

При сделанном допущении задача впервые решена проф. Н. П. Пузыревским (1929), затем Н. М. Герсевановым (1930) и позднее О. К. Фрелихом (1934).

Применим условие предельного равновесия, например, в форме выражения (II.25'):

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_e \right).$$

Для произвольной точки M (см. рис. IV.6), расположенной на глубине z и характеризуемой углом видимости α , найдем главные напряжения [по формулам (III.12)] с учетом действий собственного веса грунта как сплошной нагрузки:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p-\gamma h}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma (h+z); \\ \sigma_2 &= \frac{p-\gamma h}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma (h+z). \end{aligned} \right\} \quad (\text{П}_3)$$

Подставим выражения σ_1 и σ_2 в условие предельного равновесия (II.25') и, принимая во внимание, что $p_e = c \operatorname{ctg} \varphi$ [формула (II.23')], получим

$$\frac{p-\gamma h}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{p-\gamma h}{\pi} \alpha + \gamma h + \gamma z \right) = c \cdot \cos \varphi. \quad (\text{П}_4)$$

Полученное выражение можно рассматривать как уравнение граничной области предельного равновесия, а величину z — как ординату этой области, так как оно удовлетворяет условию предельного равновесия (II.25').

Решая уравнение (П₄) относительно z , получим

$$z = \frac{p-\gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi - h. \quad (\text{П}_5)$$

Найдем z_{\max} по известным правилам высшей математики:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p-\gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0, \quad (\text{П}_6)$$

откуда

$$\cos \alpha = \sin \varphi \quad \text{или} \quad \alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi; \quad \sin \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) = \cos \varphi. \quad (\text{П}_7)$$

Подставляя полученные значения в выражение (П₅) и решая его относительно величины $p = p_{\text{кр}}$, получим

$$p_{\text{кр}} = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma z_{\max} + \gamma h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) + \gamma h. \quad (\text{IV.1})$$

Отметим, что по СНиП II-15—74 за расчетное давление на грунты основания R принимается такое давление, при котором под краями фундамента зоны предельного равновесия не распространяются на глубину, большую $z_{\max} = b/4$ (где b — ширина фундамента), и вводятся корректирующие коэффициенты *условий работы основания, жесткости сооружения и надежности*.

Проф. Н. Н. Маслов допускает $z_{\max} = b \operatorname{tg} \varphi$, т. е. когда z_{\max} будет находиться еще вне вертикальных плоскостей, проведенных через края полосообразной нагрузки. При меньшем давлении допускается принимать зависимость между деформациями и напряжениями *линейной* и считать, что грунт будет находиться в *фазе уплотнения*.

Если совершенно не допускать ни в одной точке развития зон предельного равновесия под подошвой фундаментов, то следует положить

в уравнении (IV.1)

$$z_{\max} = 0. \quad (10)$$

Называя наибольшее давление, при котором ни в одной точке грунта не будет зон предельного равновесия ($z_{\max} = 0$), *начальной критическим давлением на грунт* нач $p_{кр}$, из уравнения (IV.1) получим

$$\text{нач } p_{кр} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot \text{ctg } \varphi)}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h. \quad (IV.2)$$

Это и есть формула проф. Н. П. Пузыревского для начальной критической нагрузки на грунт. Определяемое по ней давление можно рассматривать как *совершенно безопасное* в основаниях сооружений, никаких добавочных коэффициентов запаса в этом случае вводить не следует.

Путем простейших преобразований этой формуле можно придать иной вид, выделив множители, зависящие только от угла внутреннего трения грунта, для их табулирования (см. СНиП II—15—74, табл. 16). Однако вычисление нач $p_{кр}$ и по формуле (IV.2) не составит затруднений.

Для *идеально связных грунтов* (для которых $\varphi \approx 0$, $c \neq 0$) выражение для нач $p_{кр}$ получается еще проще.

Условием предельного равновесия для такого вида грунтов будет

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \leq c,$$

откуда

$$\sigma_1 - \sigma_2 \leq 2c.$$

Подставив выражения для главных напряжений [по формулам (п₃) при $z = 0$], получим

$$\frac{p - \gamma h}{\pi} \sin \alpha = c.$$

Это выражение будет иметь максимум при $\sin \alpha = 1$, когда состояние предельного равновесия начнет зарождаться под краем фундамента. Тогда

$$\text{нач } p_{кр} = \pi c + \gamma h. \quad (IV.3)$$

Последнее выражение используется часто для определения расчетного (безопасного) давления для глинистых грунтов с малым углом внутреннего трения (практически при $\varphi \leq 5 + 7^\circ$), а также для грунтов вечномёрзлых (при сохранении их отрицательной температуры) с учетом релаксации сил сцепления, подставляя $c_{дл}$ вместо c .

Предельная нагрузка для сыпучих и связных грунтов. Второй критической нагрузкой на грунт, как было рассмотрено ранее, следует считать *предельную нагрузку*, соответствующую *полному исчерпанию несущей способности грунта* и сплошному развитию зон предельного равновесия, что достигается для оснований фундаментов при окончании формирования жесткого ядра, деформирующего основание и окружающего грунт в стороны.

Решение дифференциальных уравнений равновесия совместно с условиями предельного равновесия позволяет найти математически точное очертание поверхностей скольжения, используя которые, можно достаточно строго оценить величину предельной нагрузки (давления) на грунт, соответствующей достижению максимальной несущей способности основания.

Впервые эта задача для *невесомого грунта*, нагруженного полосообразной нагрузкой (предельная величина которой определяется), была решена Прандтлем и Рейснером (1920—1921), причем для предельной нагрузки на грунт получено следующее выражение:

$$\text{пред } p_{\text{кр}} = (q + c \cdot \text{ctg } \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \text{tg } \varphi} - c \cdot \text{ctg } \varphi, \quad (\text{IV.4})$$

где q — боковая пригрузка, равная γh (h — глубина приложения полосообразной нагрузки, рис. IV.7).

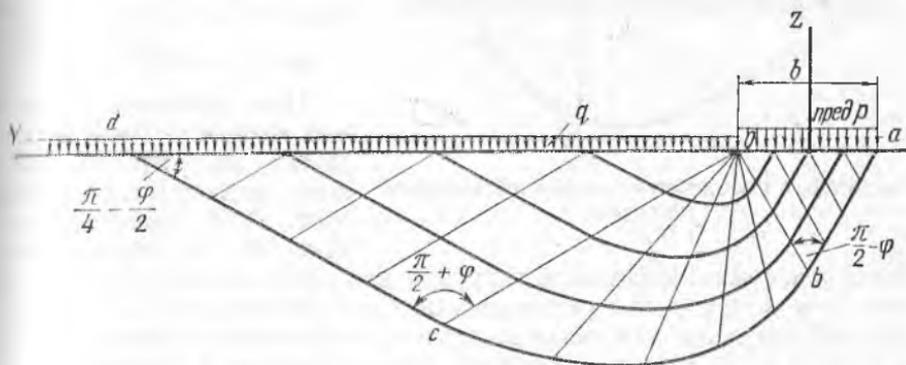


Рис. IV.7. Сеть линий скольжения в грунте при полосообразной нагрузке и боковой пригрузке без учета собственного веса грунта

Для рассматриваемого случая (полосообразная гибкая нагрузка с боковой пригрузкой без учета объемных сил собственного веса) получено следующее точное очертание линий скольжения (рис. IV.7): в треугольнике Ocd — два семейства параллельных прямых, наклоненных к горизонтали под углом $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$; в пределах угла cOb — пучок прямых, выходящих из точки O , и сопряженных с ними логарифмических спиралей и, наконец, в треугольнике Oab (под подошвой нагрузки) — два семейства параллельных прямых, наклоненных под углом $\pm \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ к горизонтали.

Описанная сетка линий скольжения с заменой треугольника Oab очертанием жесткого ядра в дальнейшем использована рядом ученых (К. Терцаги, А. Како, Ж. Керизелем, В. Г. Березанцевым и др.) для приближенного определения предельной нагрузки на весомый грунт под жесткими фундаментами.

Отметим, что в частном случае для *идеально связных* грунтов ($\varphi = 0$, $c \neq 0$) предельная нагрузка для условий плоской задачи (при полосо-

образном нагружении), по Прандтлю, будет равна

$$\text{пред } p_{II} = (2 + \pi) c + q \quad (IV.5)$$

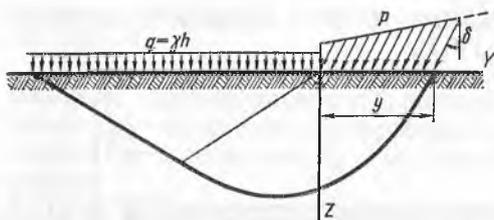
или

$$\text{пред } p_{II} = 5,14c + \gamma h. \quad (IV.5')$$

Для осесимметричной пространственной задачи (круг, квадрат) предельная нагрузка в случае *идеально связанных* грунтов (по А. Ю. Ин-линскому, 1947)

$$\text{пред } p_{K} = 5,7c + q. \quad (IV.6)$$

В случае водонасыщенных глинистых грунтов и нестабилизированного их состояния (когда внутреннее трение не реализуется) предельная нагрузка на грунт под



круглыми и равновеликими квадратными фундаментами по А. С. Строганову *

$$\text{пред } p'_K = 6,025c + \gamma h. \quad (IV.6')$$

Рис. IV.8. Схема действия наклонной нагрузки на грунт

При действии *наклонной нагрузки с боковой пригрузкой* на грунт, обладающий трением и сцеплением (рис. IV.8), решение получено В. В. Соколовским

(1952) как сумма предельной нагрузки для идеально сыпучего грунта ($c = 0, \varphi \neq 0; \gamma \neq 0$) с учетом действия его собственного веса и предельной нагрузки для связного грунта, но без учета его веса ($c \neq 0; \varphi = 0; \gamma = 0$), что дает решение, весьма близкое к точному.

Вертикальная составляющая предельной нагрузки при этом определяется (в принятых нами обозначениях) следующим выражением:

$$\text{пред } p_{Kp} = N_{\gamma} \gamma y + N_q q + N_c c, \quad (IV.7)$$

где N_{γ}, N_q, N_c — коэффициенты несущей способности грунта, определяемые путем вычисления по построенной сетке линий скольжения как функции угла внутреннего трения и наклона нагрузки.

Отметим, что форма уравнения (IV.7), впервые предложенная проф. Терцаги (1943), в настоящее время является канонической и к ней приводятся обычно все другие решения, полученные для предельной нагрузки на грунт при иных граничных условиях и ином нагружении.

Значения коэффициентов несущей способности N_{γ}, N_q, N_c для рассматриваемого случая приведены в табл. IV.1, составленной Вычислительным центром АН СССР.

Горизонтальная составляющая предельного давления на грунт в случае действия полособразной наклонной нагрузки определится по формуле

$$p_t = \text{пред } p_{Kp} \operatorname{tg} \delta, \quad (IV.8)$$

* См.: *Строганов А. С. Несущая способность глинистого водонасыщенного основания... — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977, № 5.*

где δ — угол наклона полосообразной нагрузки к вертикали (см. рис. IV.8).

Таблица IV.1

Значения коэффициентов несущей способности для случая действия наклонной полосообразной нагрузки

δ , град	Коэффициенты	φ , град								
		0	5	10	15	20	25	30	35	40
0	N_{γ}	0,00	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,32	35,19	86,46
	N'_q	1,00	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,40	33,30	64,20
	N'_c	5,14	6,49	8,34	11,00	14,90	20,70	30,20	46,20	75,30
5	N_{γ}	—	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,88
	N'_q	—	1,24	2,16	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70
	N'_c	—	2,72	6,56	9,12	12,50	17,50	25,40	38,40	61,60
10	N_{γ}	—	—	0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78
	N'_q	—	—	1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40
	N'_c	—	—	2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,80
15	N_{γ}	—	—	—	0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61
	N'_q	—	—	—	1,79	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30
	N'_c	—	—	—	2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50
20	N_{γ}	—	—	—	—	0,32	1,19	2,92	6,91	16,41
	N'_q	—	—	—	—	2,09	4,58	7,97	13,90	25,40
	N'_c	—	—	—	—	3,00	7,68	12,10	18,50	29,10
25	N_{γ}	—	—	—	—	—	0,38	1,50	3,85	9,58
	N'_q	—	—	—	—	—	2,41	5,67	10,20	18,70
	N'_c	—	—	—	—	—	3,03	8,09	13,20	21,10
30	N_{γ}	—	—	—	—	—	—	0,43	1,84	4,96
	N'_q	—	—	—	—	—	—	2,75	6,94	13,10
	N'_c	—	—	—	—	—	—	3,02	8,49	14,40
35	N_{γ}	—	—	—	—	—	—	—	0,47	2,21
	N'_q	—	—	—	—	—	—	—	3,08	8,43
	N'_c	—	—	—	—	—	—	—	2,97	8,86
40	N_{γ}	—	—	—	—	—	—	—	—	0,49
	N'_q	—	—	—	—	—	—	—	—	3,42
	N'_c	—	—	—	—	—	—	—	—	2,88

Значения коэффициентов несущей способности приближенно были вычислены проф. Терцаги (1943), принявшим очертание линий скольжения как для невесомого грунта с наличием уплотненного треугольного ядра, грани которого наклонены под углом φ к подошве фундамента, и полагавшим далее, что при оседании ядро преодолевает пассивное сопротивление грунта по прямолинейным поверхностям скольжения (см. ниже § IV.6).

В этом случае формула (IV.7) принимает следующий вид:

$$\text{пред } p_{кр} \approx N_{\gamma}' \gamma b_1 + N_q' q + N_c', \quad (\text{IV. 7}')$$

где N_{γ}' , N_q' , N_c' — коэффициенты несущей способности, определяемые по графику рис. IV.9; b_1 — полуширина фундамента.

Отметим, что для случая плоской задачи коэффициенты несущей способности Терцаги мало отличаются от величин, получаемых по

более строгим решениям (например, В. Г. Березанцева), для пространственной же задачи они не могут применяться, так как требуют введение некоторых поправочных коэффициентов (эмпирических, по рекомендации проф. Терцаги).

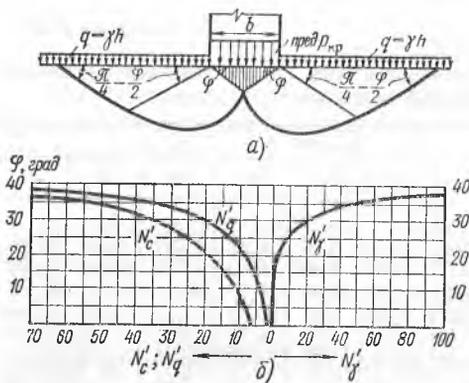


Рис. IV.9. Зоны предельного равновесия под ленточным фундаментом (по Терцаги):

а — схема линий скольжения; б — график коэффициентов несущей способности

Однако если фундамент имеет конечную ширину b , то при условии одностороннего выпирания для определения предельной несущей способности грунтового основания с известным приближением могут быть использованы и данные табл. IV.1.

Для края наклонной нагрузки (полагая $y = 0$) будем иметь

$$\text{пред } p_0 = N_q q + N_c,$$

а для ординаты, соответствующей ширине фундамента (т. е. при $y = b$), при условии отсутствия выпирания в противоположную сторону

$$\text{пред } p_b = N_\gamma \gamma b + p_0.$$

Тогда средняя величина вертикальной составляющей предельного давления на грунт

$$\text{пред } p_{\text{кр}} \approx \frac{1}{2} (p_0 + p_b).$$

Для определения предельной нагрузки на грунтовое основание при конечной ширине наклонной полосообразной нагрузки (или, что то же, при действии на фундамент наклонной, эксцентрично приложенной силы) и при различном заглублении фундамента в грунт (h_1 и h_2) слева и справа от полосообразной нагрузки (рис. IV.10, а) можно воспользоваться графо-аналитическим приемом (М. В. Малышев, 1961) и дополнительной таблицей коэффициентов несущей способности N_γ^* , N_q^* , N_c^* (табл. IV.2) для правой части предельной нагрузки, вычисленных по тем же зависимостям, что и в табл. IV.1*

* См.: Малышев М. В., Федоров И. В. Пластические и упругопластические задачи при расчете оснований. — В кн.: Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению / Под ред. чл.-корр. АН СССР проф. Н. А. Цытовича. М., 1961.

Ординаты трапецеидальной эпюры предельных давлений OO' и aa' (рис. IV.10, б) вычисляют по формуле

$$\text{пред } p = N_{\gamma}\gamma y + N_q\gamma h_1 + N_c c, \quad (p_1)$$

и ординаты aa'' и OO'' — по формуле

$$\text{пред } p = N_{\gamma}''\gamma (b-y) + N_q''\gamma h_2 + N_c'' c, \quad (p_2)$$

где N_{γ} , N_q , N_c — коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. IV.1; N_{γ}'' , N_q'' , N_c'' — то же, по табл. IV.2.

Полагая в формулах (p₁) и (p₂) $y = 0$ и $y = b$, получают ординаты предельных эпюр; величины же p' и средней предельной нагрузки на грунт (предельного давления) определяют графически с помощью построения, показанного на рис. IV.10, б.

Уточнение пред $p_{кр}$ для рассматриваемого вида внецентрированной нагрузки может быть выполнено путем введения поправки на разницу между эксцентриситетом предельной нагрузки (определяется по эпюре рис. IV.10, б) и фактическим эксцентриситетом, которую, однако, можно определить лишь по специальному экспериментальному графику, что выполняется в особых случаях для проверки коэффициента запаса.

Отметим, что приведенное табулированное решение задачи теории предельного равновесия (табл. IV.1 и IV.2) можно применять лишь при гибкой или несвязной (например, насыпной) нагрузке и малом заглублении ее от поверхности грунта (при $h/b \geq 0,5$), когда в практических целях допустимо влияние глубины заложения заменять действием боковой пригрузки, равной $q = \gamma h$.

Для оснований массивных фундаментов предельную нагрузку следует определять с учетом жесткого ядра ограниченных смещений, формирующегося под подошвой жестких фундаментов, что является задачей математически сложной, решение которой в замкнутой форме не получено. В этом случае приходится прибегать к приближенному приему, заключающемуся в том, что очертаниями поверхностей скольжения задаются, но такими, которые практически совпадают с точными, вытекающими из результатов численного решения системы дифференциальных уравнений предельного равновесия (в конечных разностях).

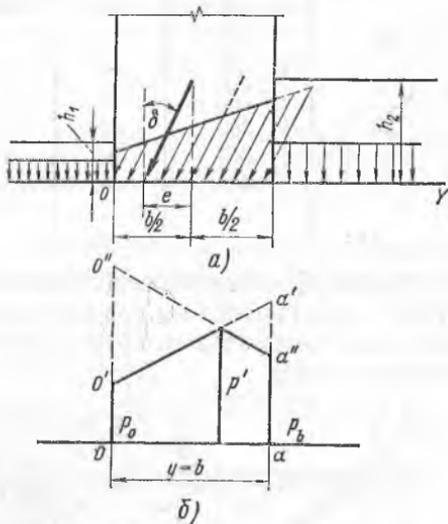


Рис. IV.10. Расчетная схема для определения предельной нагрузки на грунт при наклонной внецентрированной нагрузке

Значения коэффициентов несущей способности для наклонной нагрузки шириной (против ее наклона)

δ, град	Коэффициенты	φ, град				
		0	10	20	30	40
0	N_{γ}''	0	0,56	3,16	15,3	86,1
	N_q''	1	2,47	6,40	18,4	64,2
	N_c''	5,14	8,34	14,8	30,1	75,3
10	N_{γ}''	—	0,78	5,26	31,0	136
	N_q''	—	1,65	7,79	23,9	90,5
	N_c''	—	3,69	18,7	39,7	105
20	N_{γ}''	—	—	7,80	41,0	176
	N_q''	—	—	3,05	28,3	117
	N_c''	—	—	5,64	47,3	139
30	N_{γ}''	—	—	—	46,9	251
	N_q''	—	—	—	6,70	141
	N_c''	—	—	—	9,85	167

Этот прием широко использован проф. В. Г. Березанцевым (1952—1960); полученные им решения для полосообразной и осесимметричной задач теории предельного равновесия с учетом жесткого ядра приводятся ниже.

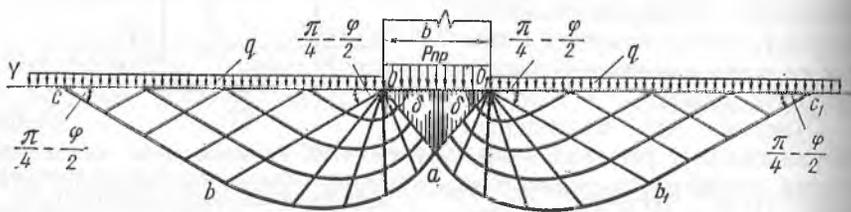


Рис. IV.11. Сеть линий скольжения в грунте под жестким полосообразным фундаментом с учетом уплотненного ядра

Очертание жесткого ядра принято В. Г. Березанцевым (на основании опытных данных) в виде прямоугольного треугольника (плоская задача) или конуса (осесимметричная пространственная задача) с углом при вершине в 90°; при этом заглубление фундамента учтено введением боковой пригрузки $q = \gamma h$, что обуславливает применимость решения только для неглубоких фундаментов (при $h/b \geq 0,5$).

Для плоской задачи (полосообразная нагрузка) принята схема линий скольжения, показанная на рис. IV.11: в треугольниках Obc и $O_1b_1c_1$ — два семейства сопряженных прямых, наклоненных к горизонтали под углом $\pm (\pi/4 - \varphi/2)$; в секторе Oab и O_1ab_1 — пучки прямых, проходящих через точки O и O_1 , и семейство логарифмиче-

ских спиралей, а угол наклона жесткого ядра к подошве фундамента принят равным $\delta \approx \pi/4$.

Полученную для рассматриваемого случая формулу можно представить в прежнем виде, а именно:

$$\text{пред } p_{\pi} = N_{\gamma\pi} \gamma b_1 + N_{q\pi} q + N_{c\pi} c, \quad (IV.7'')$$

где $N_{\gamma\pi}$, $N_{q\pi}$, $N_{c\pi}$ — значения коэффициентов несущей способности для плоской задачи, приведенные в табл. IV.3; b_1 — полуширина полосообразной нагрузки; $q = \gamma h$ — боковая пригрузка; c — сцепление грунта.

Таблица IV.3

Значения коэффициентов несущей способности с учетом собственного веса грунта и уплотненного ядра для случая плоской задачи

Коэффициенты	φ, град												
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
$N_{\gamma\pi}$	3,4	4,6	6,0	7,6	9,8	13,6	16,0	21,6	28,6	39,6	52,4	74,8	100,2
$N_{q\pi}$	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	12,3	15,0	19,3	24,7	32,6	41,5	54,8	72,0
$N_{c\pi}$	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	25,8	31,5	38,0	47,0	55,7	70,0	84,7

В случае пространственной осесимметричной задачи предельная нагрузка на грунт для оснований и фундаментов мелкого заложения

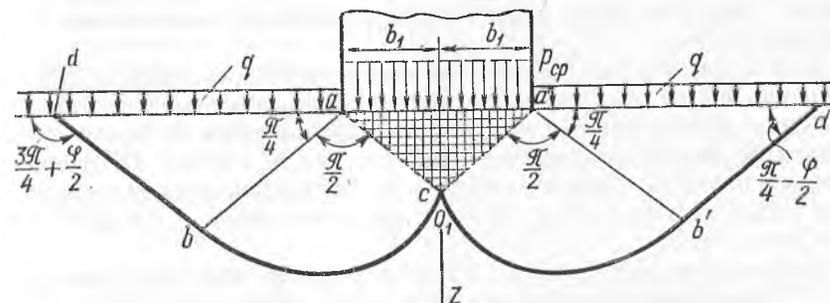


Рис. IV.12. Приближенное очертание обертывающих поверхностей скольжения в случае осесимметричной задачи с учетом уплотненного ядра

(при $h/b < 0,5$) была получена путем решения соответствующего уравнения при очертании объемлющей линии скольжения в зоне радиальных сдвигов по логарифмической спирали и боковых зон — по сопряженным прямым, наклоненным под углами, показанными на рис. IV.12. Формуле для величины предельной нагрузки на грунт, соответствующей исчерпанию максимальной несущей способности грунта, можно придать прежний вид выражения (IV.7), изменив в нем лишь величину коэффициентов несущей способности:

$$\text{пред } p_{\kappa} = N_{\gamma\kappa} \gamma b_1 + N_{q\kappa} q + N_{c\kappa} c, \quad (IV.7''')$$

где $N_{\gamma\kappa}$, $N_{q\kappa}$, $N_{c\kappa}$ — коэффициенты несущей способности для осесимметричной задачи, определяемые по табл. IV.4 (проф. В. Г. Бере-

занцева); b_1 — половина стороны квадратной или радиус круглой площади подошвы фундамента.

Таблица IV.1

Значения коэффициентов несущей способности для фундаментов с круглой и квадратной площадью подошвы

Кoeffици- енты	Ф, град													
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
$N_{ук}$	4,1	5,7	7,3	9,9	14,0	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	216	317
$N_{гк}$	4,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185	270
$N_{ск}$	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45,0	55,4	71,5	93,6	120,0	161,0	219	300
$2b_1$	1,44	1,50	1,58	1,56	1,73	1,82	1,91	1,99	2,11	2,22	2,34	2,45	2,61	2,70

Примечание. $\frac{l}{2b_1}$ — относительная длина призмы выпирания.

Для фундаментов *средней глубины заложения* (при $0,5 < h/b < 2$), а тем более для фундаментов *глубокого заложения* (при $h/b \geq 2$) замечать влияние глубины заложения фундаментов на предельную нагрузку основания действием несвязной боковой пригрузки ($q = \gamma h$) будет неправильно, так как механические явления, происходящие при загрузке фундаментов, достаточно глубоко заложённых, будут совсем иными, чем для мелко заложённых, вследствие монолитности всего массива грунта.

Для фундаментов *средней глубины заложения на сыпучих грунтах* решение задачи о предельной нагрузке на основание может быть получено приближенным методом, аппроксимировав S-образную обтекающую линию скольжения (см. рис. IV.3, случай 2) отрезками прямых и в зоне радиальных сдвигов логарифмическими спиральями при учете жесткого ядра треугольного очертания с прямым углом при вершине.

Таким путем для сыпучих грунтов решение было получено проф. В. Г. Березанцевым и представлено им в следующей форме: для условий плоской задачи

$$\text{пред } p_{nh} = A_n \gamma b, \quad (IV.9)$$

для условий пространственной задачи (при квадратной и круглой площадях подошвы фундаментов)

$$\text{пред } p_{kh} = A_k \gamma b_1, \quad (IV.10)$$

где A_n , A_k — обобщенные коэффициенты несущей способности для сыпучих грунтов, определяемые по графикам рис. IV.13 и IV.14, как функции угла внутреннего трения φ и относительной глубины заложения фундамента h/b ; $2b_1 = b$ — ширина стороны квадратной или диаметр круглой площади подошвы фундамента.

Как вытекает из формул (IV.9) и (IV.10) и им подобных, а также таблиц и графиков коэффициентов несущей способности (например, по рис. IV.13 и IV.14), величина предельной нагрузки на грунт зна-

чительно возрастает с увеличением относительной глубины заложения h/b и ширины подошвы фундамента b .

При большой глубине заложения и большой площади подошвы несущая способность грунтов оказывается столь значительной, что не может быть полностью использована в основаниях сооружений, так как при этом возникают очень большие осадки (теория расчета которых изложена в следующей главе), которые не могут быть допущены в основаниях сооружений. Поэтому при проектировании в основаниях сооружений обычно допускают давления в несколько раз (в 2—4) меньше предельных, исчерпывающих несущую способность грунтовых оснований.

Пример IV.1. Определить величину начальной критической нач $p_{кр}$ нагрузки на грунт под ленточным фундаментом, имеющим глубину заложения $h = 1,5$ м и ширину подошвы $b = 3,0$ м, если дано: угол внутреннего трения грунта (суглинка) $\varphi = 25^\circ$, сцепление $c = 0,2$ кгс/см² и объемный вес $\gamma = 1,9$ тс/м³.

По формуле (IV.2) (при $\varphi = 25^\circ = 25\pi/180 = 0,436$, $\text{ctg } \varphi = 2,145$; $c = 0,2$ кгс/см² = 2 тс/м² и $\gamma = 1,9$ тс/м³)

$$\text{нач } p_{кр} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot \text{ctg } \varphi) + \text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

$$= \frac{3,14(1,9 \cdot 1,5 + 2 \cdot 2,145) + 2,145 + 0,436 - 1,571}{2,145 + 0,436 - 1,571} + 1,9 \cdot 1,5 = 25,05 \text{ тс/м}^2 \approx 2,5 \text{ кгс/см}^2 \approx 0,25 \text{ МПа}.$$

Полученное значение удельной нагрузки следует рассматривать как совершенно безопасное давление на грунт, не зависящее от ширины подошвы фундамента, так как при этом давлении в грунте ни в одной точке по подошве фундамента не будет возникать зон предельного равновесия, и грунт будет находиться в фазе уплотнения.

Пример IV.2. Для рассмотренных условий определить величину предельной (пред $p_{кр}$) нагрузки на грунт.

По формуле (IV.7) для краевых точек (при $y = 0$ и $y = b$)

$$\text{пред } p_0 = N_g q + N_c c; \tag{с_1}$$

$$\text{пред } p_b = N_\gamma \gamma b + p_0. \tag{с_2}$$

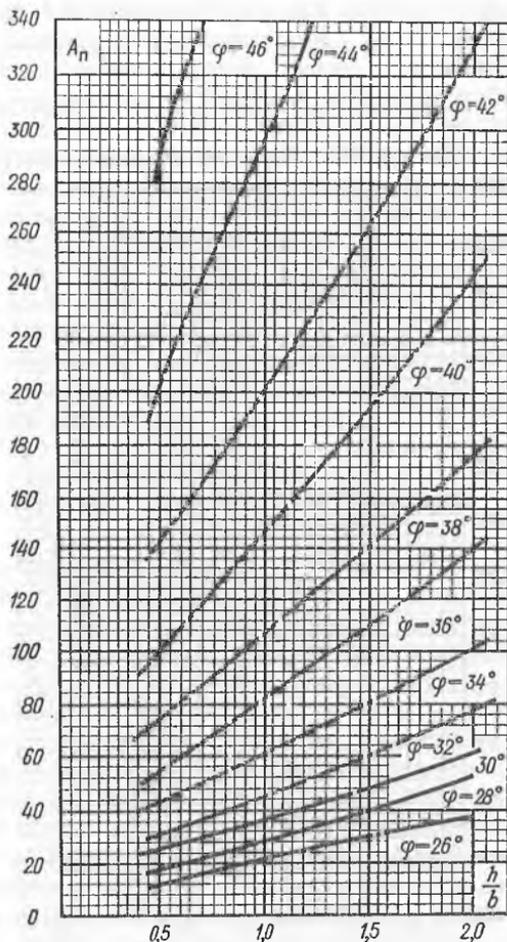


Рис. IV.13. Номограмма значений коэффициента A_n при $0,5 < h/b < 2$

По табл. IV.1 для вертикальной нагрузки ($\delta = 0$) при $\varphi = 25^\circ$ получим

$$N_q = 10,70;$$

$$N_c = 20,70;$$

$$N_\gamma = 6,92.$$

Подставляя эти величины в формулы (c_1) и (c_2), будем иметь

$$\text{пред } p_0 \approx 10,7 \cdot 1,9 \cdot 1,5 + 20,7 \cdot 2 = 71,9 \text{ тс/м}^2 \approx 0,72 \text{ МПа};$$

$$\text{пред } p_b \approx 6,92 \cdot 1,9 \cdot 3 + 71,9 = 111,3 \text{ тс/м}^2 \approx 1,11 \text{ МПа}.$$

Тогда

$$\text{пред } p \approx \frac{1}{2} (p_0 + p_b) = \frac{1}{2} (71,9 + 111,3) = 91,6 \text{ тс/м}^2 \approx 9,2 \text{ кгс/см}^2 \approx 0,92 \text{ МПа}$$

Пример IV.3. Определим предельную нагрузку для тех же условий, но с учетом возникновения под массивным фундаментом жесткого ядра.

В этом случае воспользуемся формулой (IV.7") и данными табл. IV.3. Тогда

$$\text{пред } p_n = N_{\gamma n} \gamma b_1 + N_{qn} q + N_{cn} c,$$

где b_1 — полуширина фундамента.

По табл. IV.3 при $\varphi = 25^\circ$ по интерполяции находим $N_{\gamma n} = 11,0$, $N_{qn} = 11,0$, $N_{cn} = 21,5$. Тогда

$$\begin{aligned} \text{пред } p_n &\approx 11,7 \cdot 1,9 \cdot 1,5 + \\ &+ 11,0 \cdot 2,85 + 21,5 \cdot 2 = \\ &= 107,6 \text{ тс/м}^2 \approx 10,8 \text{ кгс/см}^2 \approx \\ &\approx 1,08 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Некоторые сопоставления.

Вследствие анализа результатов проведенных за последнее десятилетие огромного числа полевых и лабораторных испытаний по определению предельной несущей способности грунтов при загрузке их различными штампами (фундаментами), данные которых опубликованы, например, в трудах V и VI Международных конгрессов по механике грунтов*, можно установить следующее:

а) для идеально связных глинистых грунтов (обладающих сцеплением при малом коэффициенте внутреннего трения) наблюдается почти

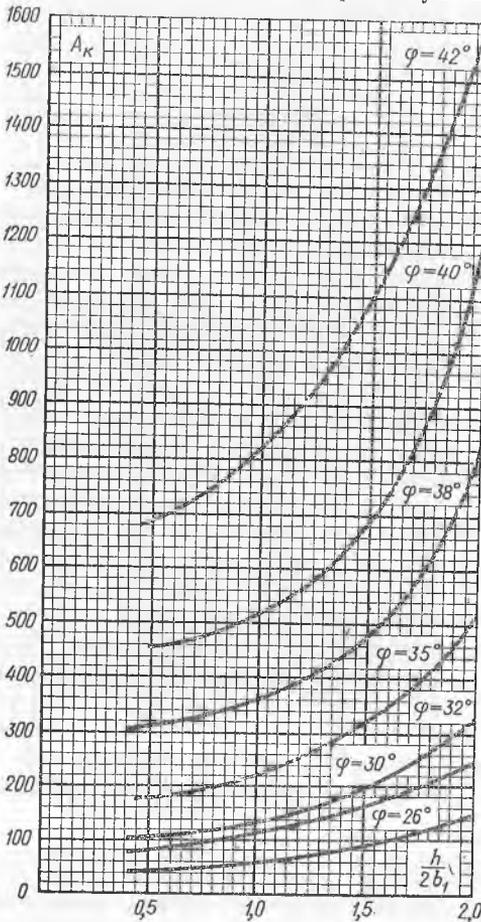


Рис. IV.14. Номограмма значений коэффициента A_k при $0,5 < h/(2b_1) < 2$

* См. нашу работу «Теория и практика фундаментостроения». — В кн.: — К итогам V Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. М., 1964.

шное совпадение теоретических и экспериментальных результатов;

б) при определении несущей способности песчаных грунтов необходимо учитывать роль начального параметра диаграммы сдвига;

в) несмотря на большой разброс опытных данных, величина максимальной несущей способности грунтовых оснований, определяемая опытным путем, как правило, намного больше (часто в 1,5—2,5 раза) расчетной, что говорит о недостаточно точной оценке граничных условий (глубины заложения фундаментов, формы и размеров жесткого ядра под фундаментами и пр.) и о необходимости дальнейших исследований — очертания линий скользящего в массиве грунта выше подошвы фундаментов, особенно для фундаментов глубокого заложения взаимовлияний зон предельного равновесия и упругих зон (в постановке смешанной задачи теории упругости и теории пластичности), учета собственного веса грунтов и их уплотненности и т. п.;

г) существующие аналитические методы расчета дают для практики решения с некоторым запасом и требуют дальнейшего развития с более точным учетом граничных условий, слоистости напластований грунтов и кинематической допустимости решений.

§ IV.4. ОБ УСТОЙЧИВОСТИ МАССИВОВ ГРУНТА ПРИ ОПОЛЗНЯХ

Причины нарушения устойчивости. Анализ устойчивости массивов грунта имеет очень большое практическое значение при проектировании земляных сооружений: насыпей, выемок, дамб, земляных плотин, современных больших вскрышных котлованов, имеющих иногда глубину 100 м и более, и других подобных сооружений.

Задача устойчивости массивов грунта является частной задачей общей теории предельного напряженного состояния грунтов, но имеет весьма существенные особенности, обусловленные спецификой движения масс при нарушении их устойчивости.

Расчеты устойчивости массивов грунта являются специальным разделом статики, и мы излагаем здесь лишь некоторые основные положения, позволяющие оттенить сущность рассматриваемых задач, и даем наиболее важные приемы их решения, применяемые в проектной практике.

Главнейшими причинами нарушения устойчивости земляных масс будут: 1 — эрозионные процессы и 2 — нарушение равновесия.

Эрозионные процессы протекают, как правило, весьма медленно, незаметно; зависят они от внешних метеорологических и физико-геологических условий, а также от свойств поверхности массива грунта и обычно не рассматриваются в механике грунтов.

Изучение же условий устойчивости массивов грунта и их нарушений является прямой задачей механики грунтов.

Нарушение равновесия массивов грунта может происходить внезапно со сползанием значительных масс грунта — такие нарушения равновесия называют *оползнями*. Этот вид нарушений равновесия

является наиболее частым и происходит в различного рода откосах и природных склонах как при увеличении действующих на массив нагрузок, так и при уменьшении внутренних сопротивлений.

Увеличение нагрузок может иметь место при возведении сооружений на откосах и склонах при давлении от них, превосходящем некоторый предел, и при изменении веса слоев грунта (его возрастании) при насыщении их водой в условиях продолжительных дождей и наводков, а также вследствие подвигания капиллярной влаги при понижении уровня грунтовых вод. Уменьшение сопротивлений происходит как при всяком разрушении естественных упоров массивов грунта, так и при уменьшении эффективного трения (при наличии порового давления) и сцепления (при увлажнении и набухании грунтов).

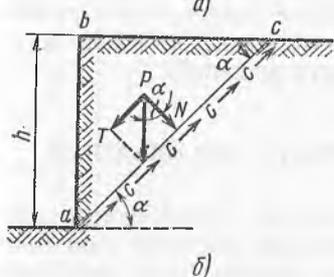
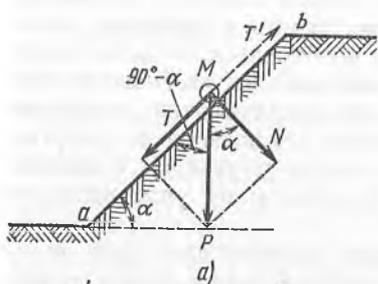


Рис. IV.15. Схемы сил, действующих на частицу откоса идеально сыпучего грунта (а) и на вертикальный массив связного грунта (б)

Можно различать следующие основные виды оползней: 1 — оползни вращения (с возникающими криволинейными поверхностями обрушения); 2 — оползни скольжения (по зафиксированным поверхностям) и 3 — оползни разжижения (грязевые потоки перенасыщенных водой грунтов по выработанным руслам и тальвегам).

Рассмотрим условия равновесия отдельных видов оползней.

Устойчивость свободных откосов и склонов. Элементарные задачи. Для установления некоторых понятий рассмотрим две элементарные задачи: 1) устойчивость откоса идеально сыпучего грунта и 2) устойчивость идеально связного массива грунта.

1. Пусть для первого случая имеем откос сыпучего грунта, на котором свободно лежит твердая частица M (рис. IV.15, а).

Разложим вес частицы P на две составляющие: нормальную N к линии откоса ab и касательную T . Сила T стремится сдвинуть частицу к подножию откоса, но ей будет противодействовать сила трения T' , пропорциональная нормальному давлению, т. е. $T' = fN$ (где f — коэффициент трения).

Проектируя все силы на наклонную грань откоса, имеем

$$P \sin \alpha - f P \cos \alpha = 0,$$

откуда $\operatorname{tg} \alpha = f$, а так как коэффициент трения $f = \operatorname{tg} \varphi$, то окончательно получим

$$\alpha = \varphi. \quad (\text{IV.11})$$

Таким образом, предельный угол откоса сыпучих грунтов равен углу внутреннего трения грунта. Этот угол носит название угла естественного откоса.

Понятие об угле естественного откоса относится только к сухим сыпучим грунтам, а для грунтов связных глинистых оно теряет всякий смысл, так как у последних в зависимости от их увлажненности угол откоса может меняться от 0 до 90° и зависит также от высоты откоса.

2. Рассмотрим условия равновесия идеально связного грунта ($\varphi = 0$; $c \neq 0$).

Примем приближенно, что нарушение равновесия при некоторой предельной высоте h произойдет по плоской поверхности скольжения ac , наклоненной под углом α к горизонту (рис. IV.15, б).

Составим уравнение равновесия всех сил, действующих на оползающую призму abc . Действующей силой здесь будет вес P призмы abc .

Принимая во внимание, что согласно рис. IV.15, б стороны призмы $bc = h \operatorname{ctg} \alpha$, получим

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha. \quad (T_1)$$

Силу P разложим на нормальную и касательную к поверхности скольжения ac . Силами, сопротивляющимися скольжению, будут лишь силы сцепления c , распределенные по плоскости скольжения $ac = h/\sin \alpha$.

Так как в верхней точке c призмы abc давление будет равно нулю, а в нижней a — максимальным, то в среднем следует учитывать лишь половину сил сцепления, что элементарным путем позволяет прийти к решению, совпадающему для рассматриваемого случая со строгим решением теории предельного равновесия.

Составим уравнение равновесия, взяв сумму проекций всех сил на направление ac и приравняв ее нулю:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha \sin \alpha - \frac{c}{2} \cdot \frac{h}{\sin \alpha} = 0, \quad (T_2)$$

откуда

$$c = \frac{\gamma h}{2} \sin 2\alpha. \quad (T_3)$$

Определим значение высоты $h = h_{90}$, соответствующей максимальному использованию сил сцепления. Очевидно, при этом $\sin 2\alpha = 1$ и $\alpha = 45^\circ$. Тогда, полагая $\sin 2\alpha = 1$ в выражении (T₃) и решая его относительно h_{90} , получим

$$h_{90} = \frac{2c}{\gamma}. \quad (IV.12)$$

Таким образом, массив связного грунта может иметь вертикальный откос h_{90} определенной высоты. При высоте, большей h_{90} , произойдет сползание призмы abc .

Отметим, что в природных условиях грунты обладают не только сцеплением, но и трением, и задача устойчивости откосов становится значительно более сложной, особенно при строгой ее постановке.

Некоторые строгие решения. При строгой постановке задачи для грунтов, обладающих как внутренним трением, так и сцеплением, рассматривают две основные задачи: 1) определение величины максимального давления на горизонтальную поверхность массива грунта, при которой откос заданного очертания остается в равновесии, и 2) определение формы равноустойчивого откоса предельной крутизны. Эти задачи получили решение в цитируемых ранее работах чл.-корр. АН СССР, проф. В. В. Соколовского (1942, 1954).

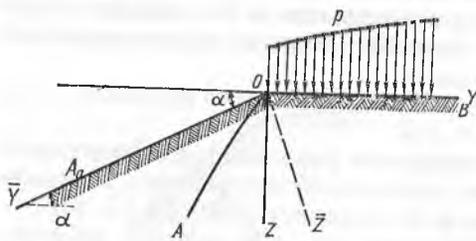


Рис. IV.16. К определению предельного давления на поверхность плоского откоса

ного интегрирования дифференциальных уравнений предельного равновесия при различных углах внутреннего трения φ и разных углах наклона плоского откоса к горизонту (рис. IV.16).

Величина предельного давления

$$\text{пред } p = \bar{\sigma}_z c + p_e$$

и соответствующая координата

$$y = \bar{y} \frac{c}{\gamma},$$

где $\bar{\sigma}_z$ — значение безразмерного предельного давления (табл. IV.5); $p_e = c \operatorname{ctg} \varphi$ — давление связности; \bar{y} — относительная координата (табл. IV.5).

Пользуясь данными табл. IV.5, без труда вычисляют ординаты эпюры предельных давлений на горизонтальную поверхность плоского откоса при любых значениях α , φ , c и γ .

2. Форма очертания предельных равноустойчивых откосов для случая, когда грунт обладает трением и сцеплением, полученная в результате численного решения дифференциальных уравнений предельного равновесия при помощи электронных вычислительных машин, приведена на рис. IV.17.

Координаты равноустойчивых откосов даны в безразмерных единицах:

$$x = \bar{x} \frac{c}{\gamma}, \quad y = \bar{y} \frac{c}{\gamma},$$

где \bar{x} , \bar{y} — безразмерные координаты по рис. IV.17.

Очертание равноустойчивого откоса строят, начиная с его верхней кромки.

По В. В. Соколовскому, горизонтальная поверхность равноустойчивого откоса может нести равномерно распределенную нагрузку,

Значения безразмерного предельного давления $\bar{\sigma}_z$ на горизонтальную поверхность откоса

		Значения $\bar{\sigma}_z$ при φ , град												
		20				30				40				
\bar{v}	при α , град													
	0	10	0	10	20	0	10	20	30	0	10	20	30	40
0,0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	30,1	24,3	19,6	15,7	75,3	55,9	41,4	30,6	22,5
0,5	9,02	7,90	17,9	14,8	12,0	43,0	32,6	24,4	18,1	139,0	94,0	62,6	41,3	27,1
1,0	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	53,9	39,8	28,8	20,3	193,0	126,0	81,1	50,9	31,0
1,5	10,2	8,62	23,1	18,2	14,1	64,0	46,5	32,8	22,3	242,0	157,0	98,5	59,8	34,7
2,0	10,8	8,95	25,4	19,9	15,0	73,6	52,9	36,7	24,2	292,0	186,0	115,0	68,4	38,1
2,5	11,3	9,28	27,7	21,4	15,8	82,9	59,0	40,4	26,0	339,0	215,0	132,0	76,7	41,3
3,0	11,8	9,59	29,8	23,0	16,7	91,8	65,1	44,1	27,8	386,0	243,0	148,0	84,9	44,4
3,5	12,3	9,89	31,9	24,4	17,5	101,0	71,0	47,6	29,4	432,0	271,0	164,0	93,0	47,5
4,0	12,8	10,2	34,0	25,8	18,3	109,0	76,8	51,2	31,1	478,0	299,0	179,0	101,0	50,4
4,5	13,2	10,5	36,0	27,2	19,1	118,0	82,6	54,7	32,7	523,0	327,0	195,0	109,0	53,3
5,0	13,7	10,8	38,0	28,7	19,9	127,0	88,3	58,1	34,3	568,0	354,0	211,0	117,0	56,2
5,5	14,1	11,0	39,9	29,9	20,6	135,0	94,0	61,6	35,8	613,0	381,0	226,0	125,0	59,0
6,0	14,5	11,3	41,8	31,4	21,4	143,0	99,6	65,0	37,4	658,0	409,0	241,0	132,0	61,7

определяемую выражением

$$p_0 = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (IV.13)$$

Если рассматривать эту нагрузку как давление слоя грунта, полагая $p_0 = \gamma h$, то получим

$$h = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{\gamma (1 - \sin \varphi)}. \quad (IV.13')$$

Для идеально связного грунта (при $\varphi = 0$) получим прежнюю формулу (IV.12):

$$h = \frac{2c}{\gamma}.$$

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения широко применяется на практике, так как дает некоторый запас устойчивости и основывается на

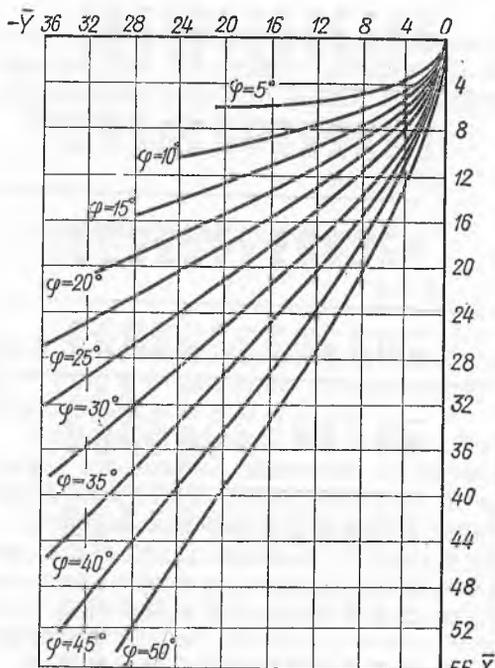


Рис. IV.17. Очертания равноустойчивых откосов

опытных данных о форме поверхностей скольжения при оползнях вращения, которые на основании многочисленных замеров в натуре (например, Шведской геотехнической комиссии, управления канала Москва — Волга и др.) принимают за *круглоцилиндрические*, при этом самое невыгодное их положение определяется расчетом. Принятие определенной формы поверхностей скольжения и ряда других допущений (о чем будет сказано ниже) делает этот метод приближенным.

Допустим, что центр круглоцилиндрической поверхности скольжения оползающей призмы находится в точке O (рис. IV.18, а). Уравнением равновесия будет $\Sigma M_0 = 0$. Для составления уравнения моментов относительно точки вращения O разбивают призму скольжения ABC вертикальными сечениями на ряд отсеков и принимают вес каждого отсека условно приложенным в точке пересечения веса отсека P_i с соответствующим отрезком дуги скольжения, а силами взаимодействия по вертикальным плоскостям отсека (считая, что давления от соседних отсеков равны по величине, а по направлению противополо-

Для ряда намеченных центров дуг поверхностей скольжения (O_1 ; O_2 ; O_3 — рис. IV.18, б) определяют необходимое по условию устойчивости сцепление, соответствующее предельному равновесию заданного откоса, по выражению, вытекающему из соотношения (y_2), а именно:

$$c = \frac{\sum T_i - \sum N_i \operatorname{tg} \varphi}{L} \quad (\text{IV.15})$$

Далее, из всех возможных центров скольжения выбирают тот, для которого требуется максимальная величина сил сцепления. Этот центр принимают за наиболее опасный и для него по формуле (IV.14) вычисляют коэффициент устойчивости η .

Обычно считают, что при величине $\eta \geq 1,1 \div 1,5$ откос будет устойчивым.

Формула (IV.14), как показано проф. Г. М. Шахуняцем (1941, 1967)*, будет справедлива лишь для тех случаев, когда дуга поверхности скольжения во всех своих частях является *ниспадающей* в сторону возможного смещения откоса или склона или (в случае скольжения по цилиндрической поверхности) когда все отсеки кривой скольжения располагаются по одну сторону от направления вертикального радиуса OA (рис. IV.18, в).

Если обозначить сдвигающие силы, направленные в сторону скольжения (сдвига), $T_{i\text{сдв}}$, а сдвигающие силы, направленные в сторону, противоположную направлению смещения (например, T_4 и T_5 по рис. IV.18, в), и удерживающие откос от скольжения, $T_{i\text{уд}}$, то формула (IV.14) примет следующий вид:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} N_i f_i + \sum_{i=1}^{i=n} c_i + \sum_{i=1}^{i=n} T_{i\text{уд}}}{\sum_{i=1}^{i=n} T_{i\text{сдв}}} \quad (\text{IV.14}')$$

По выражению (IV.14') и следует определять коэффициент устойчивости откосов и склонов при расчетах по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Однако, как показывают соответствующие расчеты, метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения дает в ряде случаев несколько завышенный запас, а главное — в нем не учитываются усилия, действующие на вертикальные грани отсеков, что делает весь расчет приближенным и вызывает необходимость принятия дополнительных допущений.

Некоторые усовершенствования и упрощения расчетов по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения (введение переменности масштаба, но в прежней постановке задачи) внесены проф. Г. И. Тер-Степаняном и проф. М. Н. Гольдштейном, причем коэф-

* См.: Шахуняц Г. М. К вопросу определения условий устойчивости оползней. — Строительство железных дорог, 1941, № 2, а также Шахуняц Г. М. Железнодорожный путь. М., 1967.

фициент устойчивости рекомендуется определять по выражению

$$\eta = fA + \frac{c}{\gamma h} B, \quad (\text{IV.16})$$

где A и B — коэффициенты, зависящие от геометрических размеров сползающего клина, выраженные в долях от высоты откоса h ; значения этих коэффициентов по вычислениям М. Н. Гольдштейна приведены в табл. IV.6.

Определяя из выражения (IV.16) величину h , получим

$$h = \frac{cB}{\gamma(\eta - fA)}. \quad (\text{IV.16}')$$

Таблица IV.6

Значения коэффициентов A и B для приближенного расчета устойчивости откосов

Заложение откоса 1 : m	Поверхность скольжения проходит через нижнюю кромку откоса		Поверхность скольжения проходит через основание и имеет горизонтальную касательную на глубине							
			$\xi = \frac{1}{4}h$		$\xi = \frac{1}{2}h$		$\xi = h$		$\xi = 1\frac{1}{2}h$	
			A	B	A	B	A	B	A	B
1 : 1,00	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,80	5,78	5,75
1 : 1,25	2,64	6,05	2,66	6,32	3,24	6,62	4,43	5,86	5,86	5,80
1 : 1,50	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	5,54	5,93	5,94	5,85
1 : 1,75	2,87	6,58	2,93	6,72	3,41	6,26	4,66	6,00	6,02	5,90
1 : 2,00	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08	6,10	5,95
1 : 2,25	3,19	7,27	3,26	7,23	3,66	6,56	4,90	6,16	6,18	5,98
1 : 2,50	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,08	6,26	6,26	6,02
1 : 2,75	3,59	8,02	3,68	8,00	4,02	6,95	5,17	6,36	6,34	6,05
1 : 3,00	3,59	8,91	3,93	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47	6,44	6,09

По формулам (IV.16) и (IV.16') и данным табл. IV.6 легко вычисляют значения коэффициента устойчивости откоса η и предельную высоту откоса h при принятом коэффициенте устойчивости.

Для грунтов связных с незначительным углом внутреннего трения (при $\varphi < 5 \div 7^\circ$) при залегании на некоторой глубине ξ плотного грунта (см. рис. IV.18, б — дуга поверхности скольжения $A'C'$) расчет производится в предположении выпирания основания за пределами откоса.

Пример IV.4. Определить предельную высоту откоса с уклоном 1 : 2, если $\eta = 2$, $\varphi = 22^\circ$, $c = 1,2 \text{ тс/м}^2$ и $\gamma = 1,8 \text{ тс/м}^3$. Найдя по табл. IV.6 значения коэффициентов A и B и подставив их в формулу (IV.16'), будем иметь

$$h = \frac{cB}{\gamma(\eta - fA)} = \frac{1,2 \cdot 6,7}{1,8(2 - 0,404 \cdot 3,23)} \approx 6,4 \text{ м.}$$

Оползни скольжения и оползни разжижения. Оползни скольжения имеют место при зафиксированных поверхностях скольжения, например у *прислоненных откосов*, когда грунты при

строительстве укладывают на поверхность уже существующих уплотнившихся откосов земляных сооружений или когда природные склоны или насыпи при нарушении равновесия оползают по *фиксированной поверхности* скальных или других плотных пород.

Оползни разжижения имеют место в горных областях при катастрофическом выпадении дождей или при весьма быстром таянии снегов. Они представляют собой грязекаменные и водокаменные потоки, которые называют обычно *селями*.

Сели делятся на *связные* (структурные) потоки и *турбулентные* (неструктурные).

Связными (структурными) считают такие селевые потоки, при движении которых не происходит заметного перемешивания оползающих масс в ядре потока. Структурные потоки дают только положительную аккумуляцию и не образуют размывов.

Турбулентные грязекаменные и водокаменные сели, в которых происходит значительное перемешивание грунтовых масс, имеют широкое распространение в горных местностях.

Вопрос о движении селевых потоков рассматривается на базе гидрологических расчетов и теории движения вязких жидкостей, составляя специальную область расчетов, выходящую за рамки курса механики грунтов.

Расчет устойчивости прислоненных откосов и склонов любого очертания широко используется при проектировании сооружений на склонах и уширении земляных сооружений: дамб, насыпей и т. п.

Как показано проф. Г. М. Шахунянцем *, коэффициент устойчивости прислоненного массива и в этом случае может быть определен из уравнений равновесия, если разбить массив на ряд отсеков так, чтобы в пределах отдельных отсеков поверхность скольжения была бы плоской и проходила по фиксированной поверхности более плотных ненарушенных пород. Для любых отсеков достаточно просто определяется и так называемое оползневое давление E_i , величина которого необходима для проектирования противооползневых ограждений.

Рассмотрим условие равновесия i -го отсека (например, второго, рис. IV.19).

Все внешние силы, включая нагрузку, приложенную к поверхности отсека, собственный вес грунта в объеме отсека и пр., приводим к одной равнодействующей Q_i . Раскладываем далее равнодействующую внешних сил в ее точке приложения на нормальную N_i и касательную T_i составляющие к фиксированной плоскости скольжения nm .

Если откос или склон подвержен еще действию сейсмических сил, отклоняющих равнодействующую внешних сил от вертикали на некоторый угол θ_i , то получим

$$N_i = Q_i \cos(\alpha_i + \theta_i) \text{ и } T_i = Q_i \sin(\alpha_i + \theta_i). \quad (\Phi_1)$$

При направлении поверхности скольжения nm в сторону возможного сползания отсека значения углов α_i берутся со знаком «плюс»,

* См.: Шахуняц Г. М. Железнодорожный путь. М., 1967.

так же как и углов θ_i , отклоняющих равнодействующую Q_i в сторону сползания.

Заменяем действие соседних (с рассматриваемым) отсеков силами оползневого давления E_{i-1} и E_i (см. рис. IV.19), направленных под углами β_{i-1} и β_i между боковыми гранями отсека и нормальными

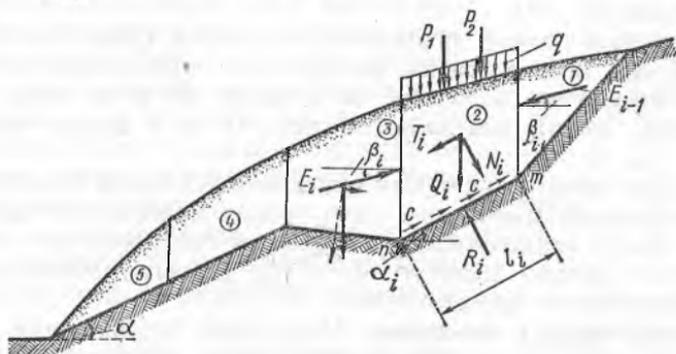


Рис. IV.19. Схема действия сил при определении оползневого давления

к ним. Обозначая далее нормальную составляющую реакции основания отсека nm через R_i и проектируя все силы на нормаль к основанию отсека и на направление самого отсека, получим

$$R_i = N_i + [E_i \sin(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \sin(\alpha_i - \beta_{i-1})]; \quad (\Phi_2)$$

$$T_i = c_i l_i + f_i R_i + [E_i \cos(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \cos(\alpha_i - \beta_{i-1})]. \quad (\Phi_3)$$

Подставляя выражение (Φ_2) в (Φ_3) и умножая величину сдвигающей силы T_i на коэффициент устойчивости η , получим

$$\eta T_i = c_i l_i + f_i N_i + E_i [f_i \sin(\alpha_i - \beta_i) + \cos(\alpha_i - \beta_i)] - E_{i-1} [f_{i-1} \sin(\alpha_i - \beta_{i-1}) + \cos(\alpha_i - \beta_{i-1})]. \quad (\Phi_4)$$

Решая уравнения (Φ_4) относительно E_i и принимая во внимание, что

$$f = \operatorname{tg} \varphi \text{ и } f \sin(\alpha - \beta) + \cos(\alpha - \beta) = \frac{\cos(\alpha - \beta - \varphi)}{\cos \varphi},$$

и обозначая составляющую T_i , способствующую сдвигу отсека, через $T_{i \text{ сдв}}$, а удержанию его в равновесии — через $T_{i \text{ уд}}$, получим

$$E_i = \frac{(\eta T_{i \text{ сдв}} - f_i N_i - c_i l_i - T_{i \text{ уд}}) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)}. \quad (\text{IV.17})$$

Отметим, что для отсеков, у которых $T_i = T_{i \text{ сдв}}$, в формуле $(\text{IV.14}')$ следует значение $T_{i \text{ уд}}$ полагать равным нулю.

Вычисления при определении E_i следует начинать с верхнего отсека (1 по рис. IV.19), для которого $E_{i-1} = 0$.

Для определения коэффициента устойчивости η свободного откоса или склона проф. Г. М. Шахуняц рекомендует задаваться некото-

рым его значением η_1 и определять по формуле (IV.17) величину оползневое давление для конечного отсека, которую назовем E_k . Если эта величина не равна нулю, то следует задаться другим значением η_2 , стремясь получить величину E_k другого знака. Интерполируя далее между величинами η_1 и η_2 , находят искомое значение η , при котором $E_k = 0$.

Изложенный способ позволяет установить отсек (по профилю), где наиболее целесообразно расположить противооползневые опорные сооружения (в местах наименьших E_i и не очень большой оползневой толщи), например по рис. IV.19 в конце третьего отсека.

Если оползневый склон или прислоненный откос будет смещаться как одно целое и контактные силы трения и сцепления между отсками не будут мобилизованы, то следует положить $\beta_i = 0$; в других случаях можно полагать β_i и β_{i-1} равными соответствующим углам внутреннего трения грунта.

О мерах борьбы с оползнями. Нарушение устойчивости земляных масс часто сопровождается значительными разрушениями дорог, мостов, жилых и промышленных зданий и других сооружений, расположенных на оползающих массивах, а иногда и человеческими жертвами, что вызывает необходимость разрабатывать и осуществлять активные меры борьбы с оползнями и другими нарушениями устойчивости земляных масс.

Меры борьбы с этими нарушениями (оползнями, селями и др.) устанавливают на основе тщательного изучения природных физико-геологических условий, выяснения основных причин неустойчивости и аналитических расчетов предельного равновесия рассматриваемых массивов грунта.

Основными мерами по увеличению устойчивости массивов грунта и борьбе с оползнями будут:

1) *восстановление и усиление* естественных упоров оползающих масс (укрепление берегов от размывов, устройство волнобойных сооружений, применение удерживающих подпорных стен, ограждений, направляющих селевые потоки, и пр.);

2) *регулирование водного режима* грунтовых масс (осушение оползневых участков, устройство поверхностного водоотвода и спрямление водотоков, применение глубинного горизонтального и вертикального дренажей и пр.);

3) *уменьшение градиента нагрузок* (уполаживание откосов по расчетам, базирующимся на опытно определенном сопротивлении грунтов сдвигу; уменьшение внешних нагрузок и пр.).

§ IV.5. НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ТЕОРИИ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ

Вопросы давления грунтов на ограждения являются важнейшими в инженерных расчетах и решают их на базе *теории предельного напряженного состояния грунтов* и общих методов решения ее задач: *аналитического* (В. В. Соколовского, В. Г. Березанцева, Г. К. Клейна

и др.) *, графо-аналитического (С. С. Голушкевича и др.) ** и графического (впервые предложенного Кулоном и развитого Понселе. Ребханом, И. П. Прокофьевым и др.) ***.

В настоящее время вопросам давления грунтов на подпорные стенки и другие ограждения посвящено большое число отдельных работ (более 300), изложение и анализ которых потребовали бы многолетнего труда. Не ставя перед собой такой задачи, мы рассмотрим лишь важнейшие положения теории давления грунтов на ограждения и их приложения к расчету давления грунтов на подпорные стенки в свете новейших данных механики грунтов.

Здесь мы ограничимся лишь рассмотрением основных задач по определению давления грунтов на массивные подпорные стенки.

Подпорные стенки сооружают в случаях, когда необходимо поддержать массив грунта в равновесии.

На рис. IV.20 показаны некоторые случаи применения подпорных стенок: подпорная стенка как упор откоса грунта, равновесие которого невозможно без ограждения (рис. IV.20, а); подпорная стенка как набережная (рис. IV.20, б); подпорная стенка как ограждение подвального помещения здания (рис. IV.20, в). Во всех этих случаях, а также и в ряде других (шпунтовые стенки, крепления котлованов и пр.) ограждения, удерживающие слой грунта в равновесии и воспринимающие его давление, работают как подпорные стенки.

Давление грунта стремится опрокинуть стенку вокруг ее переднего или заднего ребра (рис. IV.21), причем подпорная стенка повернется (в случае податливости основания), как показано на рис. IV.21 пунктиром.

При некоторой величине поворота стенки грунт за стенкой приходит в предельное напряженное состояние и в области грунта за под-

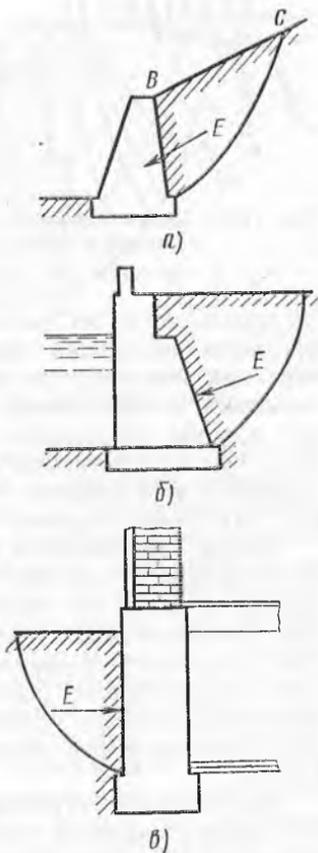


Рис. IV.20. Некоторые виды подпорных стенок

* См.: Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. 3-е изд. М., 1960.

Березанцев В. Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды. М., 1953; Клейн Г. К. Расчет подпорных стен. М., 1964.

** См.: Голушкевич С. С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. М., 1953; Голушкевич С. С., Христофоров В. С. Практические методы определения давления грунта. М., 1949.

*** См.: Прокофьев И. П. Давление сыпучих тел и расчет подпорных стенок. М., 1947.

порной стенкой возникают (в общем случае) два сопряженных семейства *криволинейных поверхностей скольжения*.

Как показывают соответствующие исследования, давление грунтов на подпорные стенки зависит не только от свойств грунтов засыпки и изменения этих свойств во времени (уплотнение, релаксация), но и от величины возможных перемещений стенок.

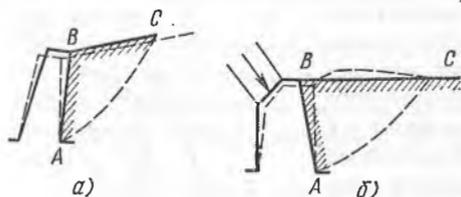


Рис. IV.21. Схемы давлений грунта на подпорную стенку:

a — активное; *б* — пассивное

от грунта, то будет иметь место *активное давление грунта* на стенку. Если же стенка повернется по направлению *к грунту*, например, как показано на рис. IV.21, *б*, то грунт засыпки будет *выпираться* стенкой вверх. В этом случае стенка будет преодолевать вес призмы выпирания, что потребует значительно большего усилия, чем при активном давлении, и определит так называемое *пассивное давление*, или *отпор, грунта*.

Задача заключается в установлении максимального давления грунта на подпорную стенку, что может быть выполнено математически точно, если известно очертание поверхностей скольжения, определяемое решением системы дифференциальных уравнений предельного равновесия [см. формулы (н₁)—(н₃) § IV.2].

Как показало строгое решение частной задачи давления грунта на вертикальную подпорную стенку со свободной от нагрузки поверхностью засыпки, полученное путем разложения дифференциальных уравнений предельного равновесия в ряды, сеть прямолинейных линий скольжения за подпорной стенкой продолжается только до линии скольжения *BC* (рис. IV.22), проходящей через верхний край стены; в части же грунта, расположенной между линией *BC* и задней гранью стенки, наблюдается искривление линий скольжения.

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.

Очертание линий скольжения для общего случая давления грунта на наклонную подпорную стенку с любой загрузкой поверхности

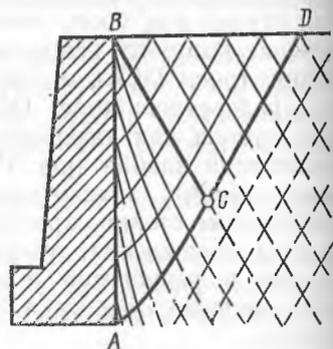


Рис. IV.22. Поле линий скольжения при учете трения грунта о подпорную стенку

засыпки получено проф. В. В. Соколовским *. Согласно решению строгой теории предельного равновесия, оба семейства линий скольжения в общем случае будут криволинейны (рис. IV.23) и представляют собой семейства логарифмических спиралей. В случае загрузки поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузкой p криволинейные линии скольжения в треугольнике OM_0M_1 (рис. IV.23) переходят в систему взаимно пересекающихся прямых, как это показано на рис. IV.22. В остальных же областях предельного равновесия (OM_1M_2 и OM_2M_3) оба семейства линий скольжения криволинейны.

Ввиду сложности точного решения задачи о давлении грунта на подпорные стенки отдельные исследователи вводили те или иные допущения.

Принятие *прямолинейности линий скольжения* является широко используемым допущением, впервые предложенным еще Ш. Кулоном и не вносящим недопустимых погрешностей в величину определяемого расчетом активного давления грунтов на подпорные стенки. При этом допущении призму обрушения и призму выпирания принимают треугольного очертания и из всех возможных плоскостей скольжения, проводимых через нижнее ребро стенки (AC_1, AC_2, AC_3, \dots на рис. IV.24) под произвольным углом к задней грани стенки, выбирают ту, для которой давление будет наибольшим.

Теория, построенная на допущении прямолинейности поверхностей скольжения в грунте за подпорной стенкой, для *активного давления грунта* дает решения, близкие к строгим: от полного совпадения результатов расчета в случае вертикальной гладких стенок с горизонтальной поверхностью засыпки и с разницей до 2—3% для других видов (например, шероховатых) стенок. При определении же пассивного давления для грунтов, обладающих значительным сопротивлением трению, ее следует считать неприменимой, так как, согласно исследованиям профессоров С. С. Голушкевича и В. С. Христофорова **, она

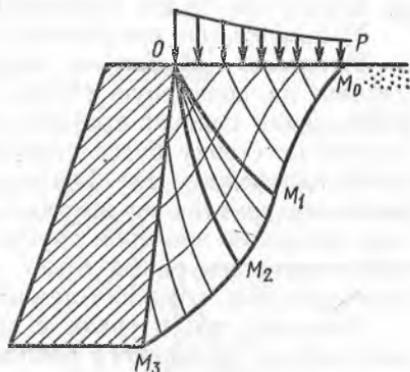


Рис. IV.23. Поле линий скольжения для общего случая давления грунта на подпорную стенку

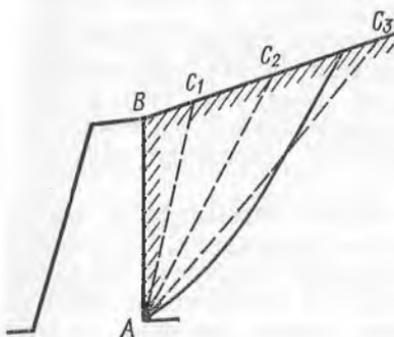


Рис. IV.24. Схема возможных поверхностей скольжения

от полного совпадения результатов расчета в случае вертикальной гладких стенок с горизонтальной поверхностью засыпки и с разницей до 2—3% для других видов (например, шероховатых) стенок. При определении же пассивного давления для грунтов, обладающих значительным сопротивлением трению, ее следует считать неприменимой, так как, согласно исследованиям профессоров С. С. Голушкевича и В. С. Христофорова **, она

* См.: Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. 3-е изд. М., 1960.

** См.: Голушкевич С. С., Христофоров В. С. Практические методы определения давления грунта. М., 1949.

дает преувеличенные результаты — от 17% при угле внутреннего трения грунта $\varphi = 16^\circ$ до семикратной величины при $\varphi = 40^\circ$.

На основании изложенного, для практических расчетов *активного давления сыпучих*, а также и связанных грунтов на подпорные стенки за основу мы будем принимать следующие допущения Кулона:

1) *поверхность скольжения плоская;*

2) *призма обрушения соответствует максимальному давлению грунта* на подпорную стенку, т. е. из всех возможных плоскостей скольжения следует выбрать для расчета ту, при которой давление грунта на стенку будет наибольшим.

В дальнейшем мы будем рассматривать лишь случаи *активного* давления грунтов на жесткие массивные стены, так как при расчетах *пассивного* давления грунта на подпорные стенки теория Кулона, как отмечалось ранее, будет давать недопустимые (за исключением вертикальных гладких стенок) погрешности.

Отметим, что в связи с табулированием многих строгих решений теории предельного равновесия * необходимость принятия упрощающих допущений во многих случаях отпадает.

Определение давления грунтов на подпорные стенки при допущении плоских поверхностей скольжения

В данном разделе рассмотрим *аналитический метод* определения давления грунтов на подпорные стенки при *допущении* плоских поверхностей скольжения. В настоящее время этот метод наиболее широко применяют в практике проектирования.

Рассмотрим вначале *давление* на подпорные стенки *сыпучих масс*. Как было показано ранее, массив сыпучего грунта, ограниченный откосом, будет находиться в равновесии, если угол откоса равен углу внутреннего 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 будет направлена навстречу движению под углом трения, отложенным от нормали к поверхности скольжения. Рассмотрим наиболее характерные случаи давления грунтов на подпорные стенки.

Сыпучие грунты. При допущении плоских поверхностей скольжения *максимальное давление сыпучих грунтов* на подпорные стенки определяют исходя из следующих простых соображений.

Любая горизонтальная площадка в грунте за массивной гладкой вертикальной стенкой с горизонтальной поверхностью засыпки испытывает только сжимающее напряжение (нормальное главное напряжение σ_1), равное весу столба грунта от поверхности до рассматриваемой площади, т. е.

$$\sigma_1 = \gamma z \cdot 1. \quad (a_1)$$

* См.: Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. 3-е изд. М., 1969.

Боковое давление σ_2 на подпорную стенку найдем из условия, что при отклонении стенки грунт за стенкой будет находиться в предельном равновесии.

Из уравнения предельного равновесия [формула (II.24'')]

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (a_2)$$

Принимая во внимание выражение (a₁), получим

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (IV.18)$$

Выражение (IV.18) может служить для определения максимального *активного* давления грунта на вертикальную гладкую стенку.

Отметим, что для случая, когда стенка будет поворачиваться по направлению к грунту, возникает *пассивное сопротивление* грунта, знак в скобках формулы (IV.18) изменится на положительный и величина пассивного давления будет равна

$$\sigma_{2п} = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (IV.18')$$

Однако получаемое при этом выражение для пассивного сопротивления грунта $\sigma_{2п}$ будет давать, как отмечалось ранее, во всех случаях (за исключением *вертикальных гладких стенок*) завышенные результаты, и при расчетах необходимо пользоваться лишь данными строгого табулированного решения (см. ниже табл. IV.8).

Эпюра распределения давлений по задней грани стенки будет треугольной.

Равнодействующая *активного* давления грунта на подпорную стенку E_a равна площади эпюры давления (рис. IV.25):

$$E_a = \frac{\max \sigma_2 H}{2},$$

или

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (IV.19)$$

Равнодействующая E_a будет горизонтальна и приложена на одной трети высоты от низа подпорной стенки.

В случае действия на поверхность грунта *сплошной равномерно распределенной пригрузки* q кгс/м² (Н/м²) определяем приведенную высоту слоя грунта $h = q/\gamma$, заменяющую ее действие, продолжаем заднюю грань стенки до пересечения с новой линией засыпки (рис. IV.26) и строим общую треугольную эпюру давлений.

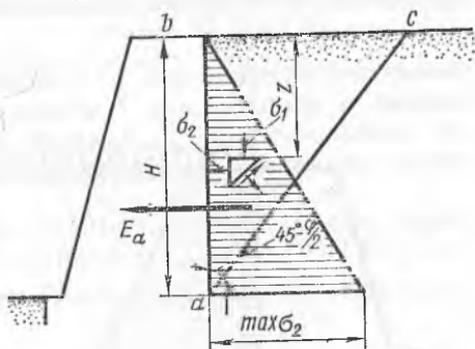


Рис. IV.25. Схема действия сил и эпюра бокового давления сыпучего грунта для гладкой подпорной стенки

На подпорную стенку будет действовать только трапециевидальная заштрихованная часть эпюры давлений (рис. IV.26). Тогда

$$E'_a = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} H,$$

или

$$E'_a = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{IV.20})$$

При гладкой поверхности стенки давление E'_a будет действовать горизонтально в точке, соответствующей высоте расположения центра тяжести трапециевидальной эпюры давлений (рис. IV.26).

Учет наклона задней грани стенки. Подпорные стенки часто имеют заднюю грань наклонной, причем угол наклона β может быть положительным (рис. IV.27, а) или отрицательным (рис. IV.27, б).

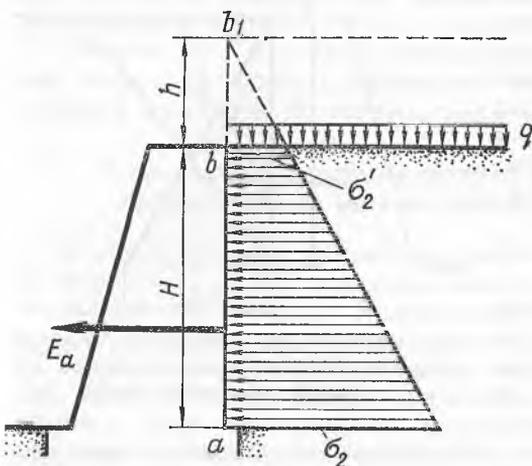


Рис. IV.26. Распределение давлений по задней грани стенки при действии равномерно распределенной нагрузки и собственного веса грунта

ским построением, то вывод может быть значительно упрощен **. Приведем окончательный вид формул для давления грунта в рассматриваемом случае.

При положительном значении угла β (рис. IV.27, а)

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \beta}{2} \right) + \operatorname{tg} \beta \right]^2 \cos \beta. \quad (\text{IV.21})$$

При отрицательном значении угла β (рис. IV.27, б)

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2} \right) - \operatorname{tg} \beta \right]^2 \cos \beta. \quad (\text{IV.21}')$$

* См.: *Скрыльников В.* Определение давления земли на стены гидротехнических сооружений при некоторых основных случаях загрузки. Научн. тр. МВТУ, Гидротехнический сборник, 1927, вып. 1; *Радченко Г. А., Цытович А. А.* Расчет бетонных облицовок и лежащих подпорных стенок. М., 1932.

** См.: *Иловайский А. С.* Два вопроса о давлении земли на стену. Харьков, 1933.

Отметим, что формулы (IV.21) и (IV.21') выведены в предположении отсутствия трения между грунтом и стенкой, поэтому равнодействующая давления должна быть перпендикулярна задней грани (стенки). Это будет соответствовать наблюдаемым явлениям в случае нисходящей в сторону грунта задней грани стенки (при положительном значении угла β , рис. IV.27, а).

В случае же восходящей в сторону грунта задней грани стенки (при отрицательном значении угла β , рис. IV.27, б) нелогично принимать направление давления с наклоном вверх, т. е. перпендикулярно задней грани стенки, поэтому некоторые авторы* рекомендуют в последнем случае считать направление давления E_a горизонтальным, что будет давать меньшую погрешность, если учесть и влияние трения грунта о стенку.

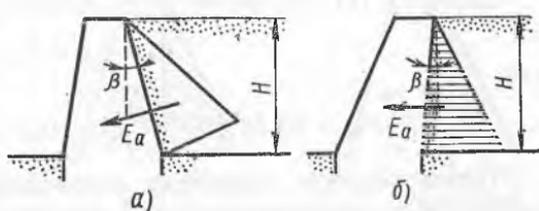


Рис. IV.27. Подпорные стенки с наклонной задней гранью при положительном (а) и отрицательном (б) углах β

В случае загрузки горизонтальной поверхности грунта равномерно распределенной нагрузкой в формулах (IV.21) и (IV.21') следует первый множитель $\frac{\gamma H^2}{2}$, стоящий перед квадратными скобками, заменить выражением

$$\frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh),$$

где h — приведенная высота слоя грунта, равная отношению интенсивности нагрузки q к объемному весу грунта γ .

Связные грунты. Если грунт обладает сцеплением, то заменяем действие сил сцепления всесторонним равномерным давлением связности ($p_e = c/\text{tg } \varphi$), приложенным к свободным граням грунта (рис. IV.28), приводя далее его действие к эквивалентному слою грунта h и учитывая противоположно направленное действие давления связности p_e ; подобно предыдущему получим

$$\sigma_2 = \gamma (H + h) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - p_e \quad (6_1)$$

или, учитывая, что

$$h = \frac{c}{\gamma \text{tg } \varphi} \quad \text{и} \quad p_e = \frac{c}{\text{tg } \varphi},$$

будем иметь

$$\sigma_2 = \gamma \left(H + \frac{c}{\gamma \text{tg } \varphi} \right) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\text{tg } \varphi}, \quad (6_2)$$

а так как

$$\frac{1}{\text{tg } \varphi} \left[1 - \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 2 \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

* См.: Прокофьев И. П. Деформации и подпорные стенки. — В кн.: Теория сооружений. М., 1932, т. I, вып. 3, с. 158.

то, произведя преобразования, получим

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{IV.22})$$

Формулу (IV.22) можно представить в виде

$$\sigma_2 = \sigma_{2\varphi} - \sigma_{2c}, \quad (6_1)$$

где

$$\sigma_{2\varphi} = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad \sigma_{2c} = 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Таким образом, сцепление уменьшает боковое давление грунта на стенку на постоянную по всей высоте стенки величину σ_{2c} . На некоторой глубине h_c суммарное давление будет равно нулю (рис. IV.28).

Найдя из условия $\sigma_2 = 0$ глубину h_c , определим величину полного активного давления связного грунта на подпорную стенку как площадь прямоугольного треугольника со сторонами σ_2 и $H - h_c$ (рис. IV.28):

$$E_a = \frac{\sigma_2 (H - h_c)}{2}. \quad (\text{IV.23}')$$

Величину активного давления в рассматриваемом случае можно определить и по формуле (при $h_c < H$)

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2cH \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (\text{IV.23}'')$$

Для определения пассивного давления E_p связных грунтов (при $c \neq 0$ и $\varphi < 10^\circ$), учитывая зависимость (IV.18'), будем иметь

$$E_p \approx \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2cH \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{IV.23}''')$$

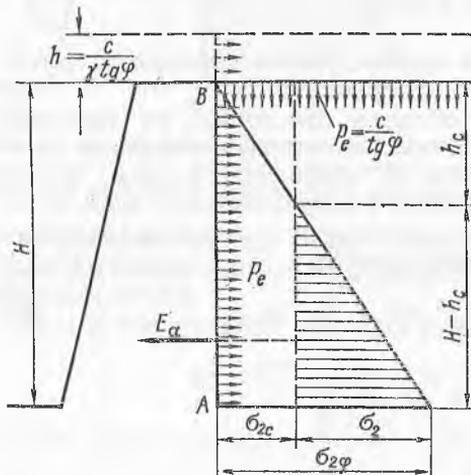


Рис. IV.28. К определению давления связных грунтов на вертикальную гладкую стенку

высоте H , что неправильно, так как до глубины h_c фактически может быть использована в среднем лишь половина суммарного сцепления.

* См.: В. Феллениус. Статика грунтов. М., 1933.

Это, особенно при большой величине сил сцепления, ведет к значительному уменьшению давления грунта на стенку, в ущерб запасу прочности. И. А. Симвулиди* получил формулы для определения величины полного давления грунта на подпорные стенки с учетом трения и сцепления грунта и для случая наклонной задней грани стенки (см. рис. IV.27). Пользуясь этими формулами, можно определить величину удельного давления σ_{2c} , возникающего в грунте от действия сил сцепления, для построения эпюр распределения давлений грунта по задней грани стенки. Для случая наклонной задней грани стенки:

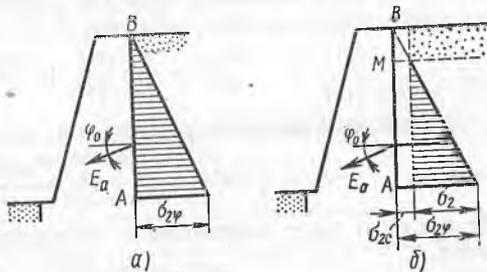


Рис. IV.29. Эпюры давления грунта на подпорную стенку в случае сыпучего (а) и связного (б) грунтов

при положительном угле β (см. рис. IV.27, а)

$$\sigma_{2c} = c \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \beta}{2} \right)}; \quad (\text{IV.24}')$$

при отрицательном угле β (см. рис. IV.27, б)

$$\sigma_{2c} = c \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2} \right)}. \quad (\text{IV.24}'')$$

Отметим, что формулы (IV.24') и (IV.24'') не изменяются от того, нагружена ли поверхность грунта равномерно распределенной сплошной нагрузкой или нет.

Эпюры давлений. Для определения точки приложения равнодействующей E_a (а в ряде случаев и ее величины) 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) (рис. IV.29).

Определение давления грунтов на подпорные стенки по строгим методам теории предельного равновесия

Дифференциальные уравнения, характеризующие плоское предельное состояние грунтов за подпорной стенкой в полярной системе

* См.: Симвулиди И. А. Вывод некоторых формул по статике грунтов. — Метрострой, 1934, № 5, 6; 1936, № 9.

координат, имеют следующий вид:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \sin \theta; \quad (B_1)$$

$$\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} = \gamma \cos \varphi, \quad (B_2)$$

и условие предельного равновесия

$$\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 = \frac{\sin^2 \varphi}{4} (\sigma_r + \sigma_\theta)^2, \quad (B_3)$$

где σ_r , σ_θ и $\tau_{r\theta}$ — компоненты напряжений в полярной системе координат.

Строгое решение задачи о давлении грунтов на подпорные стенки получено В. В. Соколовским путем численного интегрирования пре-

Таблица IV.7

Значения безразмерных коэффициентов \bar{q}_0 и δ (в рад) для определения активного давления грунтов

θ , рад	Коэффициенты	φ , град											
		10			20			30			40		
		Φ_0 , град											
		0	5	10	0	10	20	0	15	30	0	20	40
0	\bar{q}_0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	δ	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	\bar{q}_0	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
	δ	0,00	0,05	0,05	0,00	0,09	0,09	0,00	0,12	0,12	0,00	0,14	0,14
20	\bar{q}_0	0,34	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
	δ	0,00	0,09	0,10	0,00	0,17	0,17	0,00	0,23	0,23	0,00	0,27	0,27
30	\bar{q}_0	0,47	0,47	0,47	0,45	0,44	0,45	0,44	0,43	0,44	0,42	0,43	0,44
	δ	0,00	0,09	0,14	0,00	0,17	0,25	0,00	0,26	0,33	0,00	0,35	0,40
40	\bar{q}_0	0,58	0,57	0,57	0,54	0,52	0,53	0,50	0,48	0,51	0,46	0,47	0,50
	δ	0,00	0,09	0,16	0,00	0,17	0,31	0,00	0,26	0,43	0,00	0,35	0,52
50	\bar{q}_0	0,67	0,64	0,64	0,59	0,56	0,57	0,52	0,50	0,53	0,46	0,45	0,51
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,34	0,00	0,26	0,49	0,00	0,35	0,62
60	\bar{q}_0	0,72	0,68	0,68	0,60	0,57	0,57	0,50	0,47	0,50	0,42	0,40	0,46
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,69
70	\bar{q}_0	0,73	0,70	0,70	0,58	0,54	0,54	0,46	0,43	0,45	0,35	0,34	0,38
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
80	\bar{q}_0	0,72	0,70	0,68	0,54	0,50	0,50	0,40	0,37	0,38	0,29	0,27	0,29
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
90	\bar{q}_0	0,70	0,67	0,65	0,49	0,45	0,44	0,30	0,30	0,31	0,22	0,20	0,22
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
100	\bar{q}_0	0,65	0,61	0,59	0,42	0,38	0,37	0,26	0,24	0,24	0,16	0,14	0,15
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
110	\bar{q}_0	0,58	0,54	0,52	0,35	0,31	0,30	0,20	0,18	0,17	0,11	0,09	0,10
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
120	\bar{q}_0	0,49	0,45	0,44	0,27	0,24	0,23	0,13	0,12	0,11	0,06	0,05	0,05
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70

Примечание. θ — угол, составляемый задней гранью стенки с горизонтом, отсчитываемый от задней грани стенки по часовой стрелке; φ , Φ_0 — угол внутреннего трения грунта и угол трения грунта о стенку; δ — угол, составляемый давлением грунта с нормалью к задней грани стенки (для крутых стенок, близкий к φ).

образованных нелинейных уравнений (v_1) и (v_2) с учетом условия (v_3) методом конечных разностей.

Результаты численного решения задачи о давлении грунтов на подпорные стенки сведены в табл. IV.7 для *активного* и в табл. IV.8 для *пассивного* давлений грунтов.

Таблица IV.8

Значения безразмерных коэффициентов \bar{q}'_0 и δ (в рад) для определения пассивного давления грунтов

θ , град	Кoeffициенты	Значения φ , град											
		10			20			30			40		
		Значения φ_0 , град											
		0	5	10	0	10	20	0	15	30	0	20	40
0	\bar{q}'_0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	δ	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	\bar{q}'_0	0,17	0,21	0,21	0,17	0,18	0,18	0,18	0,19	0,19	0,18	0,20	0,22
	δ	0,00	0,07	0,07	0,00	0,17	0,17	0,00	0,26	0,31	0,00	0,35	0,51
20	\bar{q}'_0	0,35	0,36	0,36	0,36	0,38	0,41	0,37	0,42	0,48	0,38	0,48	0,63
	δ	0,00	0,09	0,13	0,00	0,17	0,29	0,00	0,26	0,48	0,00	0,35	0,68
30	\bar{q}'_0	0,53	0,55	0,56	0,56	0,62	0,67	0,60	0,71	0,87	0,64	0,86	1,25
	δ	0,00	0,09	0,16	0,00	0,17	0,34	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
40	\bar{q}'_0	0,71	0,74	0,77	0,77	0,88	0,98	0,85	1,07	1,42	0,95	1,41	2,15
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
50	\bar{q}'_0	0,90	0,93	0,97	1,01	1,18	1,33	1,14	1,50	2,00	1,35	2,11	3,48
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
60	\bar{q}'_0	1,04	1,11	1,16	1,26	1,49	1,73	1,49	2,08	2,80	1,86	3,17	5,42
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
70	\bar{q}'_0	1,18	1,29	1,35	1,51	1,83	2,13	1,90	2,79	3,80	2,50	4,70	8,23
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
80	\bar{q}'_0	1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57	2,39	3,62	5,03	3,37	6,77	12,30
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
90	\bar{q}'_0	1,42	1,56	1,66	2,04	2,55	3,04	3,00	4,62	6,55	4,60	9,69	18,20
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	1,26	0,52	0,00	0,35	0,70
100	\bar{q}'_0	1,49	1,65	1,76	2,30	2,93	3,53	3,65	5,82	8,42	6,16	13,90	26,60
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
110	\bar{q}'_0	1,53	1,70	1,83	2,53	3,31	4,03	4,42	7,38	10,70	8,34	19,50	39,00
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70
120	\bar{q}'_0	1,52	1,71	1,85	2,76	3,67	4,51	5,28	9,07	13,5	11,3	28,40	56,70
	δ	0,00	0,09	0,17	0,00	0,17	0,35	0,00	0,26	0,52	0,00	0,35	0,70

Примечание. В этой таблице обозначения те же, что и в табл. IV.7.

Величину *активного* давления грунта на стенку (σ_2) вычисляют по формуле

$$\sigma_2 = \bar{q}_0 (\gamma z + q). \quad (IV.25')$$

Величина *пассивного* давления (сопротивления) грунта на стенку σ'_2 будет равна

$$\sigma'_2 = \bar{q}'_0 (\gamma z + q), \quad (IV.25'')$$

где q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки на горизонтальную поверхность засыпки; \bar{q}_0 и \bar{q}'_0 — безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. IV.7 и IV.8.

ции R_i будет меняться в зависимости от угла наклона плоскости скольжения α_i .

Построение удобно расположить так, как показано на рис. IV.30. Из этого построения легко определяется E_{\max} по точке касания прямой, проведенной параллельно Q к кривой $V_1V_2V_3$ изменения давления E . Для получения величины E_{\max} надо провести через найденную точку касания прямую, параллельную направлению E , и измерить полученный отрезок в масштабе сил.

Так как величина суммарного давления на подпорную стенку равна площади треугольной эпюры боковых давлений, то удельное давление у нижнего ребра задней грани стенки

$$\max \sigma_z = \frac{2E_{\max}}{H}, \quad (IV.26)$$

где H — длина задней грани подпорной стенки.

Зная величины H и $\max \sigma_z$, легко построить треугольную эпюру удельных давлений по задней грани стенки.

§ IV.6. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТОВ НА ПОДЗЕМНЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

Как было показано ранее (см. § III.3), вертикальное давление в грунтовом массиве, ограниченном горизонтальной поверхностью на глубине z (рис. IV.31, а), с объемным весом грунта γ

$$\sigma_z = \gamma z. \quad (r_1)$$

Боковое давление грунта на той же глубине

$$\sigma_x = \xi \gamma z, \quad (r_2)$$

где ξ — коэффициент бокового давления грунта в условиях естественного залегания, равный отношению σ_x/σ_z .

Если в зоне, контуром которой является трубопровод, грунт в точности заменить самим трубопроводом (рис. IV.31, б), то, естественно, что этот трубопровод будет испытывать давление.

Задача точного определения давления грунта на трубопроводы является весьма сложной, так как величина давления существенным образом зависит от способа прокладки трубопровода, его жесткости и конфигурации.

Так, если принять, что устройство трубопровода не вносит изменений в напряженное состояние окружающего массива, то трубопровод будет испытывать давление, которое определяется зависимо-

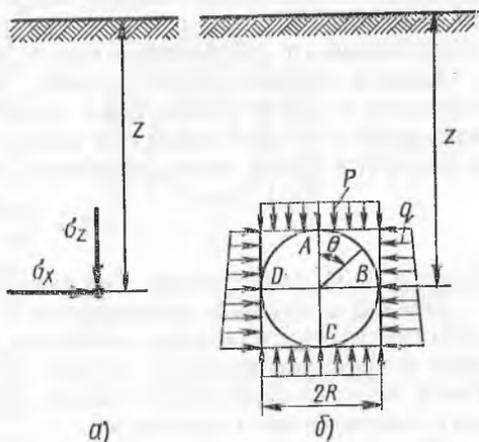


Рис. IV.31. Схема вертикального и горизонтального давлений грунта в массиве, ограниченном горизонтальной поверхностью:

а — в отдельной точке; б — при закладке трубопроводов

стями (γ_1) и (γ_2), основанными на предпосылках теории линейно деформируемой среды.

В данном случае давление грунта на трубопровод может быть принято в виде среднего равномерно распределенного давления — вертикального интенсивностью p и горизонтального интенсивностью q (рис. IV.31, б), причем имеет место соотношение $p \geq q$.

Действие давления на трубопровод вызывает реакцию основания.

В круглом трубопроводе радиусом R , нагруженном давлением p и q , изгибающие моменты M и нормальные силы N , по данным строительной механики, соответственно равны:

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{p-q}{4} R^2 \cos 2\theta; \\ N &= \frac{R}{2} [(p+q) - (p-q) \cos 2\theta], \end{aligned} \right\} \quad (IV.27)$$

где θ — угол, составляемый радиусом, проведенным из центра трубопровода к рассматриваемой точке, с вертикалью.

Из формул (IV.27) следует, что наиболее опасными для труб, материал которых одинаково сопротивляется растяжению и сжатию (например, сталь), являются сечения B и D (рис. IV.31, б), так как в них будут возникать максимальные сжимающие напряжения; если материал значительно слабее сопротивляется растяжению (бетон), то наиболее опасными следует считать сечения A и C , так как в них напряжения от растяжения будут наибольшими.

Самым опасным будет случай, когда давление на трубу будет передано в одной точке. Если представить себе трубу нагруженной нагрузкой $P = 2pR$ сверху, а снизу лежащей на жестком основании и опертой в одной точке, то момент снизу

$$M = \frac{(2pR)}{\pi} R$$

будет в 2,54 раза больше, чем сверху.

Однако прокладка трубопровода в той или иной степени нарушает естественное напряженное состояние вмещающего его массива, и вопрос о величине давления грунта на трубопровод от действия грунтовой засыпки необходимо решать на основе общей теории предельного напряженного состояния.

Вопрос же определения давления грунтов на трубопроводы от сосредоточенных грузов на поверхности грунта (особенно при малой толщине засыпки), например от колес тяжелых автомобилей и строительных машин, требует особого рассмотрения*.

Следует различать три принципиально различных способа прокладки трубопроводов: в траншее (рис. IV.32, а), под насыпью (рис. IV.32, б) и с помощью закрытой проходки (прокола) (рис. IV.32, в). Давление грунта на трубопровод будет различным в зависимости от того, каким из этих способов уложен трубопровод.

* См.: Клейн Г. К. Расчет подземных трубопроводов. М., 1969, гл. III.

Для трех способов прокладки трубопроводов (при одинаковой глубине их заложения H) давление p будет различным: при траншейной укладке $p < \gamma H$; в насыпи $p > \gamma H$ и при проколе, если H сравнительно мало, $p = \gamma H$, а при больших значениях H $p < \gamma H$.

Это происходит по следующим причинам. Если трубопровод прокладывается в траншее (таким образом укладывается наибольшее количество коммуникаций), то грунт, находящийся сбоку от траншеи (рис. IV.32, а), уже уплотнился под действием собственного веса ранее; в то же время грунт, который засыпается в траншею после укладки трубопровода, будет более рыхлым и еще не уплотнившимся под действием собственного веса. Поэтому при уплотнении и осадках грунта по бортам траншеи возникают силы трения, препятствующие уплотнению, и грунт-засыпка как бы зависает на стенках траншеи и тем более, чем больше будет глубина траншеи.

Определим давление грунта на трубопроводы, укладываемые в траншеях, полагая, что вертикальное давление грунта засыпки на любой глубине распределяется равномерно, а по боковым граням траншеи возникают силы трения.

Составим условия равновесия для элементарного слоя dz , выделенного на глубине z (см. рис. IV.32, а). На этот элемент будут действовать: собственный вес слоя грунта $\gamma b dz$, вертикальное давление на него грунта засыпки сверху σ_z и снизу $\sigma_z + d\sigma_z$, а у стенок траншеи сопротивление грунта сдвигу на единицу площади $\tau = c + \sigma_x \operatorname{tg} \varphi_0$ (где c — сцепление грунта, φ_0 — угол трения о стенку траншеи). Примем далее коэффициент бокового давления грунта постоянным, т. е.

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \text{const.} \quad (д)$$

Проектируя силы на вертикальную ось Z , получим

$$+ \gamma b dz + \sigma_z b - (\sigma_z + d\sigma_z) b - 2cdz - 2\xi\sigma_z \operatorname{tg} \varphi_0 dz = 0.$$

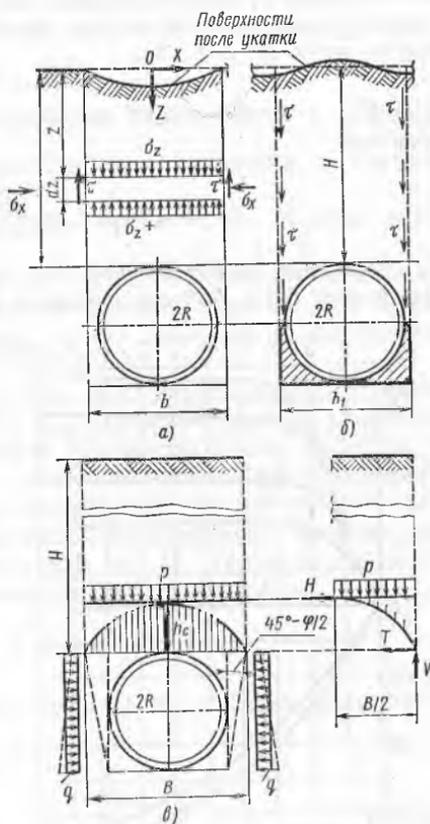


Рис. IV.32. Схемы к расчету давлений грунта на подземные трубопроводы:

а — укладываемые в траншеи и б — в насыпи; в — при закрытых проходках (проколе) и значительном заглублении ($H > h_c$)

После приведения подобных членов и интегрирования при граничных условиях ($z = 0, \sigma_z = 0$) получим полное давление грунта на глубине z , максимальное значение которого (введя коэффициент перегрузки $n \approx 1, 2$) можно представить в виде *

$$p_1 = nK_{тр} \gamma H, \quad (IV.28)$$

где $K_{тр}$ — коэффициент давления грунта на трубопровод в траншее, равный

$$K_{тр} = \frac{b}{H} \cdot \frac{1 - \frac{2c}{\gamma b}}{2\xi \operatorname{tg} \varphi_0} \left(1 - e^{-\frac{2H}{b} \xi \operatorname{tg} \varphi_0} \right). \quad (IV.29)$$

Значение коэффициента $K_{тр}$ для труб, закладываемых в траншею, не может быть больше единицы ($K_{тр} \leq 1$), что и является условием применимости формулы (IV.29).

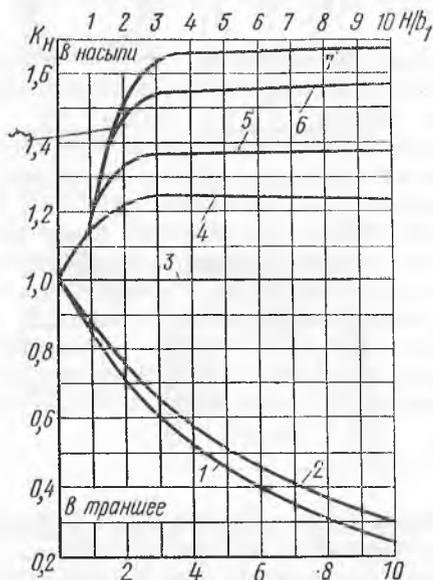


Рис. IV.33. Кривые Г. К. Клейна для определения коэффициентов давления грунтов на трубопроводы, закладываемые как в траншею ($K_{тр}$), так и в насыпи (K_H):

- 1 — для песчаных и супесчаных засыпок;
- 2 — для глинистых засыпок; 3 — для рыхлых пылеватых песков и текучих глин;
- 4 — для мелких плотных песков, мягкопластичных глин; 5 — для средних и крупных плотных песков и пластичных глин; 6 — для плотных крупных и гравелистых песков и тугопластичных и твердых глин; 7 — для полускальных и трещиноватых скальных пород

в узких траншеях или не учитывают, или принимают равным примерно $1/6$ вертикального давления.

* См.: Клейн Г. К. Расчет подземных трубопроводов. М., 1969.

Для трубопроводов, закладываемых в насыпи, силы трения грунта будут иметь противоположное направление (см. рис. IV.32, б), так как трубы будут более жестки, чем расположенный с ними рядом грунт, уплотняющийся под действием собственного веса.

Вертикальное давление грунта в этом случае будет больше, чем γH , и соответствует выражению

$$p_2 = K_n \gamma H, \quad (IV.8')$$

где K_n — коэффициент давления грунта на трубопровод в насыпи, причем $K_n \geq 1$.

Значения K_n определяют по кривым проф. Г. К. Клейна (рис. IV.33, кривые 3—7).

Для трубопроводов при закрытых проходках (проколах) при небольшой их глубине заложения давление принимают равным γH , а при большой глубине заложения — как горное давление с учетом так называемого свода обрушения (см. рис. IV.32, в).

Составим уравнение равновесия для сил, действующих на половину свода обрушения (см. рис. IV.32, в, правая часть), а именно: нагрузки p (принимаемой равномерно распределенной), распора H (от половины отброшенной части свода) и составляющих опорной реакции — вертикальной V и горизонтальной T ($T = fV$ — сила трения, где f — коэффициент трения). Коэффициент трения для связных грунтов, по предложению проф. М. М. Протодиаконова*, принимают приближенно равным «коэффициенту крепости»

$$f' = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{c}{\sigma} + \operatorname{tg} \varphi.$$

Считая очертание свода параболическим, из условий равновесия получаем:

$$\left. \begin{aligned} H &= T = fV; \\ V &= \frac{pB}{2}; \\ h_c &= \frac{pB^2}{8H} = \frac{B}{4f'}, \end{aligned} \right\} \quad (IV.30)$$

где B — ширина свода обрушения; h_c — максимальная ордината свода обрушения.

Принимая, по М. М. Протодиаконову, вертикальное давление распределенным равномерно (по максимальной ординате) и учитывая в расчете (в запас) лишь половину силы трения, будем иметь расчетную высоту разгружающего свода равной

$$h_c = \frac{B}{2f'}, \quad (IV.31)$$

а вертикальное давление на трубопровод

$$\max p = \gamma h_c = \frac{\gamma B}{2f'}. \quad (IV.32)$$

* См.: Протодиаконов М. М. Давление горных пород и рудничное крепление. М., 1930, ч. I.

При глубине заложения трубопровода $H \leq h_c$ величину p принимают равной γH .

Приведем численные значения коэффициентов крепости (по М. М. Протодиаконovu) для некоторых связных грунтов и полускальных пород.

Плыун, болотистый грунт, разжиженный грунт . . .	$f' = 0,3$
Песок, мелкий гравий, насыпной грунт	$f' = 0,5$
Растительный грунт, торф, сырой песок, слабый глинистый грунт	$f' = 0,6$
Глинистый грунт, лёсс, гравий	$f' = 0,8$
Плотный глинистый грунт	$f' = 1$
Щебенистый грунт, галька, разрушенный сланец, твердая глина	$f' = 1,5$
Мягкий сланец, мягкий известняк, мел, мерзлый грунт, мергель, цементированная галька, каменистый грунт	$f' = 2$
Некрепкие сланцы, плотный мергель, разрушенный песчаник	$f' = 3$
Крепкий глинистый сланец, некрепкие песчаники и известняки, мягкий конгломерат	$f' = 4$

Горизонтальное давление на трубопровод, считая его равномерно распределенным можно принять равным (см. § IV.5)

$$q \approx \gamma (h_c + R) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

При этом (по М. М. Протодиаконovu) угол трения φ принимают увеличенным (для плотных грунтов и полускальных пород до двух раз).

Отметим, что метод расчета, основанный на допущении обрушающегося свода, и в настоящее время имеет большое практическое применение. Основным недостатком этого метода является то, что в расчетах не учитывается совместная работа конструкции трубопровода и окружающего его грунта; это требует, однако, особого рассмотрения, выходящего за рамки настоящего курса.

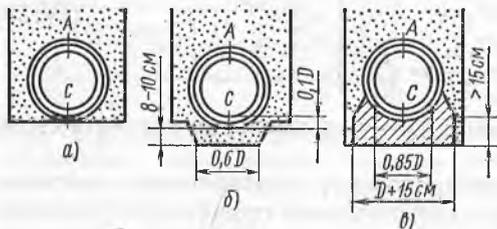


Рис. IV.34. Конструкции оснований трубопроводов:

a — без специальной подготовки; *b* — со специальным профилированием; *v* — с бетонным фундаментом

IV.34, *a*) — трубопровод укладывается в траншею без специального профилирования ее дна под трубу (в этом случае необходимо следить, чтобы он опирался на грунт равномерно по длине, а не в отдельных точках); улучшенный (рис. IV.34, *b*) — основание специально профилируется под трубу и охватывает ее под углом $75-90^\circ$ и, наконец,

Конструктивные особенности укладки трубопровода. Существует три вида опирания трубопроводов на основания: обычный (рис.

установка трубы на бетонный фундамент, также охватывающий часть трубы (рис. IV.34, в). В последнем случае — наиболее трудоемком и дорогом, при установке трубы на растворе нижняя часть ее работает вместе с фундаментом и поэтому сечение c не является опасным (рис. IV.34, в). Способ укладки на спрофилированное ложе (рис. IV.34, б) лучше, чем обычный, здесь мы стремимся создать такие условия, чтобы моменты в точке c были бы равны моментам в точке A , и не превышали бы их, что может иметь место в случае обычной укладки (рис. IV.34, а).

Отметим, что внешние нагрузки на подземные трубопроводы принимают такие же, как и в дорожном строительстве, причем динамические влияния учитывают лишь при глубине заложения трубопроводов меньше 0,7 м.

ГЛАВА V

ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ И РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

§ V.1. ВИДЫ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВ И ПРИЧИНЫ, ИХ ОБУСЛОВЛИВАЮЩИЕ

Определение деформаций грунтов под действием внешних сил имеет огромное значение для практики проектирования фундаментов сооружений.

Факторами, определяющими долговечность сооружений, собственно говоря, являются не напряжения в грунте (если они не достигают предельных величин), а деформации оснований, их осадки, под которыми понимают обычно вертикальные смещения грунтовых оснований. Однако равномерная осадка всего сооружения не вызывает дополнительных напряжений в его конструкциях, но разность осадок отдельных частей основания особенно сказывается на прочности фундаментов и надфундаментных строений. А так как разность осадок оснований, как показывают соответствующие наблюдения в натуре, как правило, бывает тем больше, чем больше абсолютные осадки оснований, то важно знать как величины абсолютных осадок, так и разности осадок отдельных частей сооружений.

За последние десятилетия на базе развития теории расчета осадок грунтовых оснований (главным образом отечественными учеными) и статистической обработки результатов многочисленных замеров осадок и разности осадок различного рода сооружений на различных напластованиях грунтов оказалось возможным разработать наиболее прогрессивный метод расчета фундаментов *по предельным деформациям оснований*, который при полной гарантии безопасности дает и значительный экономический эффект.

Этот метод, в настоящее время широко применяемый в отечественной проектной практике, базируется на обязательном соблюдении следующих основных условий:

$$\left. \begin{aligned} s_{\text{расч}} &\leq s_{\text{пр}} \\ \Delta s_{\text{расч}} &\leq \Delta s_{\text{пр}} \end{aligned} \right\} \quad (V.1)$$

т. е. расчетная осадка оснований фундаментов $s_{\text{расч}}$ и разность осадок соседних фундаментов $\Delta s_{\text{расч}}$ должны быть менее определенных предельных величин $s_{\text{пр}}$ и $\Delta s_{\text{пр}}$, установленных на основе анализа результатов наблюдений за осадками оснований сооружений и регламентируемых соответствующими нормами СНиПа.

Грунты, как было рассмотрено ранее (см. § II.4), являются сложными многофазными системами частиц, деформации которых зависят как от общего изменения их объема (уплотнения, набухания и пр.), так и от деформируемости всех компонентов (фаз), составляющих грунты (ползучести скелета, сжимаемости поровой воды, а также включений паров и газов и пр.), и их взаимодействия.

Различные виды деформаций грунтов и причины, их вызывающие, систематизированы нами в табл. V.1.

Таблица V.1

Главнейшие физические причины деформаций грунтов

Вид деформаций	Причины деформаций
<p>Упругие:</p> <p>изменения объема</p> <p>искажения формы</p>	<p>Молекулярные силы упругости твердых частиц, а также тонких пленок воды и замкнутых пузырьков воздуха</p> <p>Молекулярные силы упругости, искажение структурной решетки</p>
<p>Неупругие остаточные:</p> <p>уплотнения</p> <p>набухания</p> <p>ползучести</p> <p>чисто остаточные</p>	<p>Уменьшение пористости (компрессионные свойства)</p> <p>Расклинивающий эффект как результат действия электромолекулярных сил</p> <p>Взаимные сдвиги частиц</p> <p>Разрушение структуры, излом частиц</p>

На практике в одних случаях имеют первостепенное значение *упругие* деформации, например при расчете на динамические нагрузки (включая и сейсмические воздействия) и при расчете гибких фундаментов на совместную работу их со сжимаемым основанием, в других — *неупругие* (уплотнения и набухания) — при расчете, главным образом, массивных фундаментов по предельным деформациям оснований (для определения величины полной осадки грунтовых оснований и затухания осадок во времени), а иногда — *чисто остаточные* (при образовании колёй на усовершенствованных грунтовых покрытиях и дорогах) и т. п.

§ V.2. УПРУГИЕ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ
И МЕТОДЫ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Условия возникновения упругих деформаций в грунтах. Хотя упругость и является общим свойством всех тел природы, но грунты, представляющие собой сложные дисперсные природные образования, можно рассматривать как упругие тела лишь при определенных условиях.

При действии местной нагрузки (большей структурной прочностью грунта) и однократной загрузке и разгрузке в грунте будут наблюдаться как остаточные, так и упругие деформации, причем

остаточные деформации часто будут во много раз превосходить по величине упругие деформации; при многократном же действии нагрузки и разгрузки грунт постепенно будет приходить в *упругоуплотненное* состояние, характеризующееся постоянством (для данных условий загрузки) его упругих свойств.

Если же увеличить нагрузку на грунт сверх той, при которой грунт принял упругоуплотненное состояние, то в грунте вновь возникнут значительные остаточные деформации, которые при достаточно большом числе циклов загрузки и разгрузки приведут грунт к новому упругоуплотненному состоянию, но с большим модулем упругости (меньшим наклоном к оси давлений кривой деформаций грунта при разгрузке). Понятно, что такое увеличение ступеней нагрузки можно производить лишь до известной величины, пока не будет превзойден предел фазы *уплотнения* грунта и не наступит фаза развития *сдвигов*.

Таким образом, грунты при определенном режиме загрузки могут принимать *упругоуплотненное* состояние.

Если грунт обладает связностью, то до нагрузки, не разрушающей структурных связей, и при малых перемещениях частиц и структурных элементов грунтов он будет вести себя как упругое тело, на что указывает непосредственный опыт передачи через грунты упругих колебаний: вибраций, сейсмических волн, сотрясений и пр.; если же при циклической нагрузке структурные связи будут разрушены, то грунт только после соответствующих циклов нагрузки и разгрузки придет в новое упругоуплотненное состояние.

Из методов определения упругих деформаций грунтов следует различать *метод общих упругих деформаций*, когда учитываются упругие перемещения не только точек, лежащих под нагруженной поверхностью, но и точек, лежащих вне ее; *метод местных упругих деформаций*, когда учитываются лишь деформации непосредственно в месте приложения нагрузки, а общие упругие деформации массива грунта не рассматриваются; некоторые *обобщенные методы*, учитывающие как общие восстанавливающиеся деформации, включая и упругие, так и местные, но остаточные деформации.

Метод общих упругих деформаций базируется на строгих решениях теории упругости для упругого полупространства и для упругого слоя ограниченной конечной толщины, лежащего на несжимаемом основании.

Полученные по методу общих упругих деформаций решения будут также справедливы и для определения *общих деформаций* (упругих и остаточных) *линейно деформируемого полупространства* и *линейно деформируемого слоя ограниченной толщины*.

Исходной зависимостью при определении общих упругих деформаций полупространства является формула (III.3) Буссинеска для вертикальных перемещений точек, лежащих на ограничивающей полупространство плоскости ($z = 0$) при действии на полупространство сосредоточенной силы P [см. § III.1, формула (III.3)]:

$$w_z = \frac{P}{\pi CR},$$

где коэффициент упругого полупространства

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2}.$$

Отметим, что если рассматривается линейно деформируемое полупространство, то модуль упругости грунта E следует заменить на модуль общей деформации (упругой и остаточной) E_0 , а коэффициент Пуассона μ — на коэффициент общей относительной поперечной деформации μ_0 .

При действии на ограничивающую упругое полупространство плоскость местной равномерно распределенной по площадке F нагрузки p осадки любой точки определяются путем интегрирования выражения для вертикальных перемещений точки упругого полупространства от действия элементарной сосредоточенной силы $p d\xi d\eta$ (рис. V.1).

Обозначив координаты рассматриваемой точки через x и y и используя формулу (III.3), получим

$$s_{\text{упр}} = \frac{p}{\pi C} \iint_F \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}}. \quad (\text{V.2})$$

Решения уравнения (V.2) получены как для круговой и эллиптической площадкой загрузки (Буссинеск и др.), так и для любой прямоугольной площадки (Ф. Шлейхер, В. Г. Короткин и др.) — для максимальных осадок в центре загруженного прямоугольника, для осадок углов прямоугольной площадки загрузки, для средней осадки всей загруженной площади, для осадки при загрузке площадки жестким фундаментом и др.

Всем полученным решениям можно придать единую форму, а именно:

$$s_{\text{упр}} = \frac{\omega'}{C} p \sqrt{F}, \quad (\text{V.3})$$

где ω' — интегральный коэффициент, постоянный для данной формы площади подошвы и местоположения рассматриваемой точки (легко табулируемый).

Выражение (V.3) показывает, что осадки однородного упругого (или линейно деформируемого) полупространства прямо пропорциональны удельному давлению на грунт p и корню квадратному из площади \sqrt{F} (ω'/C — коэффициент пропорциональности).

Важно отметить, что опыты в натуре по изучению осадок грунтовых оснований для площадей от 0,5 до 15 м² на однородном водонасыщенном заиленном песке мощностью около 12 м (опыты Х. Р. Ха-

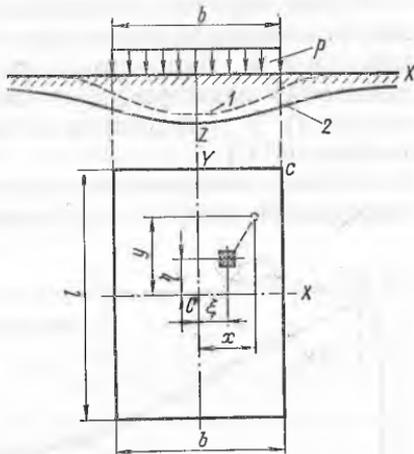


Рис. V.1. Схема действия местной нагрузки (метод общих упругих деформаций):

1 — деформации упругого слоя ограниченной толщины, опирающегося на несжимаемое основание; 2 — деформации упругого полупространства

кимова, 1939 и др.), а также опыты Фундаментстроя (Д. Е. Полишина и др.) на лёссовидных однородных суглинках с площадями от 0,25 до 8 м² в пределах линейной связи между давлением и осадкой дают следующую эмпирическую зависимость:

$$s = Ap \sqrt{F}. \quad (V.3)$$

Таким образом, теоретическая формула (V.3) при внешнем давлении, не превышающем практического предела пропорциональности, для грунтов, однородных на достаточную глубину, в общем виде полностью подтверждается опытами (хотя коэффициент пропорциональности A в некоторых случаях несколько отличается от теоретического ω'/C).

Однако зависимость осадки от величины площади загрузки, как показывают опыты в природных условиях, при большом диапазоне изменения площадей выражается более сложной зависимостью.

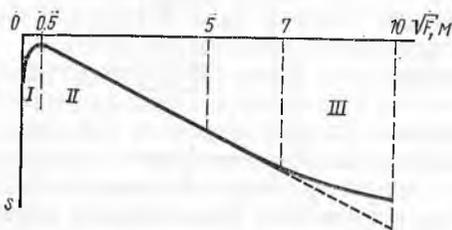


Рис. V.2. Зависимость осадки природных грунтов от размеров площади загрузки

Так, на рис. V.2 приведена обобщенная кривая средних результатов многочисленных опытов по изучению осадок грунтовых оснований (примерно средней их уплотненности) при одном и том же давлении на грунт, но при разной величине площади загрузки. На этой кривой

можно различать три области: область I — малых площадей загрузки (примерно до 0,25 м²), где при средних давлениях грунты находятся преимущественно в *фазе сдвигов*, причем наблюдается уменьшение осадки с увеличением площади (как раз обратное тому, что дает теория упругости для фазы линейных деформаций); область II — при площадях от 0,25—0,50 до 25—50 м² (для однородных грунтов средней плотности, а для слабых грунтов и до больших величин), где осадки строго пропорциональны \sqrt{F} и соответствуют при средних давлениях на грунт *фазе уплотнения*, т. е. весьма близки к теоретическим; область III — для площадей, больших 25—50 м², где осадки меньше теоретических, что можно объяснить возрастанием модуля упругости (уменьшением деформируемости) грунтов с глубиной. Конечно, для очень рыхлых и очень плотных грунтов указанные пределы будут несколько иными.

Приведенные данные могут служить для установления пределов применимости теоретических решений, полученных для однородных массивов, к реальным грунтам, что имеет особо важное значение при разработке рациональных методов расчета осадок оснований сооружений.

Основной зависимости осадки от величины площади загрузки и действующего внешнего давления [формула (V.3)] для удобства

наибольшего использования придадим иной вид (ставший в настоящее время уже общепринятым), введя отношение длины к ширине сторон прямоугольной площади загрузки $\alpha = l/b$ (а следовательно, $l = \alpha b$ и $F = \alpha b^2$) и обозначив через ω величину $\omega' \sqrt{\alpha}$:

$$s_{\text{упр}} = \frac{\omega p b (1 - \mu^2)}{E}, \quad (\text{V.4})$$

где ω — коэффициент формы площади подошвы и жесткости фундамента (одинаковый для всей площади загрузки или различный для разных ее точек); p — удельное давление на грунт; b — ширина прямоугольной площади подошвы или диаметр круглой; E, μ — модули упругости (деформируемости) полупространства.

Для облегчения расчетов приведем в табл. V.2 ряд значений коэффициента формы ω для круга и прямоугольников с различным отношением сторон $\alpha = l/b$ (где l — длина, b — ширина прямоугольной площади подошвы).

Т а б л и ц а V.2

Значения коэффициентов ω

Отношение сторон $\alpha = \frac{l}{b}$	ω для полупространства				ω_{mh} для слоя ограниченной толщины при h/b				
	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}	0,25	0,5	1	2	5
1 (круг)	0,64	1,00	0,85	0,79	0,22	0,38	0,58	0,70	0,78
1 (квадрат)	$\frac{1}{2} \omega_0$	1,12	0,95	0,88	0,22	0,39	0,62	0,77	0,87
2 (прямоугольник)	$\frac{1}{2} \omega_0$	1,53	1,30	1,22	0,24	0,43	0,70	0,96	1,16
3 »	$\frac{1}{2} \omega_0$	1,78	1,53	1,44	0,24	0,44	0,73	1,04	1,31
4 »	$\frac{1}{2} \omega_0$	1,96	1,70	1,61	—	—	—	—	—
5 »	$\frac{1}{2} \omega_0$	2,10	1,83	1,72	—	—	—	—	—
10 »	$\frac{1}{2} \omega_0$	2,53	2,25	2,12	0,25	0,46	0,77	1,15	1,62

Примечание. Значения коэффициентов ω для полупространства приведены по вычислениям Ф. Шлейхера с нашими добавлениями, а для слоя грунта ограниченной толщины — по М. И. Горбунову-Посадову.

В таблице даны следующие коэффициенты:

- ω_c — для осадки угловых точек прямоугольной площади загрузки;
- ω_0 — для максимальной осадки под центром загруженной площади;
- ω_m — для средней осадки всей загруженной площади;
- ω_{const} — для осадки абсолютно жестких фундаментов;
- ω_{mh} — для средней осадки прямоугольных площадей загрузки на слое грунта ограниченной толщины при $h < 2h_z$ (см. ниже § V.6).

Отметим, что формулу (V.4) используют обычно и для опытного определения по результатам полевой пробной нагрузки (площадкой в 5000 см²) модуля общей деформации грунта E_0 кгс/см² (Н/м²).

Придав обозначениям для модулей общей деформируемости букву «о» в индексе, из формулы (V.4) получим

$$E_o = \frac{\omega p b (1 - \mu_o^2)}{s}, \quad (V.4')$$

где s — общая осадка штампа (остаточная и упругая), но в пределах линейной зависимости между осадками s и давлением p .

Обычно величиной коэффициента относительной поперечной деформации μ_o задаются, принимая ее согласно опытным данным равной: для глин и суглинков твердых и полутвердых $\mu_o = 0,1 \div 0,15$; тугопластичных — $\mu_o = 0,20 \div 0,25$; пластичных и текучепластичных — $\mu_o = 0,30 \div 0,40$ и текучих — $\mu_o = 0,45 \div 0,50$; для супеси (в зависимости от консистенции) $\mu_o = 0,15 \div 0,30$; для песков $\mu_o = 0,20 \div 0,25$.

Ранее [гл. II, формула (II.37)] было принято

$$E_o = \frac{\beta}{m_v},$$

где β — коэффициент, характеризующий боковое расширение грунта (функция μ_o); m_v — коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Коэффициент β определим исходя из следующего. Как известно из курса сопротивления материалов, относительная деформация ϵ_z линейно деформируемой элементарной призмы при действии сжимающих напряжений по трем взаимно перпендикулярным направлениям будет равна

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_o} - \frac{\mu_o}{E_o} (\sigma_x + \sigma_y). \quad (e_1)$$

А так как в условиях невозможности бокового расширения грунта при сплошной нагрузке

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_o}{1 - \mu_o} p \quad \text{и} \quad \sigma_z = p,$$

то

$$\epsilon_z = \frac{p}{E_o} \left(1 - \frac{2\mu_o^2}{1 - \mu_o} \right). \quad (e_2)$$

Множитель, стоящий в скобках, обозначают обычно β , т. е.

$$\beta = 1 - \frac{2\mu_o^2}{1 - \mu_o}. \quad (V.5)$$

А так как по формуле (II.5') $m_v = \frac{s}{hp} = \frac{\epsilon_z}{p}$, то из выражения (e₂) получим формулу (II.37'):

$$E_o = \frac{p\beta}{\epsilon_z} = \frac{\beta}{m_v}.$$

Деформации упругого полупространства при действии местной нагрузки возникают не только непосредственно под нагрузкой (по ее подошве), но распространяются в стороны на значительные от нее расстояния, образуя «упругую лунку» (см. рис. V.1). Опыты, однако,

показывают, что в реальных грунтовых условиях «упругая лунка» под нагрузкой имеет значительно меньшее распространение, чем по решению теории упругого полупространства. Последнее, по-видимому, следует объяснить тем, что в работу грунта под нагрузкой включается практически далеко не весь массив грунта (полупространство), а лишь ограниченная его область.

Изложенное положение, а также в ряде случаев практики фактическое неглубокое залегание несжимаемых скальных пород побудило ставить и решать задачу о напряжениях и деформациях упругого слоя ограниченной толщины, подстилаемого недеформируемым скальным основанием. Решению этой задачи посвящен ряд работ как отечественных ученых (М. И. Горбунова-Посадова, О. Я. Шехтер, К. Е. Егорова и др.), так и зарубежных (Маргера, Совинца и др.).

М. И. Горбунов-Посадов получил решение рассматриваемой задачи методом приближенного интегрирования общего уравнения деформаций и определения значений ряда коэффициентов ω_{mh} , средних для всей площади загрузки при различной глубине слоя сжимаемого грунта h , выраженной в долях от ширины нагрузки b (см. табл. V.2).

Как вытекает из приведенных в табл. V.2 данных, при малых толщинах упругого слоя ограниченной толщины ($h/b \leq 0,25$) форма площади подошвы почти не влияет на величину вертикальных деформаций слоя; при толщине же слоя грунта $h \geq 2b$, как показывают соответствующие расчеты, величина напряжений внутри слоя грунта и особенно величина *контактных давлений* мало отличается от давлений, получаемых по теории однородного упругого полупространства.

При толщине слоя сжимаемого грунта, опирающегося на несжимаемое основание, $h \leq 2b$ и $h \geq 0,1b$ необходимо полностью учитывать ограниченность слоя сжимаемого грунта.

Метод местных упругих деформаций учитывает лишь упругие деформации непосредственно в месте приложения нагрузки и базируется на гипотезе Фусса — Винклера, согласно которой давление в данной точке прямо пропорционально лишь местной осадке грунта в этой точке, т. е.

$$p = C_z z, \quad (V.6)$$

где p — удельное давление, кгс/см² (Па); C_z — коэффициент упругости основания, называемый иногда коэффициентом постели, кгс/см³ (Н/м³); z — вертикальное упругое перемещение — местная упругая осадка, см (м).

По уравнению (V.6) упругая осадка

$$z = \frac{p}{C_z}. \quad (V.6')$$

Уравнение (V.6') показывает, что упругая осадка грунта будет иметь место лишь в месте приложения нагрузки; в том же месте, где $p = 0$, очевидно, $z = 0$. Изложенному положению отвечает модель основания, образованного вертикальными, не связанными между собой упругими пружинами (рис. V.3), осадка которых будет строго пропорциональна приходящемуся на них давлению. Соседние же пружины

(находящиеся вне площади загрузки) не будут испытывать давления. Конечно, такая модель упругого основания является весьма условной и может применяться лишь в особых случаях.

Отметим, что на гипотезе (V.6) базируется вывод основного дифференциального уравнения изгиба фундаментных балок и плит, опирающихся на сплошное (винклеровское) упругое основание, по методу местных деформаций. Как известно из курса сопротивления материалов и теории упругости, это дифференциальное уравнение имеет следующий вид:

$$EI \frac{d^2 z}{dy^2} = - C_z z, \quad (V.7)$$

где EI — жесткость фундаментной балки; z — ее упругий прогиб.

Решение дифференциального уравнения (V.7) изгиба фундаментных балок, лежащих на сплошном упругом основании, при $C_z = \text{const}$ не представляет особых затруднений, но содержит четыре постоянные интегрирования, которые необходимо определять из начальных условий изгиба балки, опирающейся на сплошное основание.

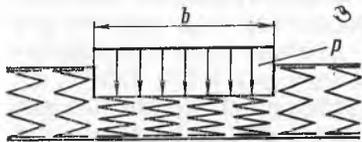


Рис. V.3. Модель местного упругого основания

Однако непосредственные опыты показывают, что коэффициент упругости основания C_z для природных грунтов не является величиной постоянной, а зависит как от величины удельного давления на грунт, так и от площади передачи нагрузки, что необходимо учитывать при расчетах и можно выразить аналитически*.

Для конструкций, имеющих постоянную площадь подошвы и испытывающих одинаковый диапазон изменения внешних давлений (например, для железнодорожных шпал), метод местных упругих деформаций будет полностью применим.

Для фундаментов же сооружений, особенно занимающих большую площадь в плане, необходимо учитывать следующее: как теоретические разработки (например, анализ работы упругого слоя ограниченной толщины на несжимаемом основании), так и опытные данные показывают, что применяя метод местных упругих деформаций можно лишь с известным приближением при толщине слоя сжимаемого грунта меньше ширины фундаментной полосы, опирающейся на грунт, и достаточно точно — при толщине слоя грунта, не превосходящей *одной четверти ширины полосы*, т. е. для весьма малых толщин слоя сжимаемого грунта. При сильно сжимаемых грунтах с малым модулем деформации указанные пределы несколько раздвигаются.

Обобщенные методы определения деформаций грунтов учитывают как общие упругие, так и местные неупругие деформации грунтов.

* См.: Савинов О. А. Фундаменты под машины. М., 1955, а также § VII.4 настоящей книги.

Из обобщенных методов отметим метод П. Л. Пастернака — В. З. Власова * — двухпараметрового упругого основания, согласно которому грунтовое основание характеризуется коэффициентом постели C_1 кгс/см³ (Н/м³) и коэффициентом местного упругого сдвига C_2 кгс/см (Н/м) (причем в уравнения деформаций входят как C_1 и C_2 , так и величина $\sqrt{C_1/C_2}$), и метод структурно-восстанавливающихся деформаций И. И. Черкасова — Г. К. Клейна, учитывающий общие восстанавливающиеся деформации (упругие и адсорбционные) и остаточные (структурные).

В последнем методе восстанавливающиеся деформации принимаются за линейно деформируемые и характеризуются коэффициентом, аналогичным коэффициенту упругого полупространства,

$$C_{\text{в}} = \frac{1 - \mu_{\text{в}}^2}{E_{\text{в}}}, \quad (\text{ж}_1)$$

а структурные деформации определяются по теории размерностей, исходя из степенной зависимости

$$p = A \left(\frac{s_{\text{ост}}}{D} \right)^n, \quad (\text{ж}_2)$$

где p — внешнее удельное давление (нагрузка), кгс/см² (Н/м²); A — число твердости, кгс/см² (Н/м²); $s_{\text{ост}}$ — остаточная деформация, см (м); D — диаметр круглой площади загрузки, см (м); n — степень упрочнения (безразмерный параметр).

Величина полной осадки при круглой площади загрузки по этому методу определяется выражением

$$\frac{s_0}{D} = \frac{\pi}{4} C_{\text{в}} p + \sqrt[n]{\frac{p}{A}}, \quad (\text{ж}_3)$$

а осадка точек поверхности грунта вне загруженной площадки

$$s_r = \frac{D}{2} C_{\text{в}} p \arcsin \frac{D}{2r}, \quad (\text{ж}_4)$$

где r — расстояние от рассматриваемой точки на поверхности грунта до центра круглой площади загрузки.

Отметим, что изложенный метод применяют при расчете нежестких дорожных одежд.

§ 3.3. ОДНОМЕРНАЯ ЗАДАЧА ТЕОРИИ КОМПРЕССИОННОГО УПЛОТНЕНИЯ (КОНСОЛИДАЦИИ) ГРУНТОВ

Физическая сторона поставленной задачи о компрессионном уплотнении грунтов подробно рассмотрена в гл. II, и здесь мы отметим лишь основные физические предпосылки, на которых базируется постановка и решение тех или иных задач теории консолидации грунтов.

* Пастернак П. Л. Основы нового метода расчета жестких и гибких фундаментов на упругом основании / Под ред. проф. Н. А. Цытовича. Научн. тр. МИСИ, 1956, вып. 14; Власов В. З., Леонтьев Н. Н. Техническая теория расчета фундаментов на упругом основании. М., 1956.

Одномерная задача теории фильтрационного уплотнения компрессии грунтов, впервые сформулированная проф. К. Терцаги (1925), получила развитие, главным образом, в трудах проф. Н. М. Герсеванова (1931—1948) и проф. В. А. Флорина (1937—1961), рассмотревших широкий круг вопросов, а также в работах других отечественных и зарубежных ученых, исследовавших ряд важных частных задач теории уплотнения грунтов.

Наконец, последние работы в этой области посвящены дальнейшему развитию теории консолидации и ползучести грунтов на базе учета природной уплотненности и структуры грунтов и деформируемости всех компонентов (ползучести скелета, сжимаемости поровой воды и пр.), образующих грунты по обобщенной теории объемных сил Био—Флорина*.

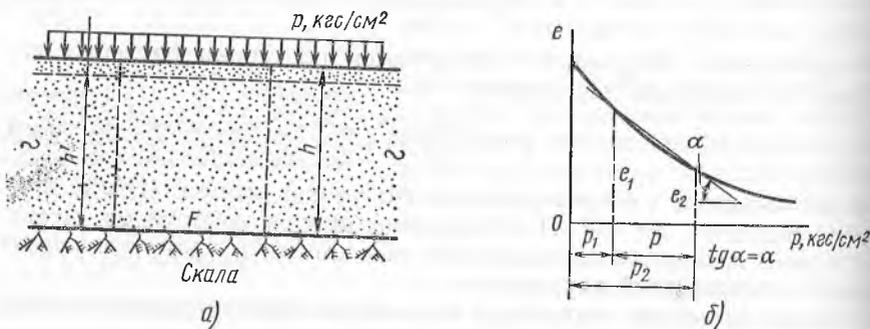


Рис. V.4. Схема сжатия слоя грунта при сплошной нагрузке:

а — схема нагрузки; б — компрессионная кривая

Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (основная задача). При действии сплошной нагрузки (распространенной на значительные расстояния в стороны) слой грунта (рис. V.4) будет испытывать только сжатие без возможности бокового расширения, совершенно аналогичное компрессионному сжатию в невысоком цилиндре с жесткими стенками. В рассматриваемых условиях будем иметь строго одномерную задачу компрессионного уплотнения грунтов, и для определения полной стабилизированной осадки слоя грунта воспользуемся результатами компрессионных испытаний (см. гл. II).

Очевидно, что осадка грунта произойдет вследствие изменения его объема за счет уменьшения пористости при увеличении внешнего давления, а объем твердых частиц грунта при этом останется практически неизменным.

Выделив в рассматриваемом слое на всю его высоту h цилиндр площадью поперечного сечения F и принимая во внимание, что объем твердых частиц в единице объема грунта [согласно формуле (1.5)]

* Прогноз скорости осадок оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов) / Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, М. В. Мальшев и др.; Под ред. проф. Н. А. Цытовича. М., 1967.

равен $m = \frac{1}{1+e}$, приравняем объем твердых частиц грунта выделенного цилиндра до приложения нагрузки объему после полного компрессионного уплотнения под нагрузкой. Тогда

$$\frac{1}{1+e_1} Fh = \frac{1}{1+e_2} Fh', \quad (3)$$

где e_1 — начальный коэффициент пористости грунта, соответствующий условиям естественного залегания, определяемый по данным объемного веса γ , влажности ω и удельного веса γ_s :

$$e_1 = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}, \quad \text{где } \gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega};$$

e_2 — коэффициент пористости грунта, соответствующий увеличению давления на грунт на величину внешней нагрузки p (определяется по компрессионной кривой; см. рис. V.4, б); h' — конечная (стабилизированная после уплотнения) высота слоя грунта.

Сокращая обе части уравнения (3) на величину F , которая в условиях невозможности бокового расширения остается неизменной, и решая его относительно h' , получим

$$h' = h \frac{1+e_2}{1+e_1}.$$

А так как осадка s равна разности высот грунта до уплотнения нагрузкой и после, то получим

$$s = h - h' = h \left(1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} \right),$$

или окончательно

$$s = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}. \quad (V.8)$$

Это и есть формула для полной стабилизированной осадки слоя грунта при сплошной нагрузке.

Учитывая, что изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления [формула (II.7)], т. е. $e_1 - e_2 = m_0(p_2 - p_1) = m_0 p$, будем иметь

$$s = h \frac{m_0 p}{1 + e_1}. \quad (V.8')$$

Величина $\frac{m_0}{1+e_1} = m_v$ есть коэффициент относительной сжимаемости грунта [формула (II.5)], подставляя который в выражение (V.8'), получим следующий наиболее простой вид формулы для осадки слоя грунта при сплошной нагрузке:

$$s = h m_v p, \quad (V.9)$$

а так как согласно выражению (II.37) $m_v = \beta/E_0$, то

$$s = h \frac{\beta}{E_0} p. \quad (V.9')$$

Отметим, что выражения (V.8')—(V.9') тождественны друг другу и будут справедливы для любых грунтов в пределах линейной зависимости между напряжениями и общими деформациями.

Для сильно сжимаемых грунтов при очень больших изменениях их коэффициента пористости под нагрузкой и большом диапазоне изменения внешних давлений необходимо учитывать изменение коэффициента пористости по криволинейной зависимости, например по логарифмическому уравнению (II.2):

$$e_0 - e_1 = C_c \ln \frac{p_1}{p_0},$$

подставляя которое в формулу (V.8), получим

$$s = \frac{h}{1 + e_0} C_c \ln \frac{p_1}{p_0}, \quad (V.10)$$

где e_0 — начальный коэффициент пористости грунта; C_c — коэффициент компрессии; p_0 — начальное давление грунта.

Изменение осадок во времени. Осадки не заканчиваются за время строительства (исключение составляют лишь чистые пески); как правило, величина полной осадки, определяемой по формулам (V.8) и (V.9), для различных грунтов достигается в разное, иногда весьма длительное (от нескольких лет до нескольких десятков и сотен лет) время.

На процесс протекания осадок во времени влияет как водопроницаемость грунтов (в условиях водонасыщения), так и ползучесть скелета грунта, а также деформируемость всех компонентов, составляющих грунты (поровой воды, включений воздуха, паров и газов, органических веществ и т. п.).

Водонасыщенные пластичные и особенно текучепластичные (слабые) *глинистые грунты* дают наибольшие осадки, часто весьма медленно затухающие, и создают наибольшие затруднения для строителей. Осадки сооружений на этих грунтах могут достигать сотен сантиметров и протекать десятки и сотни лет.

Очень важным показателем является *скорость протекания осадок*, так как различные строительные конструкции обладают в разной степени способностью перераспределять усилия, возникающие при неравномерных осадках оснований. При больших величинах скоростей осадок могут иметь место *хрупкие* (аварийные) *разрушения* конструкций, при меньших — медленные *деформации ползучести*.

Скорости осадок можно определить, лишь изучив протекание их во времени.

Для полностью водонасыщенных грунтов наиболее широко применяемой в настоящее время теорией, позволяющей решать поставленные задачи, является *теория фильтрационной консолидации грунтов*.

Предпосылки теории фильтрационной консолидации:

1) рассматриваются *полностью водонасыщенные грунты* («грунтовая масса») с наличием в порах свободной, несжимаемой и гидравлически непрерывной воды;

2) скелет грунта принимается линейно деформируемым, напряжения в котором мгновенно вызывают его деформации;

3) грунт не обладает структурностью, и внешнее давление, прикладываемое к нему, в первый момент времени полностью передается на воду;

4) фильтрация воды в порах грунта полностью подчиняется закону Дарси.

Таким образом, рассматриваемая ниже теория фильтрационной консолидации грунтов (без дополнительных условий) будет применима для неуплотненных, полностью водонасыщенных (слабых) глинистых грунтов.

Отметим, что отдельными учеными в теорию фильтрационной консолидации введен ряд усовершенствований и дополнений, учитывающих свойства природных глинистых грунтов различной консистенции, и установлены пределы применимости отдельных решений, что будет изложено ниже.

Дифференциальное уравнение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации позволяет сформулировать (при сделанных выше предпосылках) задачу о протекании во времени осадок полностью водонасыщенного слоя грунта при уплотнении его сплошной равномерно распределенной нагрузкой в условиях односторонней фильтрации воды, полагая, что изменение расхода выдавливаемой из пор грунта воды с достаточной точностью определяется *законом фильтрации*, а соответствующее изменение пористости — *законом уплотнения*.

Примем, что в начальный момент времени грунтовая масса находится в *статическом состоянии*, т. е. поровое давление воды равно нулю. Обозначим: p_w — поровое давление сверх гидростатического в воде; p_z — давление, передающееся на твердые частицы (эффективное).

Очевидно, что

$$p_z + p_w = p, \quad (и_1)$$

т. е. для любого момента времени на любой глубине от дренирующей поверхности z (рис. V.5) давление в поровой воде и давление в скелете равно внешнему давлению p .

В первый момент времени внешнее давление полностью передается на поровую воду (если она несжимаема, что можно допустить при

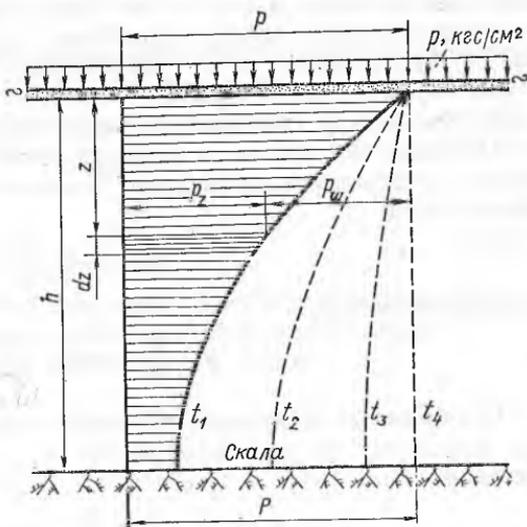


Рис. V.5. Схема распределения давлений в скелете грунта (p_z) и в поровой воде (p_w) в водонасыщенном слое грунта при сплошной нагрузке для разных промежутков времени

полном отсутствии в поровой воде пузырьков воздуха и пара), но в последующие промежутки времени давление в воде будет уменьшаться, а в скелете грунта увеличиваться до тех пор, пока вся нагрузка не передается на скелет грунта (см. модель сжатия грунтовой массы, рис. II.11, б).

Для элементарного слоя dz на глубине z в грунтовой массе *увеличение расхода воды q равно уменьшению пористости грунта n* , т. е.

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t}. \quad (и_2)$$

Это основное соотношение для вывода дифференциального уравнения консолидации является частным случаем условия неразрывности пространственной задачи движения грунтовых вод, предложенное еще в 1922 г. акад. Н. Н. Павловским, тогда как проф. К. Терцаги (1925) принял для описания процесса консолидации уравнение по аналогии между тепловым и фильтрационным движением.

Преобразуем левую и правую части уравнения (и₂). Для *левой части*, учитывая направление движения поровой воды, по закону фильтрации

$$q = - k_{\phi} \frac{\partial H}{\partial z} \quad (и_3)$$

и, следовательно,

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - k_{\phi} \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \quad (и_4)$$

Принимая во внимание, что напор в воде H равен давлению в воде p_w , деленному на ее объемный вес γ_w , и учитывая выражение (и₁), получим

$$p_w = p - p_z; \quad H = \frac{p_w}{\gamma_w} \quad \text{или} \quad H = \frac{p - p_z}{\gamma_w},$$

откуда

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = - \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} \quad (и_5)$$

или, учитывая выражение (и₄), получим

$$\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{k_{\phi}}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2}. \quad (и_6)$$

Для *правой части* уравнения (и₂), учитывая, что пористость грунта $n = \frac{e}{1+e}$, и пренебрегая в знаменателе этого выражения изменением коэффициента пористости по сравнению с единицей, взяв некоторое среднее значение его e_{cp} , будем иметь

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1+e_{cp}} \cdot \frac{\partial e}{\partial t}. \quad (и_7)$$

По закону уплотнения (см. гл. II),

$$\frac{\partial e}{\partial t} = - m_0 \frac{\partial p_z}{\partial t} \quad (и_8)$$

и, следовательно, для правой части уравнения (и₂) получим

$$\frac{\partial n}{\partial t} = - \frac{m_0}{1 + e_{cp}} \cdot \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (\text{и}_2)$$

Здесь $\frac{m_0}{1 + e_{cp}} = m_v$ — коэффициент относительной сжимаемости грунта [см. формулу (II.5)], причем m_0 — отношение изменения коэффициента пористости к производимому давлению.

Подставив найденные значения $\partial q / \partial z$ и $\partial n / \partial t$ и перенеся постоянные величины в левую часть, получим

$$\frac{k_{\Phi}}{m_v \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (\text{и}_{10})$$

Обозначив постоянный множитель левой части, который назовем коэффициентом консолидации грунта, через c_v , т. е.

$$c_v = \frac{k_{\Phi}}{m_v \gamma_w}, \quad (\text{V.11})$$

окончательно будем иметь

$$c_v \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t}. \quad (\text{V.12})$$

Это и есть дифференциальное уравнение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации (уплотнения) грунтовой массы.

Принимая во внимание, что действующий напор

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w}, \quad \text{а} \quad p_w = p - p_z,$$

дифференциальное уравнение консолидации для одномерной задачи можно представить в виде

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \quad (\text{V.13})$$

Как известно из курса высшей математики, решение дифференциального уравнения (V.12) находится путем применения рядов Фурье и удовлетворения начальным и граничным условиям, которые более просто сформулировать, если рассматривать математически тождественную задачу сжатия слоя грунта толщиной $2h$, но при двусторонней фильтрации (вверх и вниз), т. е. как бы дополняя рассматриваемый слой зеркальным его изображением.

Для случая равномерного (в стабилизированном состоянии) распределения уплотняющих давлений по глубине решение уравнения (V.12) может быть представлено в виде

$$p_z = p \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h} e^{-9N} - \frac{4}{5\pi} \sin \frac{5\pi z}{2h} e^{-25N} - \dots \right], \quad (\text{V.14})$$

где

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t. \quad (\text{V.15})$$

Для ряда практических случаев существенное значение имеет давление в скелете грунта, передающееся на подстилающую скальную породу, т. е. давление при $z = h$, и пропорциональное этому давлению сопротивление сдвигу на контакте с подстилающей породой. Полагая в формуле (V.14) $z = h$ и ограничиваясь первым членом ряда, получим

$$p_h \approx p \left[1 - \frac{4}{\pi} e^{-N} \right], \quad (\text{V.16})$$

а сопротивление сдвигу

$$\tau = p_h \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (\text{V.17})$$

Наибольшее, однако, значение для практики имеет формула осадки слоя грунта при сплошной нагрузке для любого промежутка времени от начала загрузки, т. е. осадка s_t .

Для определения этой величины введем понятие о *степени консолидации* (уплотнения).

Если принять степень консолидации, соответствующую полной стабилизированной осадке, за единицу и обозначить долю от полного уплотнения (т. е. степень консолидации для любого времени) через U , то ее величину найдем как отношение площади эпюры давлений в скелете грунта для времени t к площади полной (стабилизированной) эпюры давлений (при $t = \infty$).

Высказанное положение математически можно записать в следующем виде:

$$U = \int_0^h \frac{p_z dz}{F_p}, \quad (\text{V.18})$$

где F_p — площадь полной стабилизированной эпюры уплотняющих давлений (в рассматриваемом случае $F_p = ph$).

Подставляя в уравнение (V.18) выражение для давлений в скелете грунта p_z из формулы (V.14), произведя далее интегрирование и учитывая пределы, после сокращений (обозначив для рассматриваемого основного случая степень консолидации через U_0) получим

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right). \quad (\text{V.19})$$

Так как e^{-N} — правильная дробь, то для ряда практических случаев (например, при $U_0 > 0,25$) можно ограничиться первым членом ряда. Тогда будем иметь

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}. \quad (\text{V.19}')$$

Так как полному уплотнению соответствует полная стабилизированная осадка, а части уплотнения — осадка за время t , то *степень консолидации* (уплотнения) может быть выражена и следующим уравнением:

$$U = \frac{s_t}{s}, \quad (\text{V.20})$$

где s_t — осадка за данное время; s — полная стабилизированная осадка, например определенная по формулам (V.8), (V.9).

Из соотношения (V.20) находим

$$s_t = sU. \quad (V.21)$$

Для рассматриваемого случая, который назовем *основным*, получим

$$s_t = sU_0 \quad (V.21')$$

или, учитывая выражения (V.9) и (V.8), получим для основного случая (равномерного распределения уплотняющих давлений по глубине) осадку для любого времени t :

$$s_t = hm_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right]. \quad (V.22)$$

Для облегчения расчетов в табл. V.3 приведены значения величин e^{-x} в зависимости от x .

Пример V.1. Определить осадки слоя грунта через различные промежутки времени: 1 год, 2 года и 5 лет, если давление на грунт $p = 2$ кгс/см² ($\sim 0,2$ МПа), толщина слоя грунта $h = 5$ м, коэффициент относительной сжимаемости $m_v = 0,01$ см²/кгс, коэффициент фильтрации $k_\phi = 1 \cdot 10^{-8}$ см/с.

Определим величину постоянного множителя N по формуле (V.15):

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t.$$

Предварительно найдем величины коэффициента консолидации c_v , учитывая, что $1 \text{ см/с} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$ и $\gamma_w = 1 \text{ гс/см}^3 = 0,001 \text{ кгс/см}^3$.

$$c_v = \frac{k_\phi}{m_v \gamma_w} \approx \frac{1 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0,01 \cdot 0,001} = 30\,000 \text{ см}^2/\text{год}.$$

Тогда

$$N \approx \frac{9,87 \cdot 30\,000}{4 \cdot 500^2} t \approx 0,3 t.$$

Полную стабилизированную осадку слоя грунта при сплошной нагрузке определим по формуле (V.9):

$$s = hm_v p = 500 \cdot 0,01 \cdot 2,0 = 10 \text{ см}.$$

Для вычисления осадки s_t через 1 год после загрузки подставим (пользуясь табл. V.3) в формулу (V.22) величины:

$$e^{-N} = e^{-0,3 \cdot 1} = 0,741; \quad e^{-9N} = e^{-9 \cdot 0,3 \cdot 1} = 0,067.$$

Тогда осадка рассматриваемого слоя грунта через 1 год

$$s_1 = hm_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} \right) \right] = 10 [1 - 0,81 (0,741 + 0,007)] = 3,9 \text{ см}.$$

Осадку через 2 года определим по той же формуле (V.22), ограничиваясь первым членом ряда:

$$e^{-N} = e^{-0,3 \cdot 2} = 0,549;$$

$$s_2 = hm_v p \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \right) = 10 (1 - 0,81 \cdot 0,549) = 5,6 \text{ см}.$$

Значение e^{-x} в зависимости от x

x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}
0,000	1,000	0,43	0,651	0,95	0,387
0,001	0,999	0,44	0,644	0,96	0,383
0,002	0,998	0,45	0,638	0,97	0,379
0,003	0,997	0,46	0,631	0,98	0,375
0,004	0,996	0,47	0,625	0,99	0,372
0,005	0,995	0,48	0,619	1,00	0,368
0,006	0,994	0,49	0,613	1,01	0,364
0,007	0,993	0,50	0,607	1,02	0,351
0,008	0,992	0,51	0,601	1,03	0,357
0,009	0,991	0,52	0,595	1,04	0,353
0,01	0,990	0,53	0,589	1,05	0,350
0,02	0,980	0,54	0,583	1,06	0,346
0,03	0,970	0,55	0,577	1,07	0,343
0,04	0,961	0,56	0,571	1,08	0,340
0,05	0,951	0,57	0,566	1,09	0,336
0,06	0,942	0,58	0,560	1,10	0,333
0,07	0,932	0,59	0,554	1,11	0,330
0,08	0,923	0,60	0,549	1,12	0,326
0,09	0,914	0,61	0,543	1,13	0,323
0,10	0,905	0,62	0,538	1,14	0,320
0,11	0,896	0,63	0,533	1,15	0,317
0,12	0,887	0,64	0,527	1,16	0,313
0,13	0,878	0,65	0,522	1,17	0,310
0,14	0,869	0,66	0,517	1,18	0,307
0,15	0,861	0,67	0,512	1,19	0,304
0,16	0,852	0,68	0,507	1,20	0,301
0,17	0,844	0,69	0,502	1,21	0,298
0,18	0,835	0,70	0,497	1,22	0,295
0,19	0,827	0,71	0,492	1,23	0,292
0,20	0,819	0,72	0,487	1,24	0,289
0,21	0,811	0,73	0,482	1,25	0,286
0,22	0,803	0,74	0,477	1,26	0,284
0,23	0,795	0,75	0,472	1,27	0,281
0,24	0,787	0,76	0,467	1,28	0,278
0,25	0,779	0,77	0,463	1,29	0,275
0,26	0,771	0,78	0,458	1,30	0,273
0,27	0,763	0,79	0,454	1,31	0,270
0,28	0,756	0,80	0,449	1,32	0,267
0,29	0,748	0,81	0,445	1,33	0,264
0,30	0,741	0,82	0,440	1,34	0,262
0,31	0,733	0,83	0,436	1,35	0,259
0,32	0,726	0,84	0,431	1,36	0,257
0,33	0,719	0,85	0,427	1,37	0,254
0,34	0,712	0,86	0,423	1,38	0,252
0,35	0,705	0,87	0,419	1,39	0,249
0,36	0,698	0,88	0,415	1,40	0,247
0,37	0,691	0,89	0,411	1,41	0,244
0,38	0,684	0,90	0,407	1,42	0,242
0,39	0,677	0,91	0,403	1,43	0,239
0,40	0,670	0,92	0,399	1,44	0,237
0,41	0,664	0,93	0,394	1,45	0,235
0,42	0,657	0,94	0,391	1,46	0,232

x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}
1,47	0,230	1,75	0,174	2,03	0,131
1,48	0,228	1,76	0,172	2,04	0,130
1,49	0,225	1,77	0,170	2,05	0,129
1,50	0,223	1,78	0,169	2,06	0,127
1,51	0,221	1,79	0,167	2,07	0,126
1,52	0,219	1,80	0,165	2,08	0,125
1,53	0,217	1,81	0,164	2,09	0,124
1,54	0,214	1,82	0,162	2,10	0,122
1,55	0,212	1,83	0,160	2,15	0,116
1,56	0,210	1,84	0,159	2,20	0,111
1,57	0,208	1,85	0,157	2,25	0,105
1,58	0,206	1,86	0,156	2,30	0,100
1,59	0,204	1,87	0,154	2,35	0,095
1,60	0,202	1,88	0,152	2,40	0,091
1,61	0,200	1,89	0,151	2,45	0,086
1,62	0,198	1,90	0,150	2,50	0,082
1,63	0,196	1,91	0,148	2,55	0,078
1,64	0,194	1,92	0,147	2,6	0,074
1,65	0,192	1,93	0,145	2,7	0,067
1,66	0,190	1,94	0,144	2,8	0,061
1,67	0,188	1,95	0,142	2,9	0,055
1,68	0,186	1,96	0,141	3,0	0,050
1,69	0,185	1,97	0,140	4,0	0,018
1,70	0,183	1,98	0,138	5,0	0,007
1,71	0,181	1,99	0,137	6,0	0,002
1,72	0,179	2,00	0,135	7,0	0,001
1,73	0,177	2,01	0,134	10,0	0,000
1,74	0,176	2,02	0,133		

Для $t = 5$ лет

$$s_5 = 10 (1 - 0,81e^{-0,3 \cdot 5}) = 8,2 \text{ см.}$$

Кривая изменения осадок во времени, построенная по полученным в рассматриваемом примере данным, показана на рис. V.6.

Другие случаи одномерной задачи консолидации. Ранее был рассмотрен *основной случай 0*, когда эпюра уплотняющих давлений по глубине слоя грунта изображается прямоугольником (рис. V.7, а), т. е. когда полное давление от действия внешней нагрузки на любой глубине не меняется (например, при действии сплошной нагрузки); другими важными для практики случаями будут *случай 1*, когда уплотняющее давление возрастает с глубиной по закону треугольника (рис. V.7, б); *случай 2*, когда уплотняющее давление убывает с глубиной по закону треугольника (рис. V.7, в), и *комбинированные случаи* — трапецидалные эпюры уплотняющих давлений (возрастающие или убывающие с глубиной).

Случай 1 (рис. V.7, б) — линейное возрастание давлений с глубиной будет иметь место, например, при уплотнении грунта под действием его собственного веса, когда

$$p_z = \frac{p}{h} z.$$

Решение дифференциального уравнения консолидации (V.12) для рассматриваемого случая (с граничными условиями: $p_w = 0$ при $z = 0$ и $dp/dz = 0$ при $z = h$) позволяет получить выражение для величины порового давления p_w , а по нему и степень консолидации U_1 , которая будет равна

$$U_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3} \left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} + \frac{1}{125} e^{-25N} \mp \dots \right). \quad (V.23)$$

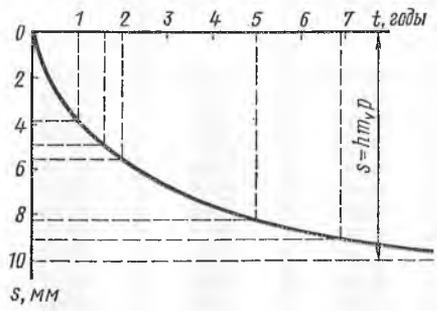


Рис. V.6. К примеру расчета осадок

Тогда осадка слоя грунта под действием уплотняющих давлений, возрастающих с глубиной по треугольной эпюре, для любого времени t (учитывая, что среднее давление будет равно $p/2$) определится выражением

$$s_1 = \frac{hm_p}{2} \left[1 - \frac{32}{\pi^3} \left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} \pm \dots \right) \right]. \quad (V.21)$$

Тогда осадка слоя грунта под действием уплотняющих давлений, возрастающих с глубиной по треугольной эпюре, для любого времени t (учитывая, что среднее давление будет равно $p/2$) определится выражением

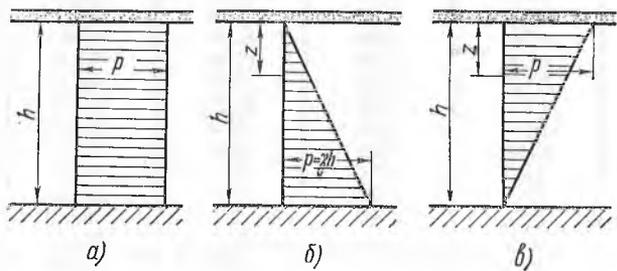


Рис. V.7. Различные случаи распределения уплотняющих давлений по глубине для одномерной задачи

Случай 2 (рис. V.7, в) сводится к ранее рассмотренным случаям, так как

$$p_z = p - \frac{p}{h} z.$$

В результате решения дифференциального уравнения (V.12) и уравнения (V.18) для рассматриваемого случая получим *

$$U_2 = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right]. \quad (V.25)$$

Осадка для любого времени будет равна

$$s_2 = \frac{hm_p}{2} \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \right\}. \quad (V.26)$$

* См. сноску на с. 172.

Сравнением полученных выражений степени консолидации для различных случаев уплотняющих давлений можно показать, что справедливо следующее важное соотношение:

$$U_2 = 2U_0 - U_1. \quad (\text{V.27})$$

Выражение (V.27) позволяет вычислять значение U_2 по известным U_0 и U_1 , не прибегая к формуле (V.25).

Отметим, что рассмотренный случай 2 распределения уплотняющих давлений имеет широкое применение при расчете осадок фундаментов, что будет показано ниже.

Для облегчения расчетов приведем значения величин N (табл. V.4) в зависимости от степени консолидации U для различных случаев уплотняющих давлений: равномерного (случай 0) и изменяющихся по закону треугольника (случаи 1 и 2).

Если распределение уплотняющих давлений в слое грунта будет близко к трапецидальному, то значения U и N определяют по интерполяции табличных значений N для случаев 0 и 1 (при возрастании давлений с глубиной) и для случаев 0 и 2 (при убывании давлений).

Таблица V.4

Значения N для вычисления осадок грунта как функции времени

$U = \frac{s_t}{s}$	Величины N для случаев			$U = \frac{s_t}{s}$	Величины N для случаев		
	0	1	2		0	1	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	0,04	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	0,09	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	∞	∞	∞

Значения N для трапецидального распределения уплотняющих давлений определяют выражениями:

для случая 0—1

$$N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0) I; \quad (\text{K}_1)$$

для случая 0—2

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2) I'. \quad (\text{K}_2)$$

Величины интерполяционных коэффициентов I и I' приведены в табл. V.5 и определяются в зависимости от отношения V уплотняющих давлений при $z = 0$ и $z = h$.

При вычислении осадок с помощью таблиц задаются степенью консолидации (например, $U = 0,2; 0,4; 0,6$ и т. д.), находят по табл. V.4 соответствующее значение N и, используя зависимость для N

[формула (V.15)], определяют соответствующее данной степени консолидации время t :

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N. \quad (\text{V.28})$$

Таблица V.5

Значения I и I'

Случай O-1	V	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	I	1	0,84	0,69	0,56	0,46	0,36	0,27	0,19	0,12	0,06	0
Случай O-2	V	1	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4	5	7	10	20
	I'	1	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,39	0,30	0,23	0,13

Отметим, что, как и следовало ожидать, вычисление осадок непосредственно по формулам (V.22), (V.26) или с помощью вспомогательных таблиц дает тождественные результаты.

Пример V.2. Определим для рассмотренного выше примера консолидации слоя грунта (толщиной $h = 5$ м) его осадку и время, соответствующие 0,5 и 0,9 полной осадки.

В предыдущем примере было получено: полная осадка $s = 10$ см и коэффициент консолидации $c_v = 30\,000$ см²/год.

Для $U_0 = s_t/s = 0,5$ осадка $s_t = U_0 s = 0,5 \cdot 10 = 5$ см и по табл. V.4 $N_0 = = 0,49$, тогда

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N_0 = \frac{4 \cdot 500^2}{9,87 \cdot 30\,000} 0,49 \approx 1,6 \text{ года.}$$

Точно так же для степени консолидации $U_0 = 0,9$; $s_t = 0,9 \cdot 10 = 9$ см и $N_0 = = 2,09$, чему соответствует время

$$t = \frac{4 \cdot 500^2}{9,87 \cdot 30\,000} 2,09 \approx 6,9 \text{ года.}$$

Если нанести полученные величины осадок на ранее построенный график (см. рис. V.6), то, как и следовало ожидать, новые точки лягут точно на построенную по аналитическим формулам кривую.

Учет структурности грунтов и сжимаемости газосодержащей поровой воды. Согласно фильтрационной теории консолидации (Терзаги — Герсеванова) внешнее давление в первый момент приложения нагрузки для грунтовой массы полностью передается на поровую воду. Однако если грунт обладает структурными связями, то, как показывают соответствующие опыты (МИСИ, НИИОСП, ВОДГЕО и др.), давление, передающееся на воду, составляет лишь *некоторую часть* от внешнего давления и тем меньшую, чем большей структурностью обладает грунт или чем больше он был предварительно уплотнен. Последнее характеризуется *коэффициентом начального порового давления* β_0 , который, как показано нами в работе «Прогноз скорости

осадок оснований сооружений» (Стройиздат, 1967), определяется выражением

$$\beta_0 = \frac{p_{w0}}{p}, \quad (V.29)$$

где p_{w0} — начальное поровое давление в водонасыщенном грунте при нагрузке p (функция структурной прочности сжатия грунта), определяемое в опытах на компрессию образцов грунта ненарушенного строения путем замера величины начального порового давления.

Как было указано в гл. II, газосодержащая поровая вода обладает значительной сжимаемостью, причем коэффициент сжимаемости [формула (II.40)]

$$m_w = (1 - I_w) \frac{1}{p_a},$$

где I_w — коэффициент водонасыщенности грунта; p_a — величина атмосферного давления (1 кгс/см²).

Отметим, что если известен коэффициент β_0 , пористость грунта n и коэффициент мгновенной сжимаемости m'_v , то значение коэффициента сжимаемости поровой воды m_w может быть определено (с большей точностью) по формуле

$$m_w = \frac{m'_v (1 - \beta_0)}{\beta_0 n}. \quad (V.30)$$

Решение дифференциального уравнения консолидации (V.12) с учетом неполной передачи давления на поровую воду и сжимаемости газосодержащей поровой воды (см. сноску на с. 172) позволило определить степень консолидации и осадки для любого времени по прежним формулам, введя в них поправки, а именно полагая

$$c_w = \frac{k_{\phi}}{m_v \gamma_w} \beta_0, \quad (V.31)$$

причем

$$\beta_0 = \beta_{\text{стр}} B, \quad (V.32)$$

$$B = \frac{1}{1 + \frac{m_w}{m_v} n \beta_{\text{стр}}}, \quad (V.33)$$

где $\beta_{\text{стр}}$ — коэффициент влияния структурных связей на величину порового давления; B — коэффициент влияния сжимаемости поровой воды на величину порового давления, учитывающий разуплотняющее действие воды.

Выражения для осадок s_t принимают следующий вид: для основного случая

$$s_{0(t)} = h m_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} B \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right]; \quad (V.22')$$

для первого случая

$$s_{1(t)} = \frac{h m_v p}{2} \left[1 - \frac{32}{\pi^2} B \left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} + \dots \right) \right]; \quad (V.24')$$

для второго случая

$$s_{2(t)} = \frac{hm_{wp}}{2} \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} B \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \right\}, \quad (V.26')$$

где

$$N = \frac{\pi^2 c_w}{4h^2} t.$$

Отметим, что для неструктурных и слабоструктурных грунтов $\beta_{стр} = 1$; тогда из уравнения (V.32) будем иметь: $\beta_0 = \beta$. Если же $m_w = 0$, то для коэффициента консолидации будет справедливо прежнее его выражение (V.11), применяемое в теории чисто фильтрационной консолидации.

Величина вторичной консолидации. Степень консолидации грунтов, определяемая даже для полностью водонасыщенных грунтов, будет правильно отвечать процессу их уплотнения лишь до достижения консолидацией некоторой ее величины (разной для грунтов различной уплотненности и сжимаемости), так как при значительном времени уплотнения на процесс консолидации будут влиять как возникающие новые структурные водно-коллоидные связи, так и *вторичные эффекты*, обусловленные *ползучестью* минерального скелета грунта и тонких водно-коллоидных оболочек твердых частиц. Здесь мы наметим лишь пределы применимости фильтрационной теории консолидации в зависимости от достигнутой ею степени уплотнения, так как вопросам ползучести грунтов, обусловленной реологическими их свойствами, будет посвящена специальная глава (VI) книги.

При загрузении внешней нагрузкой водонасыщенных грунтов вначале наблюдается *мгновенное сжатие* (адиабатическое, обусловленное сжимаемостью поровой воды), затем *процесс* фильтрационного *уплотнения*, обусловленный преимущественно выжиманием воды из пор грунта, и, наконец, добавляется *процесс вторичной консолидации*, или *ползучести* скелета грунта, обусловленный невосстанавливающимися *сдвигами* частиц, их агрегатов, водно-коллоидных оболочек и т. п., когда выжимание воды становится весьма незначительным.

Для приближенного установления начала фильтрационного этапа уплотнения изложим кратко метод Д. Тейлора.

Начало фильтрационной консолидации определяется по начальному участку кривой уплотнения, построенной в координатах s_{pi} и \sqrt{t} (рис. V.8). Так как процесс протекания фильтрационной осадки пропорционален \sqrt{t} , то, продолжая прямолинейный участок кривой уплотнения до оси осадок (рис. V.8, а), получают точку, соответствующую началу фильтрационного уплотнения (т. е. $U = 0$).

Конец фильтрационного уплотнения ($U = 100\%$) определяют (по А. Казагранде) по той же кривой, но построенной в полулогарифмической системе координат (s_{pi} и $\lg t$) путем нахождения точки пересечения нижнего участка кривой фильтрационного уплотнения и последнего участка кривой, соответствующего вторичной консолидации (рис. V.8, б); на основании опытов Бюисмана и других этот участок при больших промежутках времени будет линей-

но зависеть от $\lg t$, а при очень больших — затухать в процессе старения коллоидов грунта.

Таким образом, в найденных пределах можно считать, что процесс уплотнения водонасыщенных грунтов будет определяться в основном фильтрационной консолидацией, а далее идет за счет вторичной консолидации.

Величина фильтрационной осадки изобразится на оси осадок отрезком $1-2$ (рис. V.8, б).

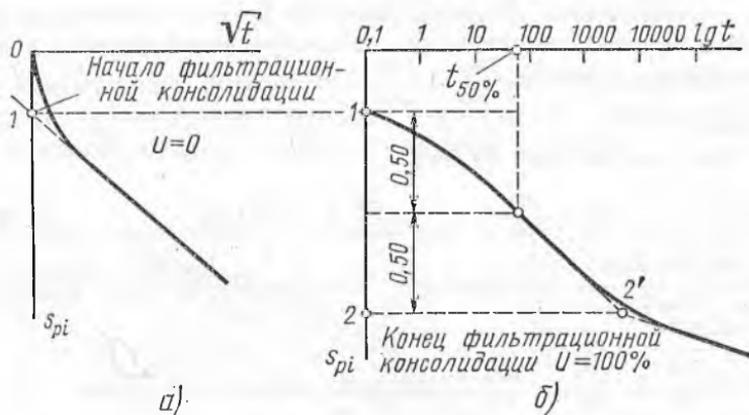


Рис. V.8. Определение фильтрационного этапа уплотнения водонасыщенных грунтов:

a — начало фильтрационной консолидации ($U = 0$); *б* — конец фильтрационной консолидации ($U = 100\%$)

Окончание процесса фильтрационной консолидации легко установить и экспериментально путем тщательного измерения избыточного порового давления. Если приращение порового давления практически будет равно нулю, то можно считать процесс фильтрационного уплотнения законченным, а продолжающуюся осадку следует рассматривать как деформацию ползучести скелета.

§ V.4. ПЛОСКАЯ И ПРОСТРАНСТВЕННАЯ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ГРУНТОВ

Дифференциальные уравнения консолидации. В предыдущем параграфе было рассмотрено дифференциальное уравнение консолидации для одномерной задачи и получено решение его для ряда случаев. Это уравнение для удобства аналогий с последующим изложением изобразим через функцию напоров [формула (V.13)]:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2},$$

где $c_v = \frac{k_\phi}{m_v \gamma_{sw}}$ — коэффициент консолидации для одномерной задачи [формула (V.11)].

Для плоской и пространственной задач дифференциальные уравнения теории фильтрационной консолидации сформулированы в наиболее простой форме проф. В. А. Флориным:

для плоской задачи

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2\gamma_w} \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial t} + c'_v \nabla^2 H, \quad (V.34)$$

где $c'_v = \frac{k_\phi (1 + \xi_0)}{2\gamma_w m_v}$ — коэффициент консолидации для плоской задачи; ξ_0 — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя; Θ — сумма главных напряжений в рассматриваемой точке от действия внешней нагрузки; $\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2}$ — оператор Лапласа для плоской задачи;

для пространственной задачи

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3\gamma_w} \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial t} + c''_v \nabla^2 H, \quad (V.35)$$

где $c''_v = \frac{k_\phi (1 + 2\xi_0)}{3\gamma_w m_v}$ — коэффициент консолидации для пространственной задачи;

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} — \text{полный оператор Лапласа.}$$

Отметим, что в формулах (V.13), (V.34) и (V.35) при вычислении коэффициентов консолидации принимают некоторые средние значения входящих в них характеристик: коэффициента фильтрации, коэффициента относительной сжимаемости, коэффициента бокового давления грунта в состоянии покоя и др.

Учет переменности коэффициентов, характеризующих свойства сжимаемых грунтов, в настоящее время не получил распространения вследствие чрезвычайной сложности этого вопроса. Однако существует общий метод (проф. В. А. Флорина) численного интегрирования дифференциальных уравнений плоской и пространственной задач консолидации, который дает возможность учесть переменность характеристик грунтов. Замкнутые же и табулированные решения получены лишь для незначительного числа случаев.

Если путем решения соответствующего дифференциального уравнения консолидации будет найдена величина напора для данного времени t , то величина осадки s_t в рассматриваемой точке определится по формуле

$$s_t = s_\infty - (1 - \mu_0) \gamma_w m_v \sum_1^{h_a} H \Delta z, \quad (V.36)$$

где s_∞ — полная окончательная (стабилизированная) осадка; h_a — активная глубина сжатия (см. следующий параграф).

Действие равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площадке. Консолидация водонасыщенного грунта под действием *местной* равномерно распределенной нагрузки в условиях простран-

ивенной задаче однородного полупространства рассмотрена Гиббсом и Мак-Нейми*, причем получено следующее выражение для степени уплотнения U_c угловой точки c прямоугольной площади загрузки:

$$U_c = \frac{\int_0^T \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt}, \quad (\text{V.37})$$

где $T = \frac{c_v^2 t}{L^2}$ — фактор времени t ; c_v^2 — коэффициент консолидации; L — длина прямоугольной площади загрузки; λ — отношение сторон прямоугольной площади загрузки (ширины к длине).

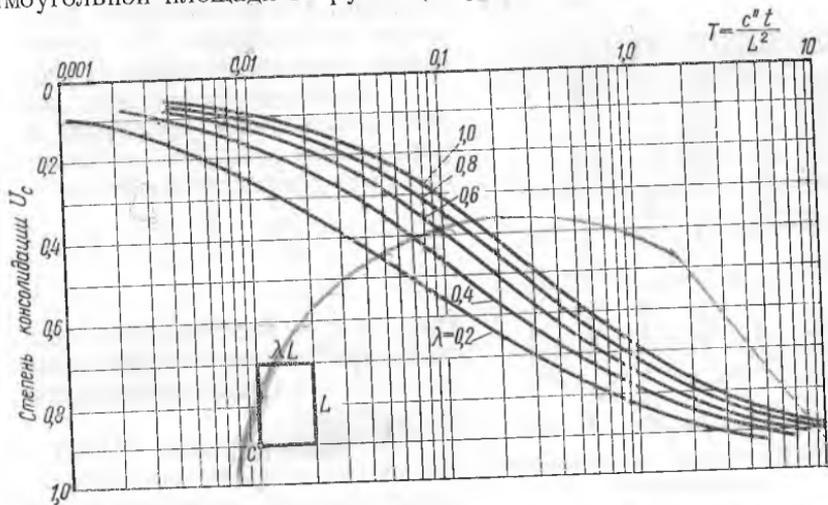


Рис. V.9. Кривые Гиббсона для определения степени консолидации водонасыщенного грунта под угловой точкой c прямоугольной площади загрузки

Для упрощения расчетов построены кривые (рис. V.9), позволяющие по величине $T = c_v^2 t / L^2$ определить для ряда значений λ (от 0,2 до 1,0) степень консолидации U_c .

Что касается величины полной осадки грунта s_c под углом прямоугольной площади загрузки, то она может быть определена по формуле (V.4) линейно деформируемого полупространства, которая принимает следующий вид:

$$s_c = \frac{\omega_c p b (1 - \mu_0^2)}{E_0}, \quad (\text{V.4}')$$

* Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению / Под ред. чл.-корр. АН СССР проф. Н. А. Цытовича. М., 1957.

где ω_c — коэффициент формы для угловой точки c (см. табл. V.3); p — удельная нагрузка по прямоугольной площади загрузки; b — ширина площади загрузки.

Зная величину осадки s_c и степень консолидации U_c , легко вычисляется и осадка угловой точки, соответствующая любому времени t

$$s_t = s_c U_c. \quad (V.21)$$

Пользуясь же методом угловых точек и приведенными кривыми (рис. V.9), можно определить величину осадки для любой точки грунта.

Отметим, что вычисления s_c значительно упрощаются, если пользоваться коэффициентами эквивалентного слоя грунта (см. ниже § V.6, табл. V.6 — V.8).

Осесимметричная задача теории консолидации имеет большое практическое значение, например при проектировании вертикального дренажа, применяющегося для ускорения консолидации и упрочнения слабых водонасыщенных грунтов.

В случае вертикального дренажа дифференциальное уравнение пространственной задачи консолидации может быть представлено в виде

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial r} \right) + c_z \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2}, \quad (V.38)$$

где c_r и c_z — коэффициенты консолидации (радиальной и вертикальной — осевой); r — радиус вертикальной дрены (песчаной).

Решение уравнения (V.38) базируется на теореме разложения пространственного радиального потока на плоский и линейный (Карилло,

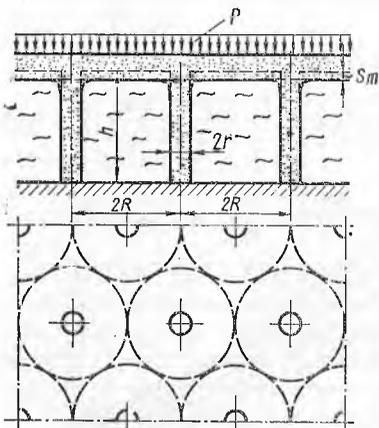


Рис. V.10. Схема вертикального дренажирования

1942), что позволяет методом численного интегрирования получить данные для составления графиков степени консолидации: радиальной U_r и осевой U_z , а по ним и общей U_Σ (см. нашу книгу «Механика грунтов», изд. 4-е. Стройиздат, 1963):

$$U_\Sigma = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z). \quad (V.39)$$

Если же учесть структурную прочность сжатия дренируемых грунтов $p_{стр}$ и явление начального градиента напора i_0 , то задача значительно усложняется.

Здесь мы приведем лишь замкнутое решение, полученное для случая «равных вертикальных деформаций», весьма удобное и уже применяемое в практических расчетах.

Если поверхность дренируемого массива покрывается водопроницаемым слоем (обычно толщиной не менее диаметра дрен, рис. V.10), то этот слой, как показали опыты, выравнивает осадки, поэтому при расчетах вертикального дренажа можно исходить из условия равных

деформаций, т. е. полагать, что вся поверхность дренируемой части грунтового массива оседает одинаково.

В этом случае уравнение (V.38) заменяется приближенным дифференциальным уравнением первого порядка, замкнутое решение которого (по М. Ю. Абелеву) можно представить для среднего значения степени радиальной консолидации U_r всего дренируемого слоя в виде

$$U_r \approx \left[1 - \frac{p_{\text{стр}}}{p} - \frac{2}{3} \cdot \frac{\gamma_w i_0}{p} \left(R - \frac{r^3}{R^2} \right) \right] (1 - e^{-M't}) + \frac{p_{\text{стр}}}{p}, \quad (\text{V.40})$$

где R — радиус влияния дрен (половина расстояния между осями дрен); r — радиус дрен; p — внешнее равномерно распределенное давление (удельная нагрузка);

$$M' = \frac{k_{\text{ф}}}{m_v \gamma_w \left(\frac{R^2}{2} \ln \frac{R}{r} - \frac{3}{8} R^2 \right)}.$$

Если начальный градиент напора равен нулю ($i_0 = 0$), что в ряде случаев отвечает некоторым грунтам, то уравнение (V.40) примет следующий более простой вид:

$$U_r = \left[1 - \frac{p_{\text{стр}}}{p} \right] (1 - e^{-M't}) + \frac{p_{\text{стр}}}{p},$$

или

$$U_r \approx 1 - \frac{p - p_{\text{стр}}}{p} e^{-M't}.$$

Величина степени консолидации U_z (вертикальной) определяется по выражению (V.19):

$$U_z \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-Mt},$$

где

$$M = \frac{\pi^2 c_z}{4h^2}.$$

В рассматриваемом случае осадку для любого времени можно вычислить по формуле (V.21):

$$s_t = sU_{\Sigma} = hm_p U_{\Sigma}, \quad (\text{V.21}')$$

где U_{Σ} определяется по формуле (V.39).

Отметим, что решение дифференциального уравнения осесимметричной задачи консолидации при условии, когда осадки возле дрен не равны осадкам вне дрен, но с учетом структурной прочности грунтов $p_{\text{стр}}$ и начального градиента напора i_0 также получено, однако в более сложном виде — в функциях Бесселя и Неймана нулевого и первого порядков*.

* Прогноз скорости осадок оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов) / Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, М. В. Малышев и др.; Под ред. проф. Н. А. Цытовича. М., 1967, гл. IV.

§ V.5. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ ПО МЕТОДУ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

В настоящее время расчет осадок фундаментов имеет огромное практическое значение, так как без знания величины расчетной осадки невозможно проектировать фундаменты согласно нормативным требованиям по предельным деформациям оснований.

Осадками фундаментов сооружений называются их *вертикальные смещения*, вызванные *деформацией их оснований* под действием нагрузки от фундаментов.

При возведении фундаментов общая осадка их в условиях современного строительства складывается из трех величин: 1 — *неупругой* (структурной) полностью остаточной *осадки* перемятия верхнего слоя грунта при подготовке котлованов землеройными машинами; 2 — *пластических местных выдавливаний* грунта (вследствие неровностей поверхности) в момент установки фундаментов и их загрузки и 3 — *длительных осадок уплотнения* и затухающей ползучести сжатой зоны грунта под фундаментами.

Первые две составляющие общей осадки хотя и возникают в начале строительства, но характерны неравномерностью, что может вызвать дополнительные усилия, не предусмотренные в проектах сооружений; этих осадок следует избегать, для чего котлован необходимо готовить тщательно.

Третья составляющая осадки — длительная деформация уплотнения оснований — по величине будет наибольшей и зависит от свойств грунтов всей *активной зоны* сжатия под фундаментами, на мощность которой в свою очередь влияют размеры и жесткость фундаментов и уплотненность грунтов.

Важно отметить, что прогнозы осадок грунтовых оснований будут полностью соответствовать действительности тогда, когда с достаточной точностью и необходимой повторностью определены расчетные характеристики грунтов и правильно установлены граничные условия при строгом решении задачи.

Прежде чем приступить к расчету осадок фундаментов, необходимо иметь:

1) *геологическое строение* места строительства с указанием мощности * отдельных слоев грунта, уровня грунтовых вод и непременно *физико-механических свойств* грунтов основания на всю активную зону сжатия (коэффициенты пористости, сжимаемости, сопротивления сдвигу, а также для связных грунтов — коэффициенты фильтрации, структурной прочности, начального градиента напора и для плотных и вязких глин — параметров ползучести);

2) *размеры и форму фундаментов* (по предварительным расчетам) и чувствительность сооружений (разрезных, жестких рамных, массивных и т. п.) к неравномерным осадкам;

3) данные о *глубине заложения* фундаментов и *нагрузке на грунт* от надфундаментных конструкций.

* В инженерной геологии и геотехнике под термином «мощность слоя» подразумевают его толщину.

Окончательным критерием применимости того или иного метода расчета осадок фундаментов будут являться результаты непосредственных натуральных наблюдений за осадками подобных сооружений и сравнение их с расчетными величинами.

Непосредственное применение одномерной задачи. Для сооружений, занимающих большую площадь в плане и лежащих на слое сжимаемых грунтов, подстилаемом скальной породой, при незначительной мощности слоя грунта (строго — при толщине $h \leq b/4$ и с известным приближением при $h < b/2$) без существенной погрешности для расчета величины осадок и затухания их во времени можно применять рассмотренные ранее решения *одномерной задачи уплотнения* (рис. V.11).

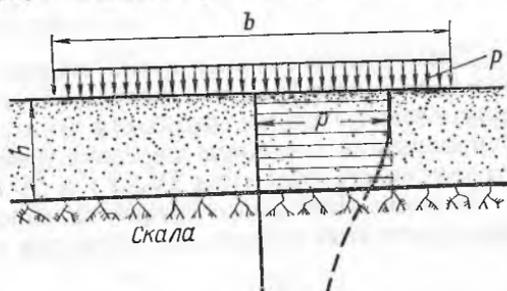


Рис. V.11. Схема применения одномерной задачи уплотнения

Следует, однако, подчеркнуть, что все вышеприведенные формулы для осадок грунтовых оснований будут справедливы лишь для фазы уплотнения грунтов, т. е. необходимым условием применимости выведенных ранее зависимостей для осадок будет

$$p \leq \text{нач } p_{\text{кр}}, \quad (\text{V.41})$$

где p — действующая нагрузка на грунт (внешнее давление); $\text{нач } p_{\text{кр}}$ — начальное критическое давление [формула (VI.2)], т. е. давление, при котором под фундаментом не возникают зоны предельного равновесия (зоны сдвигов).

В рассматриваемом случае для определения полной стабилизированной осадки фундаментов будет справедлива формула (V.9) или тождественная ей формула (V.9').

Таким образом, будем иметь следующие основные зависимости:

$$s = hm_v p,$$

или

$$s = h \frac{\beta}{E_0} p.$$

Для расчета затухания осадок водонасыщенных глинистых грунтов во времени будет справедлива ранее выведенная формула (V.22):

$$s_t = s \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} \right) \right].$$

Если грунт обладает структурной прочностью $p_{\text{стр}}$, то его осадку можно рассматривать состоящей из двух слагаемых, т. е.

$$s' \approx hm'_v p_{\text{стр}} + hm_v (p - p_{\text{стр}}), \quad (\text{V.9}')$$

где m'_v — коэффициент относительной сжимаемости при давлениях, меньших $p_{\text{стр}}$.

А так как всегда $m'_v < m_v$, то можно первым слагаемым в выражении (V.9") по его малости пренебречь, и, обозначая $p - p_{стр} = p_0$, получим

$$s' \approx hm_v p_0. \quad (V.9''')$$

Для грунтов связных и уплотненных, характеризуемых некоторой величиной коэффициента начального порового давления β_0 , необходимо перед круглыми скобками в формуле (V.22) ввести множитель H , учитывающий неполную передачу давления на скелет грунта и его структурность [формулы (V.22') и (V.33)].

Влияние начального градиента напора. Если фильтрация в связанном грунте может возникать лишь при градиенте, большем некоторого

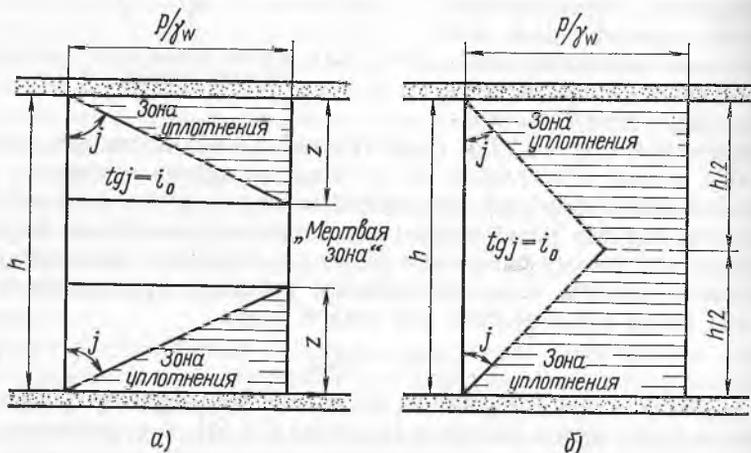


Рис. V.12. Схема уплотнения грунта при наличии начального градиента напора:

а — зона уплотнения не достигает глубины $h/2$; б — зона уплотнения распространяется на всю глубину, но уплотнение будет неполным

начального градиента напора i_0 , то слой сжимаемого грунта (даже в случае одномерной задачи при постоянном по глубине уплотняющем давлении p) будет деформироваться не полностью, а лишь частично.

На рис. V.12 показаны эпюры конечных значений напоров в слое грунта при *двусторонней фильтрации* (вверх и вниз) и действии равномерного давления p кгс/см² (IIа).

На эпюре избыточных напоров p/γ_w начальный градиент изображится тангенсом угла j , т. е.

$$\operatorname{tg} j = i_0. \quad (Л_1)$$

Только для тех областей, где градиент будет больше начального ($i > i_0$), начнется фильтрация воды и уплотнение грунта, при этом могут иметь место два случая (рис. V.12, а и б).

Для первого случая (рис. V.12, а) по рисунку находим

$$z = \frac{p}{\gamma_w} \operatorname{ctg} j = \frac{p}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} j} = \frac{p}{\gamma_w i_0}. \quad (Л_2)$$

В этом случае глубина z будет меньше половины высоты слоя — полная осадка будет равна площади заштрихованных треугольников, умноженной на m_v , т. е.

$$s_1 = 2m_v \frac{zp}{2}, \quad (Л_3)$$

или

$$s_1 = zm_v p.$$

Подставляя значение z из выражения (Л₂), получим

$$s_1 = m_v \frac{p^2}{i_0 \gamma_w}. \quad (V.42)$$

Точно так же для второго случая (рис. V.12, б) при меньшей величине $i_0 = \operatorname{tg} j$, принимая во внимание, что осадка грунта равна площади эффективных давлений (т. е. $ph - F_w \gamma_w$, где F_w — площадь эпюры избыточных давлений в поровой воде), умноженной на коэффициент относительной сжимаемости m_v , получим

$$s_2 = m_v h \left(p - \frac{1}{4} i_0 h \gamma_w \right). \quad (V.43)$$

Таким образом, в рассмотренных случаях осадка для связных грунтов будет меньше, чем определяемая по основной формуле (V.9).

Отметим, что определение степени консолидации U в рассматриваемых случаях, как можно показать аналитически, при двусторонней фильтрации (вверх и вниз) сводится к ранее рассмотренному основному случаю O [формула (V.22)], а при фильтрации в одну сторону (вверх) для эпюры по рис. V.12, а — к случаю 2 и для эпюры по рис. V.12, б — к случаю $O-2$ распределения уплотняющих давлений по глубине.

Метод послойного элементарного суммирования заключается в том, что осадку грунта под действием нагрузки от сооружения определяют как сумму осадок элементарных слоев грунта такой толщины, для которых можно без большой погрешности принимать при расчетах средние значения действующих напряжений и средние значения характеризующих грунты коэффициентов.

Рассмотрим грунты однородные на значительную глубину и слоистые, но характеризующиеся одними и теми же показателями сжимаемости и других свойств на всю их толщину или для каждого слоя отдельно. Во всех случаях для различных сечений толщи грунтов, отстоящих на разном расстоянии от места приложения нагрузки, *напряжения будут разными*.

По вопросу учета напряжений для отдельных выделенных элементов (слоев) сжимаемой толщи грунтов следует рассмотреть два основных способа: 1 — учет только осевых сжимающих напряжений σ_z и 2 — учет всех нормальных напряжений — $\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$.

1. Учет только осевых сжимающих напряжений и *напряжений* рекомендуется Строительными нормами и правилами СССР (СНиП); этот способ мы рассмотрим подробнее.

Основными предпосылками для него являются определение осадок грунта по *условию невозможности бокового расширения* грунта и учет

при расчете осадок только осевых *максимальных сжимающих напряжений* σ_z .

Учет максимальных сжимающих напряжений несколько компенсирует *неучет* бокового расширения (боковых деформаций грунта, которые могут составлять значительную часть от общей осадки), и в общем расчетная осадка оказывается (для грунтов средней плотности и плотных) не очень отличающейся от наблюдаемой, хотя, как правило, она почти всегда (за исключением тугопластичных и твердых глин, для которых необходим учет i_0 и $\rho_{стр}$) меньше наблюдаемой.

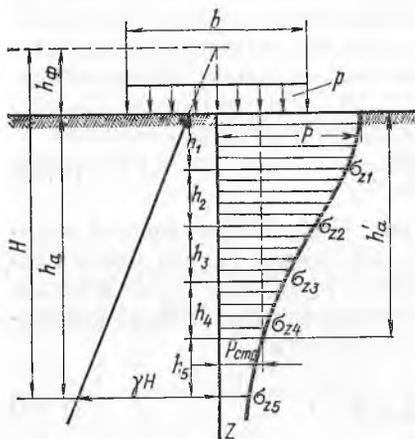


Рис. V.13. Расчетная схема сжимающих напряжений по способу *последовательного суммирования*

При определении осадок по *учету невозможности бокового расширения* грунта мысленно выделяют в грунте под центром подошвы фундамента вертикальную призму сечением единица и высотой от уровня подошвы до *глубины активной зоны сжатия* h_a (рис. V.13) или до коренной скальной породы.

Для различных сечений выделенной призмы (горизонтальных площадок) определяют по теории линейно деформируемых тел (см. гл. III) величину максимальных сжимающих напряжений σ_z .

Далее считают, что каждый элемент грунта будет испытывать только вертикальное сжатие под действием среднего давления (максимального сжимающего напряжения σ_z) без возможности бокового расширения. Тогда для осадки отдельного элемента, если не учитывать (в запас) структурную прочность сжатия, будет применима формула (V.9) или (V.9'):

$$s \approx hm_{vi}\sigma_z, \text{ или } s \approx h \frac{\beta}{E_0} \sigma_z,$$

а для всей толщи

$$s = \sum_{i=1}^{i=h_a} h_i m_{vi} \sigma_{zi}, \quad (V.44)$$

или, что то же самое,

$$s = \sum_{i=1}^{i=h_a} h_i \frac{\beta_i}{E_{oi}} \sigma_{zi}, \quad (V.44')$$

где h_i — мощность отдельных слоев грунта (рис. V.13); m_{vi} — коэффициент относительной сжимаемости отдельного слоя грунта; β_i — коэффициент, зависящий от бокового расширения грунта [формула (V.5)], различный для разных грунтов, по СНиП II-15—74 принимае-

мый равным 0,8 для всех грунтов (как «безразмерный коэффициент, характеризующий упрощенную схему расчета»); E_{oi} — модуль общей деформации грунта.

Знак суммы в формулах (V.44) и (V.44') распространяется на всю глубину активной зоны сжатия h_a .

Глубина активной зоны сжатия h_a соответствует такой глубине, ниже которой деформациями грунтовой толщи (при расчете осадков фундаментов заданных размеров) можно пренебречь.

По СНиП II-15—74 эта глубина должна удовлетворять условию

$$\max \sigma_z \leq 0,2\gamma H, \quad (M_1)$$

т. е. максимальное давление от внешней нагрузки должно быть меньше 20% давления от собственного веса слоя грунта высотой H от природного рельефа до активной глубины сжатия h_a (рис. V.13).

По СНиП II-Б.3—62 (для гидротехнических сооружений с большой площадью подошвы), неравенство для определения глубины активной зоны сжатия будет иным:

$$\max \sigma_z \leq 0,5\gamma H, \quad (M_2)$$

тогда как некоторые авторы, главным образом зарубежные, принимают

$$\max \sigma_z \leq 0,1p, \quad (M_3)$$

где p — внешняя нагрузка.

Из приведенного ясно, что все эти рекомендации являются *условными* расчетными приемами. Анализ этого вопроса, произведенный автором книги, показал, что величина активной зоны сжатия зависит от *величины напряжений*, испытываемых грунтом на глубине, от *уплотненности* грунтов (плотности песчаных грунтов и консистенции глинистых) и *величины структурной прочности* грунтов; при этом рекомендации СНиП II-15—74 могут считаться соответствующими лишь для фундаментов с небольшой площадью подошвы (примерно от 1 до 25 м²) на плотных песчаных и крупносkeletalных грунтах. Для глинистых же грунтов мы рекомендуем активную зону сжатия h'_a определять из условия (рис. V.13)

$$\max \sigma_z \leq p_{стр}, \quad (M_4)$$

т. е. учитывать сжатие слоев грунта лишь до глубины h'_a , где возникающие сжимающие напряжения будут больше структурной прочности грунтов; причем, для вязких, тугопластичных и твердых глин необходимо учесть и уменьшающее влияние начального градиента напора (см. ниже § V.6); получаемые же величины активной зоны сжатия, как правило, могут не совпадать с обычными рекомендациями, но будут отвечать физической природе явления, что и подтверждается результатами натуральных наблюдений.

Отметим, что для толщи связных *структурно неустойчивых* грунтов (лессовых, вечномерзлых и пр.) необходимо учитывать лишь *остаточную структурную прочность* (после замачивания лессовых или оттаивания вечномерзлых).

Формула окончательной стабилизированной осадки (V.44) для фундаментов на структурно неустойчивых грунтах несколько усложнится.

Действительно, согласно формулам (V.8) и (V.41) [последняя справедлива лишь для давлений от 0,5 до 2,5—4 кг/см² (от 0,05 до 0,25—0,40 МПа)] имеем

$$s = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$

и

$$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = \frac{\Delta e_s}{1 + e_1} = A_0 + m_v p.$$

Подставляя в первое выражение значение $\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$ для просадочных грунтов (равное $A_0 + m_v p$) и полагая $p = \sigma_z$, получим формулу для определения их стабилизированной осадки

$$s \approx \sum_{i=1}^{i=n} A_0 h_i + \sum_{i=1}^{i=n} m_{vi} h_i \sigma_{zi}, \quad (\text{V.45})$$

где A_0 — коэффициент *оттаивания* для вечномерзлых грунтов или коэффициент *просадки* для лёссовых грунтов при замачивании; m_{vi} — коэффициент относительной сжимаемости грунтов в процессе их просадки; n — число учитываемых слоев грунта от подошвы фундаментов до глубины просевшей толщи.

2. Учет составляющих нормальных напряжений в способе послойного суммирования дает более точные результаты по сравнению с рассмотренным ранее приближенным способом учета осевых сжимающих напряжений.

Как известно, относительная деформация выделяемого по оси элемента в общем случае будет равна

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0 (\sigma_x + \sigma_y)]. \quad (\text{н}_1)$$

Разделив правую часть выражения (н₁) на два слагаемых и обозначив

$$\sigma_{cp} = \frac{1}{3} (\sigma_z + \sigma_y + \sigma_x) = \frac{\Theta}{3}, \quad (\text{н}_2)$$

где Θ — сумма нормальных напряжений (первый инвариант напряжений), после небольших преобразований получим

$$\varepsilon_z = \frac{1 + \mu_0}{E_0} \sigma_z - \frac{\mu_0}{E_0} \Theta. \quad (\text{н}_3)$$

Для вычисления σ_z и Θ разработаны вспомогательные таблицы (см. гл. III), поэтому пользоваться формулой (н₃) весьма удобно.

Так как $\varepsilon_z = s/h$, то осадка фундаментов, определяемая по методу послойного суммирования с учетом всех нормальных напряжений, а следовательно, и боковых деформаций грунта, может быть получена

по формуле

$$s = \frac{1 + \mu_0}{E_0} \sum_{i=1}^{i=h_a} \sigma_{zi} h_i - \frac{\mu_0}{E_0} \sum_{i=1}^{i=h_a} \Theta_i h_i. \quad (V.46)$$

Приведем формулы для расчета полной стабилизированной осадки, предложенные проф. Н. Н. Масловым*, в которых за характеристику сжимаемости принимается так называемый модуль осадки ε_p , т. е. величина относительной деформации ($\varepsilon_p = s/h$) при заданном внешнем давлении p в условиях невозможности бокового расширения грунта, позволяющей учесть криволинейность зависимости деформаций грунта от нагрузки.

Осадка элементарного слоя грунта мощностью h в случае действия сжимающих напряжений по трем взаимно перпендикулярным направлениям и невозможности бокового расширения грунта (учитывая, что $s = h\varepsilon_p$)

$$s = h [\varepsilon_{pz} - \mu_0 (\varepsilon_{px} + \varepsilon_{py})], \quad (V.47)$$

где ε_{pz} , ε_{px} , ε_{py} — модули осадки (относительные деформации) при непосредственном и изолированном воздействии на элемент грунта нормальных напряжений, зависящие от величины этих напряжений.

При определении ε_{pz} , ε_{px} , ε_{py} непосредственно из компрессионных испытаний [по кривым $\varepsilon_p = f(p)$] допускается некоторая погрешность, так как в реальных условиях грунт будет работать не *без возможности*, а при *ограниченности* бокового расширения. Для перехода от условий невозможности бокового расширения к его ограниченности проф. Н. Н. Маслов вводит в правую часть выражения (V.47) коэффициент $M_0 = 1/\beta$, где β имеет прежнее значение [формула (V.5)].

Тогда осадка элементарного слоя грунта

$$s = M_0 h [\varepsilon_{pz} - \mu_0 (\varepsilon_{px} + \varepsilon_{py})]. \quad (V.47')$$

Если не учитывать боковое расширение грунта, то следует положить $\mu_0 = 0$ и $M_0 = 1$. Тогда

$$s = h\varepsilon_{pz}. \quad (V.47'')$$

Для вычисления осадки всей активной зоны грунта необходимо суммировать осадки элементарных слоев.

Следует отметить, что в излагаемом ниже (см. § V.6) методе эквивалентного слоя учет всех составляющих нормальных напряжений производится по более простым (а для однородных грунтов — строгим) зависимостям, причем результаты для всей активной зоны даются в замкнутой форме, не требующей суммирования.

Для слоя грунта *ограниченной мощности* (рис. V.14) на несжимаемом скальном основании Девисом и Тейлором предложено решение задачи определения перемещений по любому направлению угловой

* См.: Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., 1968.

точки прямоугольной площади загрузки, включающее восемь матриц коэффициентов влияния, значения которых, полученные с помощью электронной вычислительной машины, позволили авторам составить вспомогательные расчетные графики, один из которых приведен на рис. V.15*.

Определение *осадок* грунта под угловой точкой *c* прямоугольной площади загрузки слоя ограниченной мощности (см. рис. V.14) проводится по формуле

$$s_c = \frac{h}{E_0} (1 + \mu_0) [(1 - \mu_0) m_{zz} + (1 - 2\mu_0) n_{zz}] p, \quad (V.48)$$

где m_{zz} , n_{zz} — матрицы коэффициентов влияния для вертикального перемещения угловой точки под прямоугольной площадью загрузки *слоя ограниченной мощности*, определяемые в зависимости от относительной длины l и относительной ширины b загруженного участка, причем (см. рис. V.14) $l = L/H$, $b = B/H$.

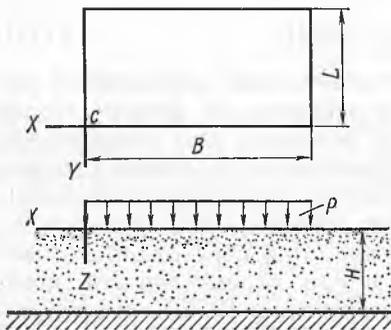


Рис. V.14. Схема действия местной нагрузки на слой грунта ограниченной толщины

В работе автора «Теория и практика фундаментостроения» приводятся графики и для всех других матриц коэффициентов влияния, позволяющие определить по любому направлению *перемещение* угловой точки слоя ограниченной мощности под действием местной равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площадке, а по найденному перемещению угловой точки по методу угловых точек — и перемещение любой точки слоя грунта ограниченной мощности.

Осадки слоистой толщи грунта можно определять по методу послойного суммирования, пользуясь теми же ранее выведенными формулами (V.44) — (V.46); необходимо лишь границы элементарных слоев выбирать так, чтобы они совпадали с границами разделов слоев разной сжимаемости и, конечно, учитывать различную величину модулей деформируемости для различных слоев грунта.

Расчет затухания осадок во времени в методе послойного суммирования возможен лишь ориентировочный для однородных грунтов в случае неглубокого залегания скалы, принимая *приблизженно* очертание эпюры сжимающих напряжений (уплотняющих давлений) *трапецидальным* (как для случая 0—2 уплотняющих давлений); при этом разные точки под нагруженной поверхностью будут иметь разные эпюры уплотняющих давлений. Строгое же решение пространственной задачи уплотнения (как отмечалось ранее) получено лишь для небольшого числа случаев однородных грунтов.

* См. сноску на с. 130.

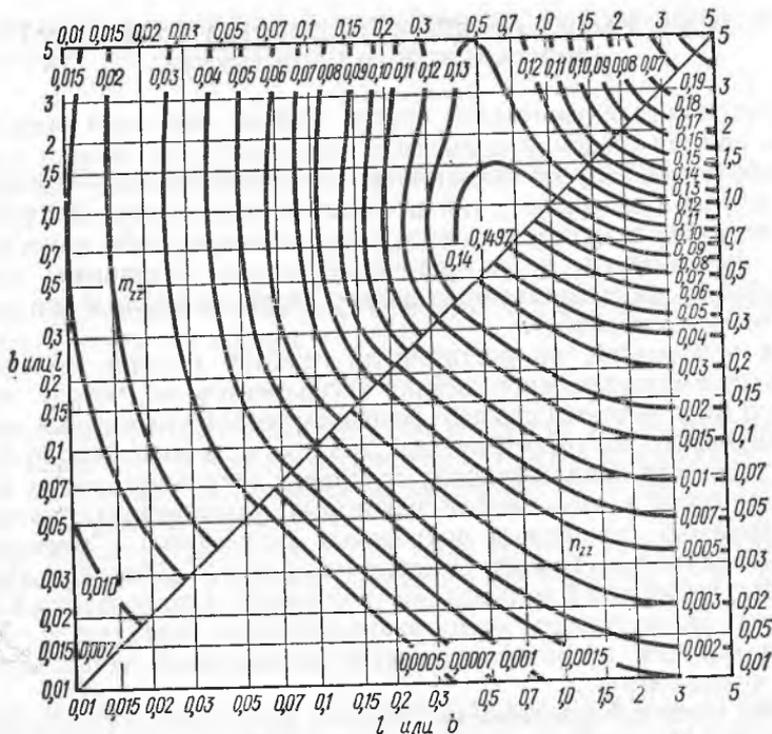


Рис. V.15. Номограмма матрицы коэффициентов влияния m_{zz} и n_{zz}

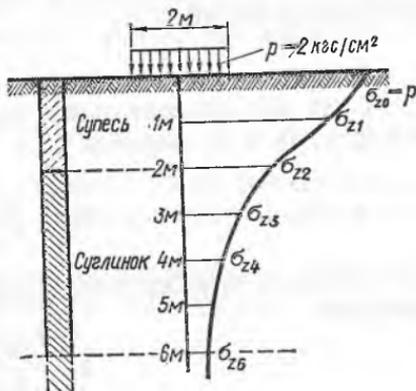
Пример V.3. Определим величину конечной стабилизированной осадки фундамента с площадью подошвы 2×4 м, возводимого на пласте плотной супеси мощностью 2 м, подстилаемом однородным суглинком большой глубины (рис. V.16).

Дано: давление по подошве фундамента $p = 2$ кгс/см² ($\sim 0,2$ МПа), коэффициент относительной сжимаемости для супеси $m_{v1} = 0,005$ см²/кгс и для суглинка $m_{v2} = 0,01$ см²/кгс.

По табл. III.2 определяем коэффициенты K_0 для вычисления σ_z по формуле (III.9), интерполируя для близких значений $2z/b$ и l/b различных глубин (от 0 до 6 м) от подошвы фундамента.

Получим: $\sigma_{z0} = 2$ кгс/см²; $\sigma_{z1} = 1,60$ кгс/см²; $\sigma_{z2} = 0,96$ кгс/см²; $\sigma_{z3} = 0,59$ кгс/см²; $\sigma_{z4} = 0,38$ кгс/см²; $\sigma_{z6} = 0,19$ кгс/см² $\approx 0,019$ МПа.

Рис. V.16. Распределение максимальных сжимающих напряжений в грунте под фундаментом



Сжатие слоев глубже 6 м не учитываем.

Тогда осадка фундамента, определяемая по методу элементарного суммирования (без учета бокового расширения грунта), по формуле (V.44)

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} h_i m_{vi} \sigma_{zi} = 0,005 \left(\frac{2+1,60}{2} \cdot 100 + \frac{1,60+0,96}{2} \cdot 100 \right) + 0,01 \left(\frac{0,96+0,59}{2} \cdot 100 + \frac{0,59+0,38}{2} \cdot 100 + \frac{0,38+0,19}{2} \cdot 200 \right) \approx 3,4 \text{ см.}$$

§ V.6. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ ПО МЕТОДУ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ ГРУНТА

Метод эквивалентного слоя грунта, так же как и все предыдущие методы расчета осадок фундаментов, базируется на теории линейно деформируемых тел, но чрезвычайно упрощает технику вычислений как в случае однородных, так и слоистых напластований грунтов и дает возможность определить не только конечную стабилизированную осадку фундаментов, но и протекание осадок во времени, приводя сложнейшую пространственную задачу теории консолидации к эквивалентной одномерной*.

Для однородных на достаточную глубину грунтов определение полной стабилизированной осадки фундаментов по методу эквивалентного слоя является строгим решением теории уплотнения линейно деформируемого полупространства. Для прогноза же осадок фундаментов на слоистых напластованиях грунтов и затухания осадок во времени принятие в этом методе некоторых упрощающих положений, оправдываемых сравнением получаемых результатов с имеющимися частными случаями строгого решения (например, Гиббсона) и данными натуральных наблюдений за осадками сооружений (что особенно важно), позволяет рассматривать метод эквивалентного слоя как достаточно приемлемый для практических целей инженерный метод прогноза осадок фундаментов.

Вывод основной зависимости. Назовем *эквивалентным слоем грунта* слой, осадка которого при сплошной нагрузке в точности равна осадке фундамента на мощном массиве грунта (полупространстве).

Для определения толщины эквивалентного слоя грунта h_3 приравняем вертикальную деформацию s_0 отдельного слоя грунта при сплошной нагрузке вертикальной деформации s_{II} при местной нагрузке на полупространстве, т. е.

$$s_0 = s_{II} \quad (O_1)$$

А так как относительная деформация слоя грунта при сплошной нагрузке [§ V.2, формула (e₂)]

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1-\mu_0} \right),$$

то, умножая относительную деформацию на полную высоту слоя h_3 , получим

$$s_0 = \frac{ph_3}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1-\mu_0} \right). \quad (O_2)$$

С другой стороны, согласно формуле (V.4)

$$s_{II} = \frac{\omega pb (1 - \mu_0^2)}{E_0}. \quad (O_3)$$

* Основные зависимости метода эквивалентного слоя предложены автором еще в 1934 г. и в последующие годы (1940—1968) значительно усовершенствованы.

Подставляя в выражение (o_1) значения (o_2) и (o_3) и решая уравнение относительно величины h_3 , получим

$$h_3 = \frac{(1 - \mu_0)^2}{1 - 2\mu_0} \omega b. \quad (V.49)$$

Обозначив постоянный для данного грунта коэффициент одним символом

$$A = \frac{(1 - \mu_0)^2}{1 - 2\mu_0}, \quad (V.50)$$

получим следующий простой вид формулы для определения мощности эквивалентного слоя грунта:

$$h_3 = A \omega b. \quad (V.51)$$

Выражение (V.51) показывает, что мощность эквивалентного слоя грунта зависит от бокового расширения грунта (коэффициент A), от формы и жесткости фундамента (коэффициент ω) и пропорциональна ширине подошвы фундамента b .

Зная величину эквивалентного слоя грунта, осадку фундамента заданных размеров и формы определим по формуле (V.9), заменив в ней лишь значение h на h_3 :

$$s = h_3 m_{\text{чр}}. \quad (V.52)$$

Полученная зависимость весьма удобна в применении на практике, тем более что для вычисления эквивалентного слоя грунта нами составлена вспомогательная табл. V.6 значений коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$ как для максимальной и средней осадок гибких фундаментов (по величине $A\omega_0$ и $A\omega_m$), так и осадок абсолютно жестких фундаментов (по величине $A\omega_{\text{const}}$).

Отметим, что для определения осадок фундаментов с круглой площадью подошвы без большой погрешности можно воспользоваться следующим соотношением:

$$\omega_{\text{кр}} \approx \omega_{\text{кв}} \sqrt{\frac{\pi}{4}} \approx 0,887 \omega_{\text{кв}},$$

где $\omega_{\text{кр}}$ — коэффициент формы для фундамента с круглой площадью подошвы; $\omega_{\text{кв}}$ — то же, для фундамента с квадратной площадью подошвы (при $\alpha = l/b = 1$).

Кроме того, между коэффициентами эквивалентного слоя для центра прямоугольной площади абсолютно гибкой нагрузки и ее угловой точки существует простое соотношение

$$A\omega_c = \frac{1}{2} A\omega_0,$$

где $A\omega_c$ — коэффициент эквивалентного слоя для угловых точек прямоугольной площади загрузки.

Для определения осадок фундаментов с *прямоугольной площадью подошвы* пользуются *методом угловых точек* (см. также гл. III), согласно которому рассматриваемую точку располагают так, чтобы она

была угловой; тогда осадка любой точки поверхности грунта под действием равномерно распределенной нагрузки равна алгебраической сумме осадок грунта от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

Здесь следует рассмотреть три основных случая:

- 1) точка M_1 (рис. V.17, а) лежит на контуре загруженного прямоугольника;
- 2) точка M_2 лежит внутри загруженного прямоугольника (рис. V.17, б);
- 3) точка M_3 лежит вне загруженного прямоугольника (рис. V.17, в).

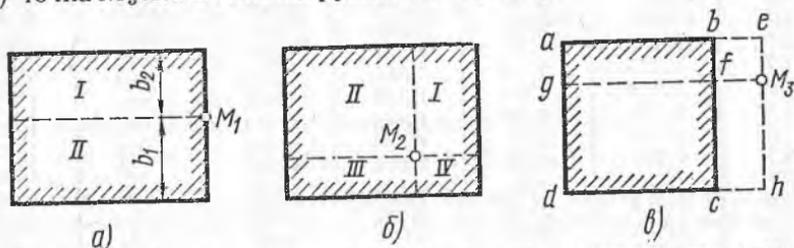


Рис. V.17. Схемы построения прямоугольников загрузки при определении осадок по методу эквивалентного слоя угловых точек

В первом случае осадка точки M_1 определится как сумма осадок угловых точек прямоугольников I и II, т. е.

$$s_1 = (h_{эI} + h_{эII}) m_v p, \quad (П_1)$$

где $h_{эI} = (A\omega_c)_{1b_2}$; $h_{эII} = (A\omega_c)_{11b_1}$.

Во втором случае загруженную площадь разбиваем на четыре прямоугольника так, чтобы точка M_2 была угловой (рис. V.17, б), тогда

$$s_2 = (h_{эI} + h_{эII} + h_{эIII} + h_{эIV}) m_v p, \quad (П_2)$$

где $h_{эI}$ — толщина эквивалентного слоя для соответствующих площадей загрузки.

В третьем случае осадка складывается из алгебраической суммы осадок угловых точек прямоугольников загрузки (рис. V.17, в):

$$I + aeM_3g; II + gM_3hd; III - beM_3f; IV - fM_3hc.$$

Тогда осадка рассматриваемой точки M_3 будет равна

$$s_3 = (h_{эI} + h_{эII} - h_{эIII} - h_{эIV}) m_v p. \quad (П_3)$$

Приведем табл. V.7 значений коэффициента эквивалентного слоя $A\omega_c$ для любых прямоугольных площадей загрузки с отношением сторон $\alpha = l/b$ (l — длина, b — ширина прямоугольной площади загрузки), значительно облегчающую расчеты осадок фундаментов.

Пример V.4. Определить конечную стабилизированную осадку массивного фундамента с площадью подошвы 2×6 м при удельной нагрузке на грунт $2,5$ кгс/см² ($\sim 0,25$ МПа), если коэффициент относительной сжимаемости грунта $m_v = 0,004$ см²/кгс ($\sim 4 \cdot 10^{-8}$ м²/Н) и коэффициент поперечной деформации $\mu_0 = 0,3$. По табл. V.6 при

$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{6}{2} = 3, \quad \mu_0 = 0,3 \quad A\omega_m = 1,89.$$

Значения A_{0c} для угловых точек прямоугольной площади загрузки

α	Значения μ_c					
	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
1,0	0,568	0,598	0,631	0,687	0,790	1,010
1,1	0,595	0,627	0,662	0,720	0,828	1,059
1,2	0,621	0,654	0,690	0,751	0,863	1,104
1,3	0,611	0,679	0,716	0,780	0,896	1,146
1,4	0,667	0,702	0,740	0,806	0,927	1,185
1,5	0,687	0,724	0,764	0,832	0,956	1,222
1,6	0,707	0,745	0,785	0,855	0,988	1,257
1,7	0,725	0,764	0,806	0,878	1,009	1,289
1,8	0,743	0,783	0,825	0,899	1,033	1,321
1,9	0,760	0,800	0,844	0,919	1,057	1,350
2,0	0,775	0,817	0,862	0,938	1,079	1,379
2,1	0,791	0,833	0,878	0,957	1,100	1,406
2,2	0,805	0,848	0,895	0,974	1,120	1,431
2,3	0,819	0,863	0,910	0,991	1,139	1,456
2,4	0,832	0,877	0,925	1,007	1,158	1,480
2,5	0,845	0,890	0,939	1,022	1,176	1,502
2,6	0,857	0,903	0,953	1,037	1,193	1,524
2,7	0,869	0,916	0,966	1,052	1,209	1,546
2,8	0,881	0,928	0,979	1,066	1,225	1,566
2,9	0,892	0,940	0,991	1,079	1,241	1,586
3,0	0,903	0,951	1,003	1,092	1,256	1,605
3,2	0,923	0,972	1,026	1,117	1,284	1,641
3,4	0,942	0,993	1,047	1,140	1,311	1,675
3,6	0,961	1,012	1,067	1,162	1,336	1,708
3,8	0,978	1,030	1,086	1,183	1,360	1,738
4,0	0,994	1,047	1,105	1,203	1,383	1,767
4,2	1,009	1,064	1,122	1,222	1,404	1,795
4,4	1,025	1,079	1,139	1,239	1,425	1,821
4,6	1,039	1,094	1,154	1,257	1,445	1,847
4,8	1,052	1,109	1,169	1,273	1,464	1,871
5,0	1,065	1,122	1,184	1,289	1,482	1,894
5,5	1,096	1,155	1,218	1,326	1,524	1,948
6,0	1,124	1,184	1,249	1,360	1,568	1,998
6,5	1,150	1,211	1,277	1,391	1,599	2,044
7,0	1,178	1,236	1,304	1,420	1,632	2,086
7,5	1,195	1,259	1,328	1,446	1,663	2,125
8,0	1,216	1,281	1,351	1,472	1,692	2,162
8,5	1,236	1,302	1,373	1,495	1,719	2,197
9,0	1,251	1,321	1,393	1,517	1,744	2,230
9,5	1,272	1,340	1,413	1,538	1,769	2,261
10,0	1,288	1,357	1,431	1,558	1,792	2,290
11,0	1,319	1,389	1,465	1,595	1,831	2,344
12,0	1,347	1,419	1,496	1,629	1,873	2,394
13,0	1,372	1,446	1,525	1,661	1,909	2,440
14,0	1,396	1,471	1,551	1,689	1,942	2,482
15,0	1,418	1,494	1,576	1,716	1,973	2,522
16,0	1,439	1,516	1,599	1,741	2,002	2,559
17,0	1,459	1,537	1,621	1,765	2,029	2,594
18,0	1,477	1,556	1,641	1,787	2,055	2,626
19,0	1,495	1,575	1,661	1,808	2,079	2,657
20,0	1,511	1,592	1,679	1,828	2,102	2,687
25,0	1,583	1,668	1,759	1,915	2,202	2,814

α	Значения μ_0					
	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
30,0	1,642	1,730	1,824	1,986	2,284	2,912
35,0	1,692	1,782	1,880	2,047	2,353	3,007
40,0	1,735	1,827	1,927	2,099	2,413	3,084
50,0	1,807	1,903	2,007	2,186	2,513	3,212
60,0	1,865	1,965	2,072	2,257	2,594	3,316
70,0	1,915	2,017	2,128	2,317	2,664	3,404
80,0	1,958	2,063	2,176	2,369	2,723	3,481
100,0	2,030	2,139	2,256	2,456	2,824	3,600

Тогда по формуле (V.51) глубина эквивалентного слоя грунта

$$h_3 = A\omega_m b = 1,89 \cdot 2 = 3,78 \text{ м.}$$

А по формуле (V.52) стабилизированная осадка фундамента заданных размеров с учетом бокового расширения грунта и всей сжатой зоны под фундаментом

$$s = h_3 m_{\sigma} p = 378 \cdot 0,004 \cdot 2,5 = 3,8 \text{ см.}$$

Пример V.5. Определить осадку существующего фундамента с размерами площади подошвы $2,5 \times 5,0$ м при возведении рядом нового фундамента с площадью 5×5 м и нагрузкой на грунт $p = 1$ кгс/см² ($\sim 0,1$ МПа), если грунт характеризуется коэффициентами: $m_{\sigma} = 0,01$ см²/кгс ($\sim 10^{-7}$ м²/Н); $\mu_0 = 0,3$.

Пользуясь методом угловых точек, строим вспомогательные прямоугольники так, чтобы точки 1 и 2 были угловыми (рис. V.18). Для точки 1 для каждого из двух прямоугольников загрузки размером $2,5 \times 5$ м при $\alpha = l/b = 5/2,5 = 2$ и $\mu_0 = 0,3$ по табл. V.7 коэффициент эквивалентного слоя $A\omega_c = 0,938$. Тогда осадка точки

$$s_1 = 2 (A\omega_c b) m_{\sigma} p = 2 \cdot 0,938 \cdot 2,50 \cdot 0,01 \cdot 1 \approx 4,69 \text{ см.}$$

Для точки 2 эквивалентный слой равен удвоенной разности эквивалентных слоев фундамента с площадью подошвы $2,5 \times 7,5$ м и фундамента $2,5 \times 2,5$ м.

Пользуясь коэффициентами табл. V.7, получим

$$s_2 = [2 (1,092 - 0,687) 250] 0,01 \cdot 1 = 2,02 \text{ см.}$$

Таким образом, старый фундамент осядет в сторону нового фундамента с неравномерностью осадок $\Delta s = 4,69 - 2,02 = 2,67$ см.

Изменение осадок во времени. Расчет изменения осадок во времени, т. е. определение осадок фундаментов для любого времени от начала загрузки, является сложнейшей пространственной задачей (см. §.V.4.), решение которой получено лишь для некоторых частных случаев.

Ниже излагается общий инженерный метод приближенного прогноза протекания осадок фундаментов во времени, исходя из некоторой

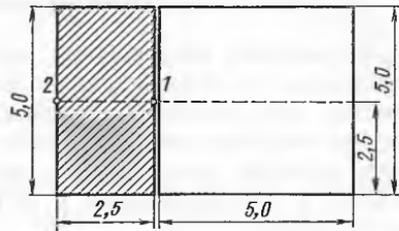


Рис. V.18. К примеру расчета осадок фундаментов по методу угловых точек

средней обобщенной эпюры уплотняющих давлений, убывающих с глубиной, базирующийся на учете главного направления фильтрации воды, выдавливаемой нагрузкой из пор водонасыщенного грунта.

За очертание эпюры уплотняющих давлений грунтовой толщи под фундаментами принимаем приближенно *треугольное очертание*

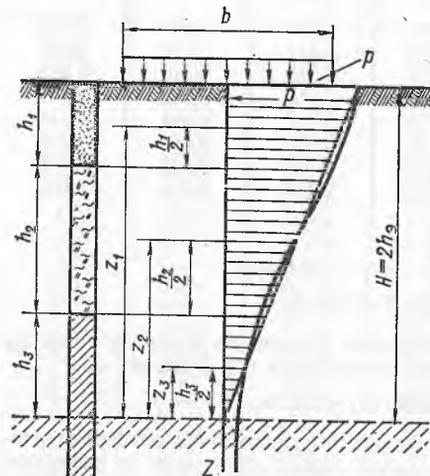


Рис. V.19. Схема построения эквивалентной эпюры уплотняющих давлений

пространства) сложнейших эпюр уплотняющих давлений на простейшую, но эквивалентную им *треугольную эпюру* уплотняющих давлений, как показывают сравнительные расчеты осадок со строгим решением (например, Гибсона — Мак-Нейми), вполне приемлемы для практических целей, что подтверждается также сравнением расчетных осадок с наблюдаемыми в натуре (см. последний раздел настоящего параграфа).

Высота *треугольной эквивалентной эпюры* уплотняющих давлений (рис. V.19)

$$H = 2h_3. \quad (V.53)$$

Согласно рис. V.19 осадка в среднем будет равна

$$s = H m_v \frac{p}{2},$$

а с другой стороны, по строгому решению [формула (V.52)]

$$s = h_3 m_v p.$$

Приравняв правые части последних двух выражений, получим формулу (V.53).

Эквивалентная эпюра уплотняющих давлений соответствует осадке фундамента, полученной с учетом всей сжатой зоны под фундаментом в условиях ограниченного бокового расширения грунта.

Приняв очертание эквивалентной эпюры уплотняющих давлений за *треугольную*, рассчитаем протекание осадок во времени: *при одно-*

сторонней фильтрации (только вверх) — как для рассмотренного ранее случая 2 уплотняющих давлений, убывающих с глубиной по закону треугольника с высотой $H = 2h_3$, а при двусторонней фильтрации (вверх и вниз при наличии на глубине $2h_3$ или меньшей фильтрующей толщи грунтов со свободным выходом воды) — как для случая основного O , т. е. равномерного распределения уплотняющих давлений (математически тождественного случаю треугольного распределения уплотняющих давлений, но при двусторонней фильтрации) * при расчетной толщине слоя грунта, равной h_3 .

Таким образом, будем иметь:

при односторонней фильтрации воды (вверх) осадка фундамента для любого времени t , учитывая выражение (V.25), определится выражением

$$s_t = h_3 m_v p \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \right\}, \quad (V.54)$$

где для рассматриваемого случая

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} t \text{ и } H = 2h_3;$$

для случая же двусторонней фильтрации воды при той же эпюре уплотняющих давлений (с основанием, равным p , и высотой $2h_3$) осадка фундамента для любого времени t , учитывая выражение (V.19)

$$s_t = h_3 m_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right], \quad (V.55)$$

где

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h_3^2} t; \quad c_v = \frac{k_\phi}{m_v \gamma_w}.$$

Отметим, что вычисление осадок s_t можно производить не только по формулам (V.54) и (V.55), пользуясь табл. V.3 значений e^{-x} , но и задаваясь той или иной степенью консолидации U_2 или U_0 (в зависимости от граничных условий фильтрации) и определяя по табл. V.4 соответствующие значения N ; при этом время для достижения данного процента консолидации определяется:

при односторонней фильтрации

$$t = \frac{4H^2}{\pi^2 c_v} N_2; \quad (V.28')$$

при двусторонней

$$t = \frac{4h_3^2}{\pi^2 c_v} N_0. \quad (V.28'')$$

Необходимо также отметить, что за величину давления p при расчете осадок фундаментов следует принимать лишь *добавочное давление* или давление, действующее сверх давления от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, полагая, что деформации грунта от

* См. книгу автора «Механика грунтов». М., 1940, с. 252.

его веса закончились, т. е.

$$p = p_0 - \gamma h_{\phi}, \quad (V.56)$$

где p_0 — величина полного давления от сооружения на уровне подошвы фундамента или (при учете не подвергающейся изменениям структурной прочности грунта) за вычетом структурной прочности; γh_{ϕ} — давление от собственного веса грунта на уровне глубины заложения фундамента h_{ϕ} .

Пример V.6. Построить кривую изменения осадок основания массивного фундамента во времени, если дано: площадь подошвы фундамента 2×3 м, грунт — однородная глина, характеризуемая коэффициентами: $m_v = 0,006$ см²/кгс ($\approx 10 \cdot 10^{-8}$ м²/11), $\mu_0 = 0,4$; $k_{\phi} = 0,15$ см/год; давление на грунт $p = 2,5$ кгс/см² ($\approx 0,25$ МПа).

С помощью табл. V.6 [при $\alpha = l/b = 3/2 = 1,5$, $A\omega_m = 2,07$] определим мощность эквивалентного слоя грунта

$$h_3 = A\omega_m b = 2,07 \cdot 2 = 4,14 \text{ м} = 414 \text{ см.}$$

Тогда полная стабилизированная осадка

$$s = h_3 m_v p = 414 \cdot 0,006 \cdot 2,5 \approx 6,2 \text{ см.}$$

Высота эквивалентной эпюры уплотняющих давлений

$$H = 2h_3 = 2 \cdot 414 = 828 \text{ см.}$$

Для вычисления осадок, соответствующих любому времени (например, $t = 1$ год, 3 года, 5 лет и 10 лет), воспользуемся формулой (V.54).

Предварительно вычисляем

$$c_v = \frac{k_{\phi}}{m_v \gamma_w} = \frac{0,15}{0,006 \cdot 0,001} = 25 \text{ 000 см}^2/\text{год};$$

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} t = \frac{9,87 \cdot 25 \text{ 000}}{4 \cdot 828^2} t \approx 0,09t;$$

для $t = 1$ год

$$s_1 = 6,2 \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-0,09 \cdot 1} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9 \cdot 0,09 \cdot 1} \right] \right\}.$$

Пользуясь табл. V.3, определяем e^{-x} , тогда

$$s_1 = 6,2 \left[1 - 1,62 \left(0,363 \cdot 0,914 + \frac{1}{9} \cdot 1,212 \cdot 0,445 \right) \right] = 2,2 \text{ см.}$$

Для последующих вычислений ограничиваемся первым членом ряда, стоящего в квадратных скобках.

Для $t = 3$ года, $t = 5$ лет и $t = 10$ лет

$$s_3 = 6,2 \left[1 - \frac{16}{\pi^2} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} \right] = 6,2 \left[1 - 1,62 (0,363 e^{-0,09 \cdot 3}) \right] \approx 3,4 \text{ см};$$

$$s_5 = 6,2 (1 - 0,556 e^{-0,09 \cdot 5}) = 3,9 \text{ см};$$

$$s_{10} = 6,2 (1 - 0,556 e^{-0,09 \cdot 10}) = 4,7 \text{ см.}$$

Кривая изменения во времени осадок фундамента, построенная по полученным данным, показана на рис. V.20.

Следует отметить, что рассчитываемые по методу эквивалентного слоя величины осадок достаточно близки к получаемым по строгому

решению (см. график Гиббсона, рис. V.9). Однако при большой степени консолидации (при $U > 0,8 \div 0,9$) важное значение, особенно для плотных глин, приобретает не учитываемая теорией фильтрационной консолидации осадка ползучести скелета грунта, что будет рассмотрено в следующей главе.

Определение активной зоны сжатия по методу эквивалентного слоя. В случае неуплотненных грунтов глубина активной зоны сжатия h_a может быть принята равной высоте эквивалентной эпюры уплотняющих давлений $H = 2h_s$, при этом, как показывают теоретические решения и сопоставления с наблюдениями, эту величину следует рассматривать как $\max h_a$, т. е.

$$\max h_a \approx 2h_s. \quad (V.53')$$

Так как для твердых и плотных грунтов коэффициент $\mu_0 = 0,1 \div 0,2$, а для слабых (неуплотненных и текучепластичных) $\mu_0 = 0,35 \div 0,45$, то, согласно данным табл. V.6, по формулам (V.51) и (V.53') максимальная глубина активной зоны сжатия, влияющая на осадки фундаментов, для слабых грунтов будет значительно больше, чем для плотных и твердых, что полностью и подтверждается на практике.

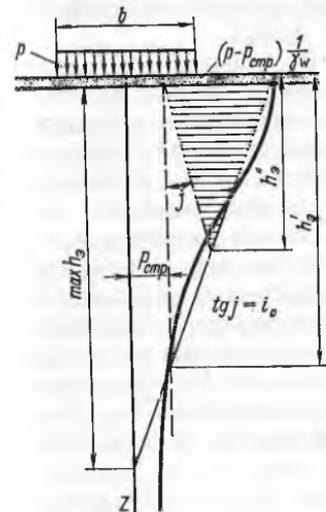


Рис. V.21. Схема определения активной зоны сжатия по методу эквивалентного слоя

Для грунтов, обладающих структурной прочностью ($p_{ср} > 0$), активная зона сжатия будет меньше и, как указывалось ранее, будет соответствовать лишь глубине, где сжимающие напряжения больше $p_{ср}$, что позволяет при известных $p_{ср}$ по эквивалентной эпюре уплотняющих давлений определить соответствующую глубину активной зоны h'_a (рис. V.21); если же в данном грунте фильтрация воды начинается лишь при градиентах $i = \text{tg } j > i_0$, то, принимая во внимание, что конечный напор в грунте под фундаментом будет равен $H = (p - p_{ср}) \frac{1}{\gamma_w}$, получим активную зону сжатия, уменьшенную до величины h'_a .

По рис. V.21 (при постоянных значениях $p_{ср}$ и $i_0 = \text{tg } j$ и одновременном их учете), полагая $p - p_{ср} = p_0$, из геометрических соотношений вытекает, что глубина активной зоны сжатия h_a в общем случае

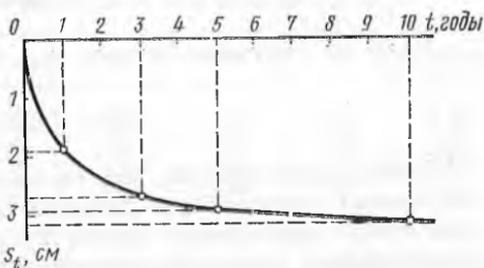


Рис. V.20. Кривая затухания осадок основания фундамента во времени

будет определяться выражением

$$h'_a = 2h_s \left(1 - \frac{i_0}{i_0 + \frac{p}{2h_s \gamma_w}} \right) \frac{p_0}{p}. \quad (\text{V.57})$$

Если же учитывать только $p_{\text{стр}}$, то будем иметь

$$h'_a = 2h_s \frac{p - p_{\text{стр}}}{p}. \quad (\text{V.57}')$$

Необходимо отметить, что во всех рассмотренных случаях очерта-ние эпюры уплотняющих давлений *остается треугольным*, что позво-ляет стабилизированную осадку фундаментов (равную площади эпюры уплотняющих давлений, умноженной на коэффициент относительной сжимаемости) определять по формуле

$$s = \frac{h_a m_v p_0}{2}. \quad (\text{V.58})$$

Степень же консолидации следует рассчитывать по прежним форму-лам: при односторонней фильтрации вверх, как для случая 2 уплот-няющих давлений [например, по формуле (V.25)], и при двусторонней фильтрации — вверх и вниз, как для случая 0 [по формуле (V.19)].

Приближенный учет ограниченности (конечной глубины) сжи-маемой толщи. Если на некоторой глубине залегают несжимаемые скальные породы, возникает необходимость учитывать новое граничное условие, т. е. конечную глубину сжимаемой толщи.

Можно далее полагать, что *ниже глубины $2h_s$ грунты несжимаемы* при данных размерах площади загрузки, так как их осадки не учиты-ваются. Кроме того, если на некоторой глубине от подошвы фундамен-тов структурная прочность грунтов будет больше давлений, возникаю-щих от действия внешней нагрузки на фундаменты, то эти грунты при данных давлениях также можно принимать за несжимаемые.

При ограниченной мощности сжимаемой толщи коэффициент ω в формуле эквивалентного слоя грунта (V.51) будет переменной вели-чиной, зависящей от отношения мощности сжимаемой толщи к ширине фундамента. Для приближенного учета ограниченности сжимаемой толщи по условию залегания несжимаемых грунтов *точно на глубине, равной удвоенной мощности эквивалентного слоя*, Б. И. Далматовым на основе имеющихся решений были определены значения $A\omega'$. Тогда величина эквивалентного слоя ограниченной толщи грунтов будет равна

$$h'_s = A\omega' b, \quad (\text{V.51}')$$

где $A\omega'$ — коэффициент эквивалентного слоя для ограниченной мощ-ности сжимаемой толщи, значения которого, полученные методом последовательных приближений, приведены в несколько сокращенной нами табл. V.8.

Полная стабилизированная осадка и в этом случае определяется по формуле

$$s = h'_s m_v p. \quad (\text{V.52}')$$

Значения $A\omega'$ для ограниченной мощности сжимаемой толщи

μ_0	Отношение сторон прямоугольной площади подошвы $\alpha = \frac{l}{b}$						
	1	1,5	2	3	5	7	10 и более
0,1	0,60	0,76	0,82	0,94	1,02	1,07	1,14
0,2	0,67	0,83	0,92	1,05	1,15	1,23	1,26
0,3	0,83	1,00	1,13	1,29	1,44	1,53	1,59
0,4	1,34	1,67	1,85	2,12	2,49	2,65	2,79

Сравнивая приведенные значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega'$ с основными, например при $\mu_0 = 0,3$ (см. табл. V.6), видим, что учет ограниченности сжимаемой толщи значительно уменьшает мощность активной зоны сжатия грунтов, влияющей на осадки оснований.

Если фактическая глубина залегания несжимаемых пород $h_{\text{скальн}}$ меньше величины $2h'_s$, найденной из условий ограниченности сжимаемой толщи, то расчетную мощность эквивалентного слоя необходимо вычислять с учетом фактической глубины залегания несжимаемых пород, и величину ω , которую обозначим через ω_{mh} , следует определять как функцию отношения ($h_{\text{скальн}}/b$, l/b) по правой части табл. V.2.

В этом случае мощность эквивалентного слоя грунта

$$h_s'' = A\omega_{mh}b. \quad (V.51'')$$

Мы полагаем возможным рекомендовать приближенный учет ограниченности сжимаемой толщи при неглубоком (меньшим или равным глубине $2h_s$) залегании скальных и вообще неуплотняемых пород и значительной (большей 25—50 м²) площади подошвы фундаментов, так как метод эквивалентного слоя однородной толщи для больших площадей загрузки и особенно при учете влияния соседних фундаментов дает несколько завышенные величины осадок.

Расчет осадок фундаментов на слоистой толще грунтов. При слоистой толще грунтов метод эквивалентного слоя уже не является строгим, как в случае однородного полупространства (впрочем, не существует и других строгих решений), но если привести грунт к квазиоднородному (на основе теорем о среднем относительном коэффициенте сжимаемости и о среднем коэффициенте фильтрации слоистой толщи грунтов), то этот метод может использоваться с достаточной для практики точностью как инженерный метод прогноза осадок фундаментов.

Придавая средним значениям определяемых величин значок m (в индексе) и принимая далее за мощность толщи грунтов, влияющую на осадки, глубину активной зоны $H = 2h_s$, выведем формулы для средних величин коэффициента относительной сжимаемости $m_{\text{ит}}$ и коэффициента фильтрации $k_{\text{ф}m}$.

Теорема о среднем относительном коэффициенте сжимаемости при выводе должна учитывать сжимаемость отдельных слоев грунта всей активной зоны сжатия, их тол-

щину и давления, испытываемые каждым слоем от действия внешней нагрузки.

Приняв за основу эквивалентную треугольную эпюру уплотняющих давлений (см. рис. V.19), можно считать, что среднее приведенное давление в середине каждого слоя

$$p_i = \frac{pz_i}{2h_s}, \quad (p_1)$$

где p — внешнее давление на уровне подошвы фундамента; z_i — расстояние от точки, соответствующей глубине $2h_s$, до середины рассматриваемого слоя (см. рис. V.19).

Последнее можно допустить, так как обычно при расчетах осадок коэффициент сжимаемости считают не зависящим от величины внешнего давления, поэтому небольшая неточность в определении давлений мало скажется на величине расчетной осадки, но принятая схема чрезвычайно упрощает расчеты.

Полная осадка всей сжатой зоны грунтов равна, очевидно, сумме осадок отдельных слоев.

Принимая за мощность активной зоны сжатия грунтов величину $2h_s$ и давление, испытываемое каждым пластом грунта, равным в среднем p_i [выражение (p₁)], будем иметь

$$h_s m_{vm} p = h_1 m_{v1} \frac{pz_1}{2h_s} + h_2 m_{v2} \frac{pz_2}{2h_s} + \dots \quad (p_2)$$

Сокращая на p и решая относительно m_{vm} , получим

$$m_{vm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} h_i m_{vi} z_i}{2h_s^2}. \quad (V.59)$$

Если известна глубина активной зоны сжатия h_a например найденная по формуле (V.57'), то получим

$$m'_{vm} = \frac{2 \sum h_i m_{vi} z_i}{h_a^2}. \quad (V.59')$$

Теорема о среднем коэффициенте фильтрации слоистой толщи грунтов $k_{\phi m}$ выводится исходя из положения о том, что потеря напора во всей рассматриваемой толще равна сумме потерь напоров отдельных пластов грунта, т. е.

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \dots \quad (c_1)$$

Так как, по закону фильтрации, расход воды q_{ϕ} через единицу площади поперечного сечения равен

$$q_{\phi} = k_{\phi i} \frac{\Delta H_i}{H}, \quad (c_2)$$

где $k_{\phi i}$ — коэффициент фильтрации и H — длина пути, то

$$\Delta H = \frac{q_{\phi} H}{k_{\phi m}}; \quad \Delta H_1 = \frac{q_{\phi} h_1}{k_{\phi 1}}; \quad \Delta H_2 = \frac{q_{\phi} h_2}{k_{\phi 2}}, \quad (c_3)$$

где h_1, h_2, \dots — толщины отдельных слоев.

Тогда согласно уравнению (с₁) получим

$$\frac{q_{\phi}H}{k_{\phi m}} = \frac{q_{\phi}h_1}{k_{\phi 1}} + \frac{q_{\phi}h_2}{k_{\phi 2}} + \frac{q_{\phi}h_3}{k_{\phi 3}} + \dots, \quad (с_4)$$

откуда

$$k_{\phi m} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{\phi i}}}. \quad (V.60)$$

Отметим, что за величину H следует принимать толщину всей активной зоны сжатия.

Имея значения m_{vm} и $k_{\phi m}$, легко определить для всей слоистой толщи, рассматривая ее как квазиоднородную, величину стабилизированной осадки s_m и осадки для любого времени t , т. е. s_t :

$$s_m = h_3 m_{vm} p; \quad (V.52'')$$

$$s_t = s_m U, \quad (V.21'')$$

где степень консолидации U определяется в зависимости от односторонности или двусторонности главного тока фильтрации поровой воды и значения коэффициента консолидации, в данном случае равного

$$c_{vm} = \frac{k_{\phi m}}{m_{vm} \gamma_w}. \quad (V.11'')$$

Пример V.7. Определить величину полной стабилизированной осадки фундамента с прямоугольной площадью подошвы ($b = 1,6$ м; $l = 3,2$ м) при глубине заложения фундамента $h_{\phi} = 1,5$ м, давлении на грунт $p = 2,0$ кгс/см² ($\sim 0,2$ МПа) и объемном весе грунта выше подошвы фундамента $\gamma = 1,8$ тс/м³ (~ 18 кН/м³).

Фундамент возводится на слоистой толще грунтов (мощность слоев указана на рис. V.22), характеризующихся: 1-й слой (супесь) — $m_{v1} = 0,008$ см²/кгс, 2-й слой (суглинок) — $m_{v2} = 0,012$ см²/кгс и 3-й слой (мощная толща глин) — $m_{v3} = 0,015$ см²/кгс.

При отношении сторон площади подошвы $\alpha = l/b = 3,2/1,6 = 2$ по табл. V.6 для средней осадки (при $\mu_0 = 0,3$) находим

$$A\omega_m = 1,6.$$

Тогда мощность эквивалентного слоя грунта

$$h_3 = A\omega_m b = 1,6 \cdot 1,6 = 2,56 \text{ м.}$$

Высота эквивалентной эпюры уплотняющих давлений

$$2h_3 = 2 \cdot 2,56 = 5,12 \text{ м.}$$

По формуле (V.56) величина расчетного (сверх природного) давления на грунт

$$p = p_0 - \gamma h_{\phi} = 2 - 0,0018 \cdot 150 = 1,73 \text{ кгс/см}^2 \approx 0,173 \text{ МПа.}$$

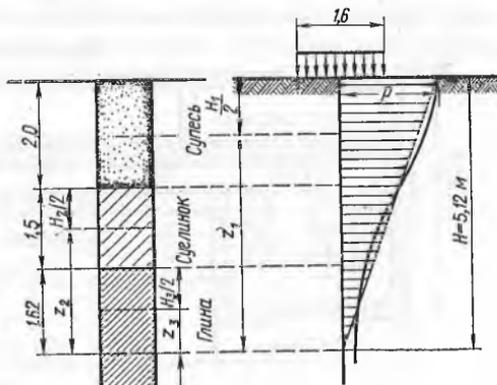


Рис. V.22. К примеру расчета осадок фундамента на слоистых напластованиях грунтов

Для определения полной стабилизированной осадки фундамента необходимо знать величину среднего относительного коэффициента сжимаемости на всю активную зону сжатия.

По профилю напластований грунтов (рис. V.22) определяем расстояние z от середины каждого слоя до глубины $2h_3$: $z_1 = 5,12 - 1 = 4,12$ м; $z_2 = 5,12 - 2,0 - 0,75 = 2,37$ м и $z_3 = 1,62/2 = 0,81$ м.

Величину среднего относительного коэффициента сжимаемости вычисляем по формуле (V.59):

$$m_{vm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} h_i m_{vi} z_i}{2h_3^2} = \frac{2 \cdot 0,008 \cdot 4,12 + 1,5 \cdot 0,012 \cdot 2,37 + 1,62 \cdot 0,015 \cdot 0,81}{2 \cdot 2,56^2} = 0,0098 \text{ см}^2/\text{кгс} \approx 9,8 \cdot 10^{-8} \text{ м}^2/\text{Н}.$$

Тогда величина полной стабилизированной осадки фундамента на трехслойной толще грунтов

$$s = 256 \cdot 0,0098 \cdot 1,73 \approx 4,3 \text{ см}.$$

Некоторые сопоставления. Приведем сопоставление расчетных осадок фундаментов с результатами некоторых непосредственных измерений в натуре.

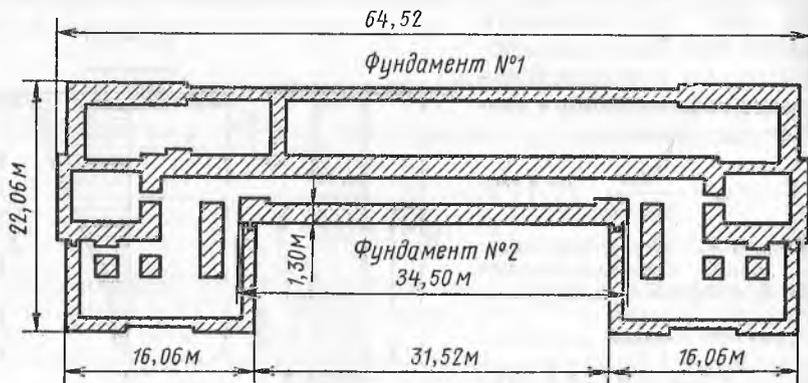


Рис. V.23. План фундаментов школьного здания

На рис. V.23 показан план фундаментов здания школы, для которых были рассчитаны осадки и в течение двух лет проведены замеры их величин в натуре.

Грунты основания рассматриваемых фундаментов представлены трехслойной толщей (слой супеси — 5,3 м, суглинка — 1,9 м и ленточной глины — более 4 м), характеризующейся средним относительным коэффициентом сжимаемости на всю активную зону сжатия $m_{vm} = 0,0223 \text{ см}^2/\text{кгс}$ ($2,23 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{Н}$)*, что дает величину полной стабилизированной осадки по расчету, равную $s = 13,5$ см, и протекание осадок во времени согласно данным, приведенным в табл. V.9. Величины замеренных осадок фундамента приведены в табл. V.10.

* См. нашу книгу «Механика грунтов», 4-е изд. М., 1963, с. 604—608, где приведен подробный расчет осадок рассматриваемого фундамента.

Значения осадок s_t фундаментов № 2 (рис. V.23), рассчитанных по методу эквивалентного слоя

Степень консолидации U	0,25	0,40	0,50	0,70	0,80	0,85	0,90
Осадка s_t , см	3,4	5,4	6,7	9,4	10,8	11,5	12,2
Время t , дни	13	57	106	305	477	600	787

Таблица V.10

Фактические осадки фундамента № 2

s_t , см	2,5	5,1	7,6	8,3	8,7	9,8	10,4	11,4
t , дни	30	88	136	171	220	313	404	572

Сопоставление фактических (замеренных) осадок с расчетными для различных промежутков времени от начала возведения здания, приведенные на рис. V.24, показывает достаточно хорошую сходимость

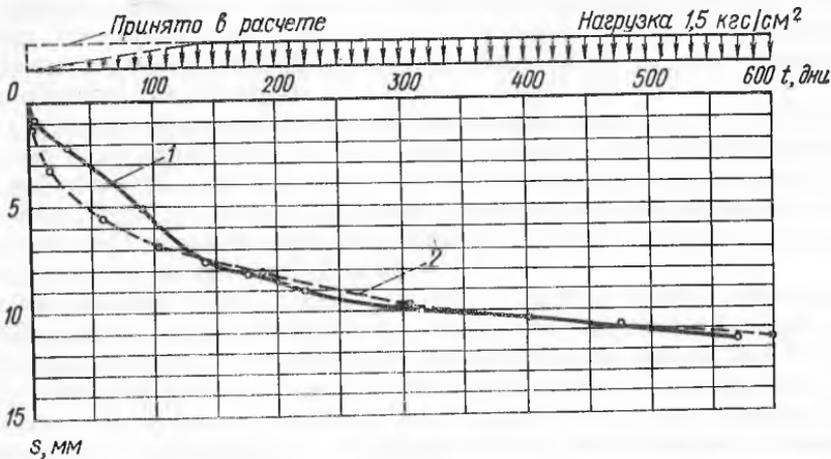


Рис. V.24. Сравнение фактических 1 осадок с расчетными 2 по методу эквивалентного слоя для фундамента № 2 (см. рис. V.23)

расчетных (по методу эквивалентного слоя) и замеренных в натуре осадок фундаментов, даже в случае слоистой толщи грунтов. Некоторые же расхождения в начале наблюдений можно объяснить тем, что расчет осадок фундаментов произведен на полную нагрузку с самого начала возведения фундаментов, в то время как в натуре нагрузка возрастала постепенно в течение около 5 месяцев.

Приведем еще некоторые новейшие данные. Так, по данным, опубликованным в материалах Таллинского совещания по строительству

на слабых грунтах (1965), в докладах Б. И. Далматова, С. Н. Ситникова и др. [ЛИСИ], отмечается хорошая сходимость для многих объектов замеренных осадок с рассчитанными по методу эквивалентного слоя. Например, для Дома Советов в Ленинграде осадка, рассчитанная по СНиПу (метод элементарного суммирования без учета бокового расширения грунта), равна 20,8 см, замеренная за 26 лет (замеры многократно повторялись, так как осадки возрастали) — 38,8 см, а рассчитанная по методу эквивалентного слоя стабилизированная осадка — 42 см; для оснований гостиницы «Россия» (также в Ленинграде): по СНиПу осадка — 15 см, по методу эквивалентного слоя — 43 см; замеренная полная осадка — 45,3 см; для двенадцатиэтажного жилого здания (примерно в таких же условиях): осадка по СНиПу — 31 см, по методу эквивалентного слоя — 51 см и замеренная через один год от начала возведения фундаментов — 35 см.

Таким образом, можно считать установленным, что если с достаточной точностью определены расчетные характеристики грунтов и правильно выбраны граничные условия задачи (расчетные схемы), прогнозируемые величины осадок с достаточной для инженерных целей точностью будут отвечать наблюдаемым в натуре.

ГЛАВА VI

РЕОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ И ИХ ЗНАЧЕНИЕ

Область науки, рассматривающая протекание деформаций различных материалов *во времени* под действием приложенных к ним усилий без изменения их вещественного состава называется *реологией* (от греческого слова *ρεο* — течь) — *учение о течении материалов*.

Исследования отдельных вопросов реологии начались давно (Е. Бингам — 1922, М. Рейснер — 1943, и др.), но лишь в последние десятилетия получили весьма широкое развитие в связи с использованием различных материалов при высоких давлениях и температурах, применением пластических масс, смол и т. п. Эти исследования особенно важное значение приобрели в геологии и механике грунтов — в задачах, связанных с весьма длительным действием нагрузок, когда могут накапливаться в грунтах и скальных породах значительные *деформации ползучести* или же когда имеет место расслабление в них напряжений (*релаксация*).

Снижение прочности грунтов необходимо знать для выбора расчетных сопротивлений грунтов как оснований и материала для сооружений. Деформации ползучести могут достигать для некоторых грунтов при соответствующих давлениях значительной величины и поэтому опасны при эксплуатации сооружений, особенно подверженных постоянным сдвигающим нагрузкам.

Так, например, как показали наши опыты в МИСИ («Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5), деформации ползучести для уплотненных глин достигали 36,4—165% (см. ниже табл. VI.1) от величины деформаций при их фильтрационной консолидации, т. е. с этими величинами, конечно, необходимо считаться, особенно при возведении сооружений на тугопластичных, полутвердых и твердых глинах.

На важность учета ползучести глинистых грунтов для устойчивости и прочности подпорных сооружений и природных склонов указывал еще в 1934 г. проф. Н. П. Пузыревский. По этим вопросам опубликован ряд работ и других ученых СССР: Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна, Г. И. Тер-Степаняна, а проблемам общей реологии грунтов — вначале вечномерзлых и мерзлых (на важность чего указывалось еще в книге «Основания механики мерзлых грунтов» Н. А. Цытовича и М. И. Сумгина, изд. 1937 г., где впервые приведены реологические кривые мерзлых грунтов при одноосном сжатии), а затем и плотных глинистых — посвящены работы С. С. Вялова, С. Р. Месчяна, Ю. К. Зарецкого и

др. В области горной механики известны работы Ж. С. Ержанова, Ю. К. Зарецкого; наконец, по реологии дисперсных тел — работы П. А. Ребиндера, М. П. Волорovichа, И. М. Горьковой и др.

Это краткое и далеко не полное перечисление отечественных ученых, работающих по проблеме реологии в механике грунтов, указывает на актуальность данной проблемы, обсуждению которой посвящены в последние годы ряд конференций, совещаний и симпозиумов (например, Международный симпозиум «Реология в механике грунтов», Франция, Гренобль, 1964 г., Координационное совещание по реологии во ВНИИГе, 1966 г., и др.).

В настоящей главе рассматриваются реологические процессы, главным образом в глинистых грунтах, и их значение в механике грунтов.

Эти процессы для водонасыщенных глин протекают одновременно с фильтрационной консолидацией, но не заканчиваются вместе с ней, а продолжают иногда весьма длительное время и по окончании фильтрационного уплотнения. Ползучесть же скелета грунта «в чистом виде» может быть исследована лишь после окончания процесса фильтрационной консолидации.

Рассмотрим *физические причины*, обуславливающие протекание основных реологических процессов в глинистых грунтах: *релаксации напряжений и деформации ползучести*.

Непосредственные опыты по одноосному и трехосному сжатию, сдвигу и кручению показывают, что сопротивление связных глинистых грунтов внешним силам зависит от времени действия нагрузки: при быстром возрастании нагрузки оно будет наибольшим, при медленном возрастании и длительном действии уменьшается, при этом развиваются, даже при неизменном физическом состоянии, нарастающие во времени деформации (ползучесть).

Как было рассмотрено в предыдущих главах, глинистые грунты представляют собой очень сложные системы дисперсных тел с внутренними связями двух родов: жесткими — цементационно-кристаллизационными и вязкими — водно-коллоидными, при этом неоднородность внутренних связей грунтов обуславливает наличие агрегатов грунто-вых частиц различной связанности, различной прочности.

При действии внешних нагрузок жесткие связи по мере увеличения приходящихся на них усилий постепенно разрушаются (вначале менее прочные, затем более прочные), в агрегатах грунтовых частиц возникают *микротрещины* с одновременным появлением новых водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей, приобретающих особое значение вследствие уменьшения расстояния между частицами грунтов.

Снижение прочности грунтов происходит в процессе их деформирования. Рассмотрим кривую изменения деформаций глинистых грунтов во времени при практически неизменном их физическом состоянии (когда процесс фильтрационной консолидации закончился) и при нагрузке, большей нач $p_{кр}$.

На кривой ползучести (рис. VI.1, а), кроме мгновенной деформации Oa следует различать три стадии (см. также § IV.1): стадию I (отрезок

ab) — неустановившейся ползучести; стадию II (отрезок bc) — установившейся ползучести или пластического течения с практически постоянной скоростью деформирования и стадию III (отрезок cd) — прогрессирующего течения со все возрастающей скоростью деформирования.

Как показали соответствующие исследования (в том числе и кристаллооптические) М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой; Е. П. Шушериной, С. С. Вялса, Н. К. Пекарской и Р. В. Максимьяк; А. К. Ларионова, а также наши опыты в МИСИ и др., основными факторами, обуславливающими стадии ползучести, являются *перестройка структуры* грунтов (с разрывом старых и образованием новых структурных связей) и *возникновение и развитие микротрещин*.

В первой стадии (затухающей ползучести) происходит уменьшение (закрытие) существующих микротрещин, причем наблюдается уменьшение объема грунта.

Во второй стадии (пластично-вязкого течения) происходит лишь перестройка структуры при практически неизменном объеме грунта, причем нарушение существующих жестких или полужестких структурных связей полностью компенсируется возникновением новых водно-коллоидных и молекулярно-контактных связей, а протекающая вязкая деформация (главным образом водно-коллоидных оболочек, прочно связанных с минеральными частицами) обуславливает новую структуру, все менее сопротивляющуюся действию внешних сил: агрегаты же частиц и отдельные частицы как бы выстраиваются по направлению действующих усилий, и в чешуйчатых глинистых частицах возникают по направлению усилий *микросдвиги* (опыты А. Я. Туровской в ДИИТе и др.).

На третьей стадии (прогрессирующего течения) увеличивается объем грунта и уменьшается общее его сопротивление вследствие появления (при определенной величине относительных перемещений частиц грунта и их агрегатов) новых микротрещин, которые вместе с имеющимися дефектами и микротрещинами продолжают расти, обуславливая все ускоряющуюся деформацию, приводящую грунт в *хрупкое* разрушение или в *вязкое* течение, сопровождающееся выдавливанием его в стороны от нагруженной поверхности.

Как показано С. С. Вяловым (1959) и подтверждено последующими исследованиями (в МИСИ, в НИИ оснований), установившаяся ползучесть всегда переходит в *прогрессирующую*, но при разной длительности действия нагрузки: чем больше время действия нагрузки, тем при меньшей нагрузке достигается прогрессирующая ползучесть и, согласно нашим и другим опытам, лишь при достижении деформацией

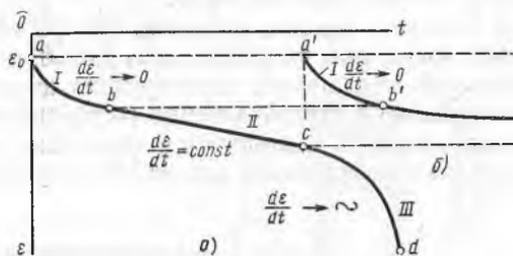


Рис. VI.1. Кривые незатухающей (а) и затухающей (б) ползучести

некоторой определенной для данного грунта и данного его физического состояния величины.

Следует заметить, что, как показали исследования мерзлых грунтов МГУ (Е. П. Шушериной, 1964—1966), коэффициент относительной поперечной деформации μ_0 в процессе ползучести не является величиной постоянной, а зависит от степени деформирования и для прогрессирующего течения может быть больше половины, т. е. $\mu_0 \geq 0,45 \div 0,5$, что показывает на разуплотнение грунта в стадии прогрессирующей ползучести.

Напомним также, что величина μ_0 для глин зависит от их консистенции, изменяясь в фазе уплотнения от $\mu_0 = 0,1$ (для твердых глин) до $\mu_0 = 0,5$ (для текучих).

Следует, однако, помнить, что установившаяся ползучесть возникает лишь при напряжениях, больших определенного предела, при меньшей же величине действующих напряжений (нагрузке) ползучесть не перейдет в стадию течения (установившейся ползучести), т. е. грунт будет обладать длительной прочностью, и при любом времени действия нагрузки деформации его будут затухающими (рис. VI.1, б).

§ VI.1. РЕЛАКСАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ И ДЛИТЕЛЬНАЯ ПРОЧНОСТЬ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Физические предпосылки. Так как в фазе ползучести деформации глинистых грунтов нарастают во времени, то для поддержания некоторой определенной величины деформации требуется все меньшая с течением времени величина действующих напряжений.

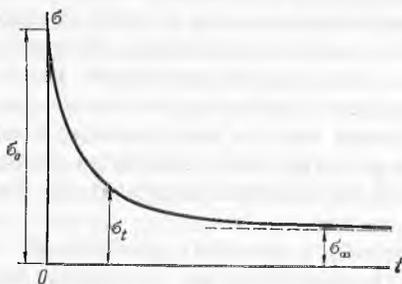


Рис. VI.2. Кривая длительной прочности мерзлых грунтов

Процесс уменьшения во времени (расслабления) действующих напряжений при неизменной деформации носит название *релаксации напряжений*.

Релаксация напряжений, обусловленная разрушением структурных связей в связных (глинистых, мерзлых и т. п.) грунтах, в процессе ползучести всегда имеет место, но величины напряжений падают не до нуля, а лишь до некоторой величины, которая в дальнейшем остается

постоянной. Существовало все же мнение (С. Р. Месчан, Н. В. Жуков и др.), что прочность глинистых грунтов в процессе ползучести при сдвиге не снижается, а нарастает, что, однако, не подтверждается специальными опытами НИИ оснований (С. С. Вялов и Н. К. Пекарская, 1966), согласно которым в процессе ползучести глинистых грунтов сопротивление их при весьма длительных нагрузках всегда меньше мгновенного.

В соответствии с изложенным следует различать следующие характерные прочностные показатели грунтов, обладающих реологическими свойствами: *мгновенную прочность* σ_0 — практически мгновенное сопротивление грунта в самом начале загрузки; *временную*, т. е. изменяющуюся во времени прочность σ_t , вызывающую разрушение грунта за определенный промежуток времени t , и *длительную прочность* σ_∞ или наименьший предел прочности при релаксации напряжений (рис. IV.2), ниже которого сопротивление не снижается.

Для прогноза изменений прочности грунтов во времени σ_t можно пользоваться формулами, предложенными как С. С. Вяловым (VI.1), так и Ю. К. Зарецким (VI.2),

$$\sigma_t = \frac{b}{\ln \frac{t}{B}}; \quad (\text{VI.1})$$

$$\sigma_t = \sigma_0 - (\sigma_0 - \sigma_\infty) \frac{t}{T_p + t}, \quad (\text{VI.2})$$

где b , B и T_p — параметры уравнений (VI.1) и (VI.2), определяемые опытным путем*.

Снижение напряжений при неизменной деформации (релаксация) для грунтов различной структуры и разной консистенции весьма различно: для твердых и полутвердых глин — до 10—20%, для пластичных — до 30—60% и текучепластичных — до 80%, а для льдистых мерзлых и вечномерзлых грунтов — в 5 раз и более.

Опытные исследования. Исследования релаксации напряжений и определение длительной прочности грунтов могут быть выполнены несколькими методами: 1 — метод прямого измерения релаксации напряжений (Э. В. Костерина, МИСИ, 1957); 2 — метод динамометрического определения изменения прочности (С. С. Вялова, 1966) и 3 — метод шарикового штампа (Н. А. Цытовича, 1947).

Первый метод применяют, главным образом, при исследовательских лабораторных работах, так как он требует тонкой измерительной аппаратуры; второй и третий — весьма простые методы, дают возможность почти автоматически определять длительную прочность грунта по одному монолитному образцу связных грунтов; их можно рекомендовать для применения на практике как весьма удобные и требующие незначительного (хотя несколько более длительного) времени для испытаний, причем последний метод — шариковая проба — с успехом применяется на практике.

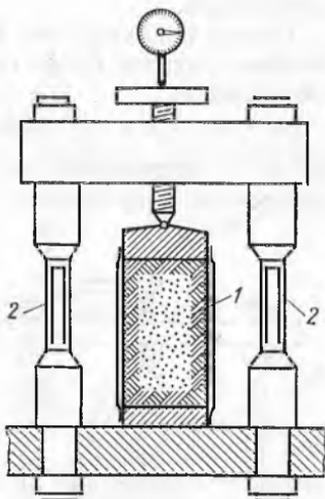


Рис. VI.3. Прибор для прямого измерения релаксаций напряжений в образцах глинистых грунтов:

1 — исследуемый образец; 2 — измерительные тяги с наклеенными датчиками сопротивления

* См.: Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная). М., 1973, гл. III.

В методе прямого измерения релаксаций напряжений применяют прибор, показанный на рис. VI.3. Он отличается от обычного уплотняющего пресса тем, что тяги прибора выполнены в виде трубок, разрезанных вдоль оси на четыре равные части, на которые наклеиваются проволочные датчики сопротивления (из коих половина — температурных) для измерения релаксации напряжений в образце грунта при неизменной заданной величине его деформации.

Опыты показали, что в условиях свободного бокового расширения связных грунтов будет справедливо (с поправкой на σ_{∞}) следующее соотношение:

$$(\sigma_t - \sigma_{\infty}) = (\sigma_0 - \sigma_{\infty}) t^{-n}, \quad (VI.3)$$

где σ_t — напряжение в данный момент времени; σ_{∞} — предельно длительное напряжение; σ_0 — начальное напряжение; t — время от начала опыта; n — параметр, характеризующий скорость релаксации напряжений ($n < 1$).

Интересно отметить, что параметр релаксации напряжений для высокомолекулярных соединений, по данным лаборатории АН СССР (работы Б. В. Дерягина и др.), имеет также значение меньше единицы.

Кроме того, опытами в МИСИ (Известия АН СССР, ОТН, 1957, № 4) установлено разрушение структурных связей при определенной величине относительной деформации грунта.

При динамометрическом методе применяют прибор (конструкции В. Ф. Ермакова), показанный на рис. VI.4*, пользуясь которым, по способу С. С. Вялова непосредственно и почти автоматически определяется длительная прочность связных грунтов. Для этого при помощи динамометра к образцу грунта прикладывается нагрузка (несколько меньшая мгновенной проч-

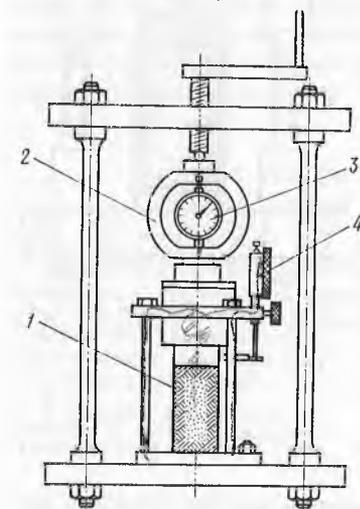


Рис. VI.4. Динамометрический прибор:

1 — образец грунта; 2 — динамометр; 3 — индикатор динамометра; 4 — индикатор измерения деформаций образца

ности) и производится замеры деформаций образца грунта и отсчеты показаний динамометра, пока не будет достигнута (при стабилизированном состоянии) длительная прочность грунта.

По результатам непосредственных измерений определяют:

λ_0'' — начальную деформацию образца грунта;

λ_k' — конечную деформацию динамометра;

P_0 — начальную нагрузку на образец грунта;

* Подобный прибор для исследования механических свойств мерзлых грунтов был предложен автором книги еще в 1938 г. (Труды Комитета по вечной мерзлоте, т. X. М., 1940).

P_k — конечную (стабилизированную) нагрузку на образец грунта (отсчитываемую по динамометру).

Тогда длительная прочность грунта $P_{дл}$ с учетом поправки на деформируемость динамометра (по С. С. Вялову)

$$P_{дл} = P_k \frac{P_0}{A_n (\lambda_k')^m} = P_k \left(\frac{\lambda_0''}{\lambda_k'} \right)^m \quad (VI.4)$$

и на единицу площади F равна

$$p_{дл} = \frac{P_{дл}}{F}, \quad (VI.4')$$

где параметр A_n (модуль начальной деформации грунта) и параметр m (коэффициент упрочнения) определяют по графику, построенному в логарифмических координатах давления P_i и деформации грунта λ_i'' , измеренных непосредственно (рис. VI.5):

$$A_n = e^{y_0}$$

$$m = \frac{\Delta (\ln P_0)}{\Delta (\ln \lambda_0'')}.$$

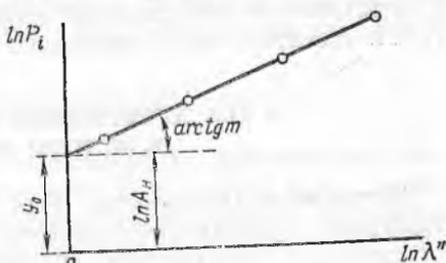


Рис. VI.5. Определение параметров релаксации напряжений по логарифмическому графику

Метод шаровой пробы изложен при определении сцепления грунтов в гл. II. Здесь мы лишь отметим, что нагрузив шаровой штамп некоторой постоянной нагрузкой, необходимо замерять осадки шарового штампа до их стабилизации, причем *автоматически* деформации прекратятся тогда, когда штамп придет в равновесие. Достигнутое при этом удельное давление и будет *длительным сопротивлением* грунта.

Среднее давление на шаровой отпечаток в грунте

$$p_{ср} = \frac{P}{\pi D s_f}, \quad (VI.5)$$

где P — внешняя нагрузка на шаровой штамп; D — диаметр шарового штампа; s_f — осадка шарового штампа в грунте для любого времени.

Если вместо осадки s_f подставить $s_{дл}$, т. е. величину длительной установившейся (стабилизированной) осадки, и учесть увеличение предельного давления (прочности) грунта с глубиной на величину боковой пригрузки $\gamma h_{ф}$ (где $h_{ф}$ — глубина заложения фундамента), то окончательно будем иметь

$$\text{пред } p_{дл} = \frac{P}{\pi D s_{дл}} + \gamma h_{ф}, \quad (VI.5')$$

где $s_{дл}$ — длительная установившаяся осадка, приблизительно равная удвоенной осадке за 30 мин ($s_{дл} \approx 2 s_{30}$) или по ГОСТ 24048—75, осадке за 8 ч наблюдений с введением в пред $p_{дл}$ понижающего коэффициента $k = 0,8$.

Отметим, что формула (VI.5), определяющая предельно длительное сопротивление связных грунтов (которое больше нач $p_{кр}$), как установлено многочисленными опытами со связными грунтами (в том числе и с мерзлыми *), полностью применима для оценки длительного сопротивления грунтов и позволяет однозначно определять эту сложную характеристику их реологических свойств. Конечно, простое испытание с помощью шарового штампа должно быть произведено с достаточной повторностью, чтобы получить осредненные результаты, что не составит особых затруднений. Как пример на рис. II.30 приведена кривая релаксации сил сцепления связного грунта при длительном действии нагрузки.

Отметим, что причиной релаксации напряжений грунтов согласно произведенным исследованиям (Б. Ф. Рельтова и др.) следует считать переход с течением времени части упругих деформаций (обратимых) в пластические необратимые преимущественно за счет снижения (по Н. Н. Маслову) сил сцепления грунтов.

§ VI.2. ДЕФОРМАЦИИ ПОЛЗУЧЕСТИ ГРУНТОВ И МЕТОДЫ ИХ ОПИСАНИЯ

Затухающая ползучесть. Как было рассмотрено в предыдущем параграфе, существенное значение для практики (особенно при тугопластичных, полутвердых и твердых глинистых грунтах) имеют *затухающая ползучесть* (стадия I по рис. VI.1) и в некоторых случаях (для сооружений, у которых может быть допущена определенная величина деформаций основания, накапливающаяся с течением времени за срок существования сооружения) *установившаяся ползучесть* (стадия II по рис. VI.1) или пластично-вязкое с постоянной скоростью течение грунтов основания; *прогрессирующее же течение* (стадия III по рис. VI.1) в основаниях сооружений ни в коем случае допускать нельзя, так как оно ведет к катастрофическим деформациям оснований.

При исследовании затухающей неустановившейся ползучести грунтов необходимо различать объемную ползучесть (имеющую место при местном или общем сжатии, например при компрессии) и ползучесть при сдвиге при постоянно действующих горизонтальных усилиях в основаниях сооружений (например, подпорных сооружений — ограждений стенок, дамб, плотин и т. п.).

Затухающая ползучесть имеет место в основаниях сооружений лишь при внешних давлениях, не превосходящих определенной величины, соответствующей наступлению стадии пластично-вязкого течения.

В процессе затухающей ползучести коэффициент вязкости глинистых грунтов все время возрастает вследствие уплотнения и упрочнения водно-коллоидных оболочек минеральных частиц, закрытия микротрещин и возникновения новых структурных связей.

Рассмотрим затухающую ползучесть глинистых грунтов, обуславливающую так называемую *вторичную* (вязкоползучую) их *консолидацию*.

* См.: Вязов С. С. Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов. М., 1959.

Вязкоползучая деформация, как указывалось ранее (см. § 1.5), возникает вследствие деформаций ползучести скелета грунта, причем наиболее применимой для глинистых грунтов (согласно многочисленным опытам С. Р. Месчяна и др.) теорией ползучести является интегральная теория линейной наследственной ползучести (Большмана — Вольтерра, впервые примененная к грунтам В. А. Флориным в интерпретации Г. Н. Маслова — Н. Х. Арутюняна), имеющая наибольшую общность по сравнению с многоэлементными реологическими моделями ползучести.

Основными уравнениями при решении задач по линейной теории наследственной ползучести являются *уравнения состояний* скелета грунта [например, выражение (II.38)] и сжимаемости газосодержащей поровой воды [формула (II.40)].

Уравнение напряженно-деформированного состояния грунтов при затухающей ползучести и однократном нагружении [формула (II.38)] будет

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{\text{мгн}}} + \bar{K}(t - t_0) \sigma(t_0) \Delta t_0,$$

где первый член правой части означает мгновенную деформацию в момент t (при модуле мгновенной деформации $E_{\text{мгн}}$), второй член характеризует деформацию, которая накапливается во времени и пропорциональна напряжению $\sigma(t_0)$, промежутку времени действия Δt_0 и некоторой функции $\bar{K}(t - t_0)$, зависящей от времени, прошедшего с момента t_0 (ядру ползучести).

При непрерывном нагружении [формула (II.38)]

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_{\text{мгн}}} \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t - t_0) \sigma(t_0) dt_0 \right],$$

где $K(t - t_0) = \bar{K}(t - t_0) E_{\text{мгн}}$.

Наиболее оправдывается опытом для глинистых грунтов экспоненциальное ядро ползучести, как отмечалось ранее [см. формулу (II.39)], имеющее следующий вид:

$$\bar{K}(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1(t - t_0)},$$

где δ , δ_1 — *параметры ползучести* (коэффициент ядра ползучести δ и коэффициент затухания ползучести δ_1), определяемые опытным путем.

Для пластично-мерзлых грунтов ядро ползучести предложено Ю. К. Зарецким. (О реологических свойствах пластично-мерзлых грунтов... «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1972, № 2)

$$K(t - \tau) = \frac{BT}{(T + t - \tau)^2};$$

причем

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \int_0^t K(t - \tau) f(\sigma) d\tau,$$

$$f = \frac{\sigma}{\sigma_\infty - \sigma},$$

где B — параметр, определяемый опытом (безразмерный); T — параметр, соответствующий 50% степени стабилизации деформации, зависящий от напряженного состояния и времени (размерность — время).

В условиях ползучести и сложного напряженного состояния

$$\varepsilon = \varepsilon_{i0} + \frac{B\sigma_i t}{T_0(\sigma_{i0} - \sigma_{i\infty}) + (\sigma_{i\infty} - \sigma_i)t},$$

где i означает интенсивность деформаций и напряжений сдвига; T_0 — параметр, определяемый опытом (размерность — время).

Определение параметров экспоненциального ядра ползучести. При определении параметров ползучести глинистых грунтов по результатам дренированных компрессионных испытаний необходимо обеспечить полное насыщение образцов грунта водой, что будет соответствовать отсутствию пузырьков воздуха в поровой воде (насыщение образцов грунта водой достигается под вакуумом), и для каждой ступени нагрузки определить:

1) коэффициент начального порового давления [формула (V.29)]

$$\beta_0 = \frac{p_{w0}}{p},$$

где p_{w0} — замеренное непосредственно после загрузки начальное поровое давление воды; p — полное давление при данной ступени нагрузки;

2) коэффициент относительной сжимаемости грунта в стабилизированном конечном для данной ступени нагрузки состоянии (коэффициент конечной относительной сжимаемости) m_v^k , определяемый по выражению

$$m_v^k = \frac{s_{\infty}}{\rho_i h_i},$$

где s_{∞} — стабилизированная осадка грунта при данной ступени нагрузки; ρ_i — полное давление для данной ступени нагрузки; h_i — высота испытываемого слоя грунта.

3) коэффициент относительной сжимаемости в момент приложения нагрузки (коэффициент первичной относительной сжимаемости) m'_v , определяемый в зависимости от компрессионных и фильтрационных свойств грунта по формуле, вытекающей из выражения (V.11):

$$m'_v = \frac{k_{\phi}}{\gamma_w c_v},$$

где k_{ϕ} , c_v — коэффициенты фильтрации и консолидации в начале компрессионного уплотнения (например, при степени консолидации $U_0 = 0,2$ или $U_0 = 0,3$).

Имея показатели β_0 , m_v^k и m'_v по результатам наблюдения осадки испытываемого образца грунта после спада до нуля порового давления ($p_w = 0$), определяют относительные скорости осадки за счет ползучести скелета грунта для различных промежутков времени, а по ним и величину *коэффициента затухания ползучести* δ_1 .

Для этого строят график (рис. VI.6) зависимости логарифма скорости относительной осадки на единицу давления $\left(\ln \frac{\dot{s}}{\rho h}, \text{ где } \dot{s} = \frac{\Delta s}{\Delta t}\right)$ от времени t , тогда тангенс угла наклона полученной полулогарифмической прямой к оси t (как вытекает из принятой формы ядра ползучести) будет численно равен коэффициенту затухания ползучести δ_1 (1/мин)*. Таким образом,

$$\delta_1 = \operatorname{tg} \zeta. \quad (\text{VI.6})$$

Зная величину коэффициента затухания ползучести δ_1 , коэффициент ядра ползучести δ можно определить по формуле

$$\delta = \delta_1 \frac{m''_v}{m'_v}, \quad (\text{VI.7})$$

где m''_v — вторичный коэффициент относительной сжимаемости (за счет ползучести скелета грунта).

Последняя величина, исходя из принятой экспоненциальной зависимости для ядра затухающей ползучести, определяется выражением

$$m''_v = \frac{m''_v^k - m'_v}{1 - e^{-\delta_1 t_k}},$$

где t_k — время практически полной стабилизации осадки (при данной ступени нагрузки).

Приведенные выражения позволяют однозначно определять параметры затухающей ползучести, необходимые для описания процесса ползучести по линейной (в отношении напряжений) теории наследственной ползучести, используемые в расчетах добавочных осадок грунтовых оснований, вызываемых ползучестью грунтов, что будет рассмотрено в следующем параграфе.

Необходимо все же отметить, что для определения параметров ползучести δ и δ_1 по результатам дренированных компрессионных испытаний требуются продолжительные (несколько дней) и достаточно точные измерения осадок испытываемых образцов грунта.

Как было показано**, время наблюдений при определении параметров ползучести можно сократить примерно до одного дня, если определение производить по результатам *недренированных испытаний* (по закрытой системе) образцов не полностью водонасыщенных (газо-

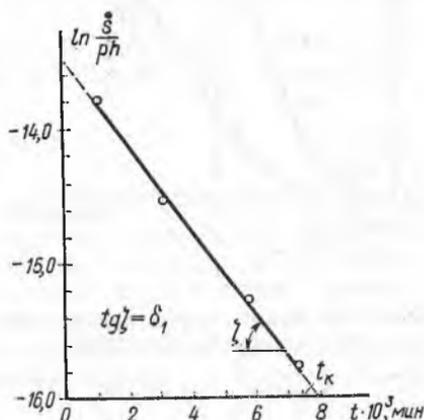


Рис. VI.6. Определение коэффициента затухания ползучести по $\ln \frac{\dot{s}}{\rho h}$ и t

* См. сноску на с. 191.

** См. Цытович Н. А., Тер-Мартirosян З. Г. О методике определения параметров ползучести. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1966, № 3.

содержащих) грунтов с измерением порового давления в процессе испытания.

Установившаяся ползучесть при сдвиге. Для многих подпорных сооружений, подвергающихся постоянному действию сдвигающих сил (набережные, плотины, ограждающие дамбы, подпорные стенки и т. п.), существенное значение приобретает *установившаяся ползучесть грунтов при сдвиге*.

Изменение во времени относительной деформации сдвига (отношения абсолютной деформации к сдвигаемой толще грунта) при действии постоянной сдвигающей нагрузки изобразится кривой, подобной рис. VI.1, а (необходимо лишь вместо деформации относительного сжатия ϵ откладывать деформацию относительного сдвига « γ »), и в общем виде может быть описано уравнением

$$\gamma = \gamma_{\text{мгн}} + \omega(t),$$

где $\gamma_{\text{мгн}}$ — мгновенная (восстанавливающаяся) деформация сдвига; $\omega(t)$ — мера ползучести (нелинейная функция от t), описывающая как затухающую, так и установившуюся часть деформаций сдвига.

Деформации затухающей ползучести при сдвиге могут быть описаны уравнением, подобным уравнению (II.38), деформации же пластично-вязкого течения как наиболее опасные для подпорных сооружений требуют более детального их освещения.

Если по одной оси (вертикальной) отложить относительную (на

единицу сдвигаемой толщи) скорость деформаций при сдвиге $\dot{\gamma}$, а по другой (горизонтальной) — величину сдвигающих напряжений, то будем иметь так называемую *реологическую кривую при сдвиге* (рис. VI.7). На этой кривой можно установить три характерных участка:

$0a_1$ — начальное предельное сопротивление сдвигу (по Н. Н. Маслову, порог ползучести при сдвиге); a_1a_2 — начальный участок ползучести и a_2a_3 — установившееся пластично-вязкое течение.

По рис. VI.7 для стадии установившегося пластично-вязкого течения

$$\tau_i - \tau_0 = \dot{\gamma} \operatorname{tg} v.$$

Обозначив $\eta = \operatorname{tg} v$ — коэффициент вязкости, соответствующий данному физическому состоянию грунта; τ_0 — начальное сопротивление сдвигу, получим

$$\tau_i = \tau_0 + \eta \dot{\gamma}. \quad (\text{VI.8})$$

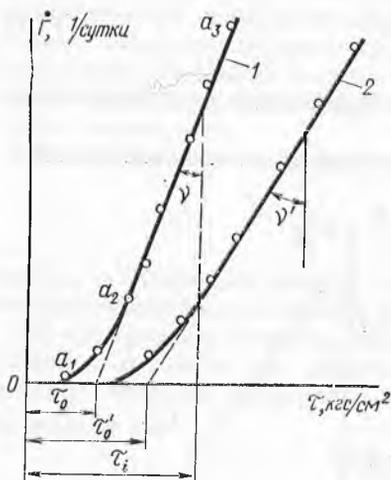


Рис. VI.7. Реологическая кривая глинистого грунта при сдвиге:

1 — при давлении $p = 1$ кгс/см²; 2 — при давлении $p = 2$ кгс/см²

Это и есть уравнение установившегося пластично-вязкого течения Бингама — Шведова, применимость которого к глинистым грунтам в широком диапазоне изменения их влажности (консистенции) доказана опытами многочисленных исследователей (П. А. Ребиндера и его учеников, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна и др., а также в МИСИ: Э. В. Костерина, Н. В. Жукова, А. Ш. Патвардхана и др.).

Так как относительная скорость (на единицу толщины сдвигаемого слоя) деформаций сдвига

$$\dot{\Gamma} = \frac{v}{z},$$

то скорость смещений при сдвиге

$$v = \frac{\tau_i - \tau_0}{\eta} z, \quad (\text{VI.9})$$

где z — мощность сдвигаемого слоя грунта; $(\tau_i - \tau_0)$ — приращение сдвигающего напряжения (сверх начального).

Следует отметить, что в расчетах за величину начального сопротивления сдвигу следует принимать предельно длительное сопротивление сдвигу, т. е. полагать $\tau_0 = \tau_{0z}$.

Если рассматривать плоский сдвиг на некоторой глубине слоя грунта z , то вместо τ_i следует подставить величину τ_{zx} и вместо τ_0 — τ_{0z}

$$v_z = \frac{\tau_{zx} - \tau_{0z}}{\eta} z. \quad (\text{VI.9}')$$

При расчете скорости смещений подпорных сооружений по методу Н. Н. Маслова («Основы механики грунтов и инженерной геологии». М., «Высшая школа», 1968) величина τ_{zx} определяется по теории линейной деформируемых тел, а начальное сопротивление сдвигу — порог ползучести τ_{0z} — соответствует предельному сопротивлению сдвигу при недренированном и неконсолидированном состоянии грунта данной влажности. Для условий плоской задачи

$$\tau_{zx} = \frac{2q}{\pi} \left(\arctg \frac{b_1}{z} - \frac{bz}{z^2 + b_1^2} \right),$$

где q — горизонтальная равномерно распределенная нагрузка; b_1 — полуширина подошвы подпорного сооружения;

$$\tau_{0z} \geq (\sigma + \gamma z) \operatorname{tg} \varphi_w + c_s,$$

где σ — среднее для рассматриваемого слоя грунта сжимающее напряжение (при небольшой толщине сдвигаемого слоя можно принимать равным внешнему давлению p); φ_w — угол внутреннего трения при недренированном и неконсолидированном состоянии, соответствующий данной влажности грунта; c_s — структурно-необратимое (хрупкое, кристаллизационное) сцепление (вязкое сцепление c_w принимается релаксирующим до нуля, т. е. $c_w \rightarrow 0$).

Определив далее глубину активной зоны установившейся ползучести при сдвиге d по условию $\tau_{zx} = \tau_{0z}$ и подставив значения τ_{zx} и τ_{0z} в выражение (VI.9'), получим скорость смещения подпорного соору-

жения при сдвиге

$$v = \frac{d}{\eta} \left\{ \frac{2q}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{b_1}{d} - \left[\left(\sigma + \frac{\gamma d}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_w + c_c \right] \right\}. \quad (\text{VI.10})$$

Отметим, что вместо второго слагаемого в правой части этого выражения (в квадратных скобках) для рассматриваемого слоя грунта можно вводить среднее значение предельно длительного сопротивления сдвигу $\tau_{\text{ср}}$.

Изменение вязкости грунтов в процессе сдвига. В выводе формулы (VI.10) коэффициент вязкости принят постоянным. Однако, как показали дальнейшие исследования (Н. Н. Маслова, С. Н. Сотникова и др. в ЛИСИ, С. Е. Могилевской во ВНИИГе, А. Ш. Патвардхана и наши в МИСИ и др.), коэффициент вязкости η значительно меняется в процессе пластично-вязкого течения глинистых грунтов.

Если принять изменение коэффициента вязкости по предложенной Н. Н. Масловым формуле

$$\eta_t = \eta_k - (\eta_k - \eta_0) e^{-rt},$$

где η_0 и η_k — начальный и конечный коэффициенты вязкости глинистого грунта; r — параметр, отражающий свойства грунта и равный

$$r = \frac{1}{t} \ln \frac{\eta_k - \eta_0}{\eta_k - \eta_t},$$

то для смещения подпорных сооружений, принимая во внимание, что скорость смещения $v = \frac{d\lambda}{dt}$ (где λ — смещение — сдвиг сооружения), будем иметь следующую зависимость:

$$\lambda = d \left\{ \frac{2q}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{b_1}{d} - \left[\left(\sigma + \frac{\gamma d}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_w + c_c \right] \right\} \times \left\{ \frac{t}{\eta_k} + \frac{1}{r\eta_k} \ln \frac{\eta_k - (\eta_k - \eta_0) e^{-rt}}{\eta_0} \right\}. \quad (\text{VI.11})$$

Сопоставление результатов длительных наблюдений ВНИИГа за сдвиговыми смещениями подпорных сооружений (например, Фархадской ГЭС) с данными расчета (С. Е. Могилевской) по формуле (VI.11) дало хорошие результаты.

§ VI.3. УЧЕТ ПОЛЗУЧЕСТИ ГРУНТОВ ПРИ ПРОГНОЗЕ ОСАДОК СООРУЖЕНИЙ

При расчетах осадок оснований сооружений (их величины и протекания во времени с учетом ползучести грунтов) важно установить, когда применять ту или иную теорию деформаций грунтов: одну теорию ползучести, или с одновременным учетом фильтрационной консолидации, или с учетом сжимаемости поровой воды, структурности грунтов и т. п.

Здесь в первую очередь необходимо рассмотреть значение двух основных факторов: *природной уплотненности* и *степени водонасыщенности грунтов*.

Для грунтов текучепластичной, а также мягкопластичной консистенции (по классификации СНиПа), которые содержат в своих порах воду, свободную или слабо связанную с минеральным скелетом грунта, гидравлически непрерывную и с пренебрежимо малыми структурными связями (неуплотненные суглинки, супеси, весьма мелкие пески, илы и слабые глины ниже уровня грунтовых вод), будет применима классическая теория фильтрационной консолидации, однако *только для первой ступени нагрузки и при однократном нагружении*. Если же и эти виды грунтов будут предварительно уплотнены некоторой нагрузкой, то при следующих ступенях нагрузки они уже будут обладать возникшими при первом нагружении структурными связями (преимущественно водно-коллоидными), и тогда в расчетах осадок оснований сооружений необходимо учитывать структурность грунтов: неполную передачу давления на поровую воду в первый момент нагружения ($\beta_0 < 1$), структурную прочность ($p_{стр} > 0$) и начальный градиент напора ($i_0 > 0$).

Таблица VI.1

Ступени нагрузки, кгс/см ²	Действующее давление, кгс/см ²	Максимальное поровое давление, кгс/см ²	Соотношение осадок		Длительность опыта, дни
			$\frac{s_{\text{ползучести}}}{s_{\text{консолидации}}}$, %		
0—1	1	1,0		6,0	21
1—2	1	0,53		36,4	13
3—4	1	0,26		52,7	16
7—8	1	0,12		165,0	19

В подтверждение сказанному приведем некоторые результаты опытов З. Г. Тер-Мартirosяна * в МИСИ (табл. VI.1) по исследованию вторичной консолидации (ползучести) образцов саратовской глины ($I_w = 0,98$; $\gamma_s = 2,78$; $\omega_L = 68\%$; $\omega_p = 32\%$).

Как видно из приведенных данных, при первой ступени нагрузки почти точно соблюдается положение Терцаги — Герсеванова о передаче внешнего давления на поровую воду в первый момент нагружения; доля деформаций ползучести составляет незначительную часть от осадки, обусловленной фильтрационной консолидацией. Однако чем более будет уплотнен глинистый грунт, тем большая доля всей осадки обуславливается ползучестью скелета грунта, достигая десятков и двух-трех сотен процентов (в рассматриваемом примере до 165%) от осадки при фильтрационной консолидации.

Для глинистых грунтов тугопластичной, полутвердой и твердой консистенции при описании их процесса уплотнения будет уже недостаточно фильтрационной теории консолидации, так как на эти грунты с самого начала нагружения существенно влияет их структурность и деформируемость всех компонентов, особенно ползучесть скелета грунта.

* См.: Тер-Мартirosян З. Г., Цытович Н. А. О вторичной консолидации глин. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1965, № 5.

Весьма существенное значение для применимости тех или иных решений теории консолидации и ползучести грунтов для расчета осадок оснований сооружений имеет степень водонасыщения (по СНиПу, степень влажности) глинистых грунтов, определяемая коэффициентом водонасыщенности I_w (см. гл. I).

В зависимости от степени водонасыщенности грунтов и завершенности процесса фильтрационной консолидации следует рассматривать их по-разному: 1 — как *однокомпонентную* (или квазиоднофазную) *систему частиц*; 2 — как *двухкомпонентную (грунтовую массу)* или, наконец, 3 — как *трехкомпонентную* систему. Кроме того, могут иметь место и *переходные системы*, например когда трехкомпонентная или двухкомпонентная система с течением времени (например, при высыхании) переходят в однокомпонентную или квазиоднофазную в процессе уплотнения и ползучести переходит в двухфазную или многофазную и т. п.

Решения для основных систем уже получены, а для переходных требуется дополнительное опытное определение условий перехода одной системы в другую.

Как показывает соответствующий анализ, решения, полученные для однокомпонентных, точнее *квазиоднофазных*, систем, можно применять: при чистопесчаных и грубоскелетных сухих грунтах; грунтах *неводонасыщенных* (по СНиПу, *влажных*, но *ненасыщенных* — $I_w < 0,80$), а также водонасыщенных *почти полностью*, но содержащих в очень небольшом количестве газы (практически менее 1%, т. е. при $I_w \geq 0,99$) при условии *полного завершения* процесса фильтрационной консолидации. Необходимыми характеристиками деформируемости грунтов в этом случае будут лишь параметры ползучести δ и δ_1 .

Решения, получаемые для *двухкомпонентных* и *квазидвухфазных* систем (например, по «теории грунтовой массы», «теории объемных сил»), будут справедливы для *полностью водонасыщенных* грунтов ($I_w = 1$), но с учетом ползучести скелета (характеристик δ и δ_1) и структурности грунтов (коэффициентов начального порового давления $\beta_0 < 1$ и начального градиента напора $i_0 > 0$).

Решения задач *трехфазных* водонасыщенных систем являются наиболее общими и их следует применять при водонасыщенности глинистых грунтов $I_w > 0,9$ с учетом ползучести скелета грунта (коэффициентов δ и δ_1), сжимаемости поровой воды (коэффициента m_w) и природной структурности грунтов (коэффициентов β_0 и i_0). Последний предел коэффициента водонасыщенности ($I_w \approx 0,9$) мы устанавливаем предварительно на основании опытов ВОДГЕО, которые показали, что при степени водонасыщенности, меньшей 0,85, поровую воду нельзя считать гидравлически непрерывной и применять к изучению ее движения законы фильтрации.

На рис. VI.8 приведены кривые консолидации и ползучести образца саратовской глины (полученная опытом * — 4, и рассчитанные: 1 — по теории чисто фильтрационной консолидации Терцаги — Герсеванова; 2 — по Флорину с учетом только ползучести скелета и фильтра-

* См. сноску на с. 233.

ционной консолидации грунта и Z — рассчитанная с одновременным учетом фильтрационной консолидации, ползучести скелета грунта и сжимаемости поровой воды, т. е. как для трехфазной системы).

Приведенные данные указывают на огромное значение одновременного взаимовлияния ползучести скелета грунта и сжимаемости поровой воды на процессы консолидации грунтов (см. кривые 3 и 4, рис. VI.8).

Следует отметить, что для переходных систем ползучести — консолидации необходимо дополнительно устанавливать опытом, при каком водонасыщении и каких условиях уплотнения и времени действия уплотняющей нагрузки одна система будет переходить в другую.

Одномерная задача теории ползучести квазиоднофазных, двухфазных и многофазных грунтов. Рассмотрим одномерную задачу, т. е. задачу определения осадок (вертикальных перемещений) слоя грунта при сплошной нагрузке, если сжимаемый слой будет представлять собой различную с точки зрения расчета систему частиц.

1. Для квазиоднофазной (а также однокомпонентной) системы определение осадок отдельного слоя грунта решается в предположении, что осадка происходит только за счет ползучести скелета грунта, характеризуемой некоторым ядром ползучести по теории наследственной ползучести.

Как отмечалось ранее [формула (II.39)], наиболее оправдываемым на практике и удобным ядром ползучести будет

$$\bar{K}(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1(t - t_0)},$$

где δ и δ_1 — параметры ползучести, определение которых подробно описано в предыдущем параграфе; t и t_0 — текущий и начальный отсчеты времени.

Так как ядро ползучести представляет собой скорость ползучести грунта при постоянном единичном напряжении, то ползучесть скажется лишь на протекании осадок во времени, а полная стабилизированная осадка грунтов в случае одномерной задачи будет иметь прежнее выражение, т. е.

$$s_{\pi} = hm_s p, \quad (V.91^V)$$

где m_s — коэффициент относительной сжимаемости скелета грунта при ползучести.

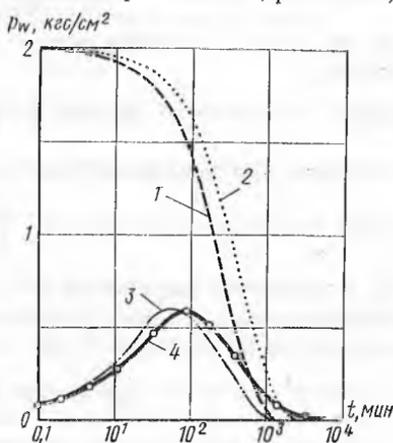


Рис. VI.8. Кривые консолидации и ползучести образца саратовской глины (давление $p = 2$ кгс/см², высота слоя $h = 4$ см, коэффициент относительной сжимаемости $m_v = 0,0775$ см²/кгс и коэффициент фильтрации $k_{\phi} = 2 \cdot 10^{-7}$ см/мин)

Как вытекает из рассмотренной в предыдущем параграфе методики определения параметров затухающей ползучести и как было отмечено нами ранее («Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5), коэффициент относительной сжимаемости скелета грунта при ползучести m_s можно выразить уравнением

$$m_s = m'_v + m''_v (1 - e^{-\delta_1 t}), \quad (\text{VI.12})$$

где m'_v и m''_v — коэффициенты первичной и вторичной консолидации грунта,

или

$$m_s = m'_v \left[1 + \frac{m''_v}{m'_v} (1 - e^{-\delta_1 t}) \right]. \quad (\text{VI.12}')$$

А так как согласно формуле (VI.7)

$$\frac{\delta}{\delta_1} = \frac{m''_v}{m'_v},$$

то, подставляя выражение (VI.12) в (V.9^{IV}), получим, что для квазиднофазного, а также однокомпонентного грунта протекание осадки ползучести во времени будет описываться выражением

$$s_t = hm'_v p \left[1 + \frac{\delta}{\delta_1} (1 - e^{-\delta_1 t}) \right]. \quad (\text{VI.13})$$

Отметим, что в случае действия местной нагрузки (от фундаментов сооружений) вместо величины h необходимо подставлять значение эквивалентного слоя h_s [формула (V.51)].

2. Для двухфазной системы грунтов общее решение совместной задачи теории ползучести и консолидации получено Ю. К. Зарецким* на основе обобщенной модели объемных сил (Флорина — Био) с учетом взаимодействия фаз грунта, изменений во времени общего напряженного состояния в любой точке грунта и добавочных давлений в поровой воде, а также неполной передачи внешнего давления на сжимаемую поровую воду.

Это решение для одномерной задачи записывается в следующей форме**:

$$s_t = hm'_v p \left[1 + \int_0^t K(t-t_0) dt_0 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1; 3; \dots}^{m=\infty} \frac{1}{m^2} \bar{\Psi}(t) \right], \quad (\text{VI.14})$$

где функция ползучести с учетом взаимодействия фаз и принятого по уравнению (II.39) ядра ползучести определяется выражением

$$\bar{\Psi}(t) = e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t} + \frac{\delta}{\delta_1} \cdot \frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t} - e^{-\delta_1 t}}{1 - \left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 \frac{c_v}{\delta_1}}, \quad (\text{VI.15})$$

* См.: Зарецкий Ю. К. Теория консолидации грунтов / Под ред. проф. Н. А. Цытовича. М., 1967.

** См. сноску на с. 172.

где $c_v = \frac{k_{\phi}}{m_v \gamma_w}$ — коэффициент консолидации *двухфазного грунта*; $2h$ — толщина слоя грунта при двустороннем дренировании; δ и δ_1 — параметры ползучести.

Как было предложено нами ранее (см. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1965, № 5), формулу для осадки двухфазных грунтов можно представить в следующем весьма простом виде:

$$s_t = ph [m'_v U'_0 + m''_v U''_0], \quad (\text{VI.16})$$

где U'_0 и U''_0 — соответственно степень *первичной* и *вторичной* консолидации грунта.

Таким образом, величина осадки во времени состоит из двух слагаемых: первичной осадки и вторичной.

Степень первичной консолидации U' определяется прежним выражением

$$U'_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1; 3; \dots}^{m=\infty} \frac{1}{m^2} e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t}, \quad (\text{V.19''})$$

а степень консолидации вторичной U''_0 и суммарной (за счет фильтрационной консолидации и одновременно ползучести скелета грунта $U''_0^{\Sigma} = s_t/s_{\infty}$) — по формуле

$$U''_0 = 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1; 3; \dots}^{m=\infty} \frac{1}{m^2} \times \\ \times \left[\frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t} - e^{-\delta_1 t}}{1 - \left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 \frac{c_v}{\delta_1}} \right]. \quad (\text{VI.17})$$

Принимая во внимание, что величина коэффициента m_s при $t = \infty$ согласно формуле (VI.12) будет равна $m_s = m'_v + m''_v$, а полная осадка [формула (VI.13)] $s_{\infty} = hm'_v p [1 + \delta/\delta_1]$, суммарная степень консолидации определится выражением

$$U''_0^{\Sigma} = \frac{s_t}{s_{\infty}} = \frac{ph [m'_v U'_0 + m''_v U''_0]}{ph m'_v \left[1 + \frac{\delta}{\delta_1} \right]}$$

или, принимая во внимание, что $m''_v = m'_v \frac{\delta}{\delta_1}$, после незначительных преобразований получим

$$U''_0^{\Sigma} = \frac{U'_0 + \frac{\delta}{\delta_1} U''_0}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}. \quad (\text{VI.18})$$

Как пример на рис. VI.9, а приведены кривые изменения суммарной степени консолидации U''_0^{Σ} , а на рис. VI.9, б — изменения напорной функции $H_{h,t}$ для слоя грунта *двухфазной* системы толщиной $2h$ при равномерном распределении уплотняющих давлений по глубине,

характеризуемого параметрами ползучести $\delta_1 = 0,1 \left[\frac{1}{T} \right]$ и $\delta = 1,0 \left[\frac{1}{T} \right]$, где $\left[\frac{1}{T} \right]$ — знак размерности параметров в любых единицах времени. Кривые даны для нескольких значений

$$M = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} \left[\frac{1}{T} \right].$$

На рис. VI.9, а нанесены также кривые (пунктиром) степени консолидации без учета ползучести скелета грунта, сравнение которых с кривыми суммарной степени консолидации показывает, что при факторе $M \geq 0,1 [1/T]$ (кривые 1 и 1'), т. е. при малых значениях толщины слоя сжимаемого грунта, расхождения в степени консолидации особенно велики.

Кривые на рис. VI.9, б позволяют вычислить для рассматриваемых соотношений величину порового давления по формуле

$$p_w = \rho H_{h,t}, \quad (\text{VI.19})$$

где ρ — величина внешнего давления; $H_{h,t}$ — напорная функция, определяемая по формуле

$$H_{h,t} = \frac{4}{\pi} \sum_{m=1; 3; \dots}^{\infty} \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m}{2h} \bar{\psi}(t), \quad (\text{VI.20})$$

Рис. VI.9. Кривые суммарной степени консолидации U_v^Σ (а) и напорной функции $H_{h,t}$ (б) для одномерной задачи равномерного сжатия слоя грунта между двумя дренающими поверхностями при значениях фактора времени:

$$\begin{aligned} 1 - M &= 0,1 \left[\frac{1}{T} \right]; & 2 - M &= 0,01 \left[\frac{1}{T} \right]; \\ 3 - M &= 0,001 \left[\frac{1}{T} \right] \end{aligned}$$

При значениях суммарной степени консолидации $U_v^\Sigma > 0,2$ в выражениях (V.19) и (VI.17) (для первичной и вторичной степени консолидации) можно ограничиться первым членом ряда. Тогда для грунта двухфазной системы в условиях одномерной задачи при равномерном

причем $\bar{\psi}(t)$ соответствует выражению (VI.15). Отметим, что для более детальных расчетов суммарной степени консолидации слоя грунтов в условиях одномерной задачи составлены подробные вспомогательные таблицы*.

* Прогноз скорости осадков оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов) / Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, М. В. Мальшев и др.; Под ред. проф. Н. А. Цытовича. М., 1967, гл. VII.

распределении уплотняющих давлений по глубине (сплошной нагрузке)

$$s_t = hm_v \rho \frac{1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-Mt} + \frac{\delta}{\delta_1} \left\{ 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{e^{-Mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M \frac{c_v}{\delta_1}} \right] \right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}, \quad (\text{VI.21})$$

$$\text{где } M = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} \text{ и } c_w = \frac{k_\Phi}{m_v \gamma_w}.$$

Формула (VI.21) позволяет без особых затруднений рассчитать осадку двухфазного грунта для любого момента времени с учетом взаимодействия фаз и ползучести скелета.

Для трехфазной системы в настоящее время получено решение лишь для грунтов достаточно влажных, но не полностью водонасыщенных: при коэффициенте водонасыщенности I_w , изменяющемся в пределах $1 > I_w > 0,95$.

Для определения осадки, соответствующей любому времени t (т. е. s_t), одномерной задачи консолидации и ползучести не полностью водонасыщенных грунтов (с газосодержащей поровой водой) исходной будет зависимость, описываемая выражением (VI.21), однако при другом значении коэффициента консолидации c_v , равном c_w , определяемом выражением (V.31), т. е.

$$c_w = \frac{k_\Phi}{m_v \gamma_w} \beta_0,$$

с введением во второй и третий члены числителя формулы (VI.21) множителя B , равного согласно формуле (V.33)

$$B = \frac{1}{1 + \frac{m_w}{m_v} n \beta_{\text{стр}}},$$

а именно

$$s_t = hm_v \rho \frac{1 - B \frac{8}{\pi^2} e^{-Mt} + \frac{\delta}{\delta_1} B \left\{ 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{e^{-Mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M \frac{c_w}{\delta_1}} \right] \right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}. \quad (\text{VI.21}')$$

Инженерный метод прогноза суммарных осадок уплотнения и ползучести оснований фундаментов сооружений. Как было подробно рассмотрено в § V.6, при определении осадок фундаментов определенной жесткости и определенной площади передачи давления от сооружения на грунт пространственную задачу с помощью метода эквивалентного слоя с достаточной для практических целей точностью можно свести к эквивалентной одномерной задаче, но при треугольной эпюре уплотняющих давлений с основанием, равным на уровне подошвы фундамента удельному давлению на грунт p , и высотой, равной глубине активной зоны сжатия h_a .

Напомним, что при определении глубины активной зоны сжатия [максимальное значение которой равно $2h_a$, где h_a — мощность эквивалентного слоя грунта, определяемая по формуле (V.51)] учитываются (см. рис. V.21) не только размеры и площадь подошвы фундаментов (по h_a), но и консистенция грунтов (по величине μ_0), их структурная прочность $p_{стр}$ и значение начального градиента напора i_0 .

Таким образом, при действии местной нагрузки на грунт (от фундаментов сооружения) для осадки оснований фундаментов, определяемой с учетом фильтрационной консолидации грунтов, сжимаемости поровой воды, структурности и уплотненности грунтов (структурной прочности $p_{стр}$, коэффициента начального порового давления и значения начального градиента напора i_0), можно считать справедливыми ранее приведенные выражения для суммарных осадок фильтрационной консолидации и ползучести скелета грунта, но с учетом соответствующих эпюр распределения уплотняющих давлений по глубине, а именно:

1. Для случая *двусторонней фильтрации* (когда вода имеет дренированный выход вверх у подошвы фундаментов и вниз на глубине, равной или меньшей глубины нижней границы активной зоны сжатия, т. е. равной или меньшей высоты преобразованной треугольной эпюры уплотняющих давлений) задача сводится к *основному случаю* действия сплошной нагрузки, но при треугольной эпюре уплотняющих давлений, и для расчета осадок, соответствующих любому времени от начала загрузки, будет справедливо следующее приближенное выражение:

$$s_t = \frac{h_a m_{vp}}{2} \cdot \frac{1 - B \frac{8}{\pi^2} e^{-Mt} + \frac{\delta}{\delta_1} B \left\{ 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{e^{-Mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M \frac{c_w}{\delta_1}} \right] \right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}. \quad (VI.22)$$

2. Для случая *односторонней фильтрации* только вверх к подошве фундамента (например, в случае однородного по глубине грунта и дренажной прослойки у подошвы фундамента) задача сводится к рассмотренному ранее случаю 2 распределения уплотняющих давлений, линейно убывающих по треугольной эпюре с основанием, равным p , и высотой, равной мощности активной зоны сжатия h_a .

По приведенному выше общему решению (VI.17), (VI.18) и учитывая соотношение (V.27), а также формулу (V.25), для рассматриваемого случая будем иметь

$$s_t = \frac{h_a m_{vp}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{16}{\pi^2} B \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-Mt} + \frac{\delta}{\delta_1} BD}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}, \quad (VI.23)$$

$$\text{где } D = \left\{ 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{16}{\pi^2} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \left[\frac{e^{-Mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M \frac{c_w}{\delta_1}} \right] \right\}.$$

Отметим еще раз, что в формулах (VI.22) и (VI.23) коэффициент консолидации [согласно формуле (V.31)] для трехфазного, не полностью

водонасыщенного грунта равен

$$c_w = \frac{k_{\phi}}{m_v \gamma_w} \beta_0,$$

и коэффициент влияния сжимаемости поровой воды

$$B = \frac{1}{1 + \frac{m_w}{m_v} n \beta_{\text{стр}}}.$$

Для двухфазных грунтов, не содержащих в поровой воде воздуха, сжимаемость воды будет очень мала ($m_w = 0$), и коэффициент B принимает значение, равное единице (т. е. $B = 1$), а для грунтов двухфазных, но неуплотненных и не обладающих структурной прочностью (находящихся в состоянии грунтовой массы), следует в формуле для коэффициента консолидации положить $\beta_0 = 1$.

Некоторые выводы. Рассмотренные в настоящей главе весьма кратко реологические процессы, обусловленные ползучестью грунтов, для всех видов природных грунтов имеют существенное практическое значение.

Для грунтов сыпучих (песчаных, гравелистых, крупнообломочных и т. п.) ползучесть сказывается лишь при значительных давлениях и для сухого их состояния вызывается процессом текучести в точках контакта и развитием микротрещин частиц, где возникают значительные местные давления.

Для грунтов связных (глинистых и илистых) ползучесть скелета сказывается при любой нагрузке, но при значительных давлениях определяющим является процесс протекания деформаций во времени. Для тугопластичных, полутвердых и твердых глин ползучесть скелета может обуславливать весьма большую часть их деформаций, а иногда почти всю деформацию.

При изучении напряженно-деформированного состояния грунтов учет ползучести скелета приводит к результатам, значительно ближе отвечающим реальной действительности, чем это следует из решений, основанных только на теории чисто фильтрационной консолидации.

Поэтому без изучения реологических процессов, возникающих в грунтах под действием внешних сил и в особых случаях их собственного веса, часто не представляется возможным дать полную оценку грунтов как оснований и среды для различных сооружений.

§ VII.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ
 О ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ НА ГРУНТ

Предыдущие главы книги были посвящены вопросам изучения напряженного состояния и деформаций грунтов под влиянием статических, т. е. не меняющихся во времени или весьма медленно меняющихся воздействий. В настоящей главе будут кратко рассмотрены вопросы влияния различного рода динамических воздействий, возбуждаемых динамическими нагрузками, на поведение дисперсных грунтов: от неуравновешенных машин, землетрясений, движения транспорта, действия взрывов и т. п.

Динамические нагрузки, возникающие при работе неуравновешенных машин, возбуждают колебания фундаментов, на которые они установлены. Последние в свою очередь становятся источниками сотрясений, которые, распространяясь на значительные расстояния через грунт, передаются окружающим зданиям и сооружениям. Колебания фундаментов машин могут оказывать вредное влияние на работу самих машин, на осуществляемые с их помощью технологические процессы и на организм обслуживающего персонала. Под влиянием распространяющихся через грунт сотрясений нередко усиливается развитие осадок зданий и сооружений, а также деформаций конструкций. Поэтому учет динамических нагрузок при проектировании фундаментов машин в настоящее время является необходимым.

Наиболее характерные кривые изменения динамических нагрузок во времени, вызываемых работой машин, показаны на рис. VII.1.

Периодические нагрузки (рис. VII.1, а) могут быть гармоническими (кривая 1) или поличастотными (кривая 2); первые (кривая 1) возникают при работе турбоагрегатов, моторгенераторов и других машин с вращающимися частями, вторые (кривая 2) — при работе машин с кривошипно-шатунными механизмами (например, поршневых компрессоров).

Непериодические нагрузки (рис. VII.1, б) относятся чаще всего к разряду импульсных (кривая 3), подобных возникающим при работе кузнечных молотов, но могут носить и более сложный характер. Например, кривая 4 характеризует изменение во времени момента пары, передаваемой на фундамент приводным двигателем прокатного стана.

* При составлении настоящей главы, кроме литературных источников, использованы также материалы, любезно предоставленные автору проф. О. А. Савиновым, проф. Г. М. Ляховым и проф. А. П. Сеницыным.

Методика определения динамических нагрузок от неуравновешенных машин приводится в действующих нормах *.

Сейсмические воздействия. Как известно, земная кора неоднородна и состоит из скальных массивов, разделенных трещинами; эти массивы различны по механическим свойствам. Медленные относительные смещения массивов приводят к накоплению деформаций, которые в силу неравномерности достигают предельного состояния на локальных участках или (по установившейся терминологии) в очагах землетрясений. Здесь происходят разрывы земной коры; освобождающаяся при этом потенциальная энергия деформации переходит в кинетическую энергию упругих волн, распространяющихся по всему земному шару и проявляющихся на земной поверхности в виде кратковременных интенсивных колебаний, называемых землетрясением.

Возникающие при землетрясении силы взаимодействия между колеблющимся грунтом и введенными на нем строениями представляют сейсмическое воздействие, при котором в конструкции сооружений появляются инерционные усилия («инерционные сейсмические нагрузки»); эти усилия могут вызвать повреждения или даже разрушения строений. Для определения сейсмического воздействия в общем случае необходимо знать смещение, скорость и ускорение колебательного движения.

Сейсмический эффект от очага землетрясения распространяется к сооружению через его основание, которое, как правило, может иметь слоистое строение; например, сжимаемый слой, на котором возводится сооружение, подстилается несжимаемой скальной породой. Как показали соответствующие исследования **, слоистое основание, содержащее *сжимаемый слой* с пониженной скоростью распространения сейсмических волн, должен быть изучен дополнительно.

На распространение смещений и ускорений на поверхности сжимаемого слоя существенно влияет не только толщина слоя, но также и наклон скального основания, подстилающего сжимаемый слой (рис. VII.2).

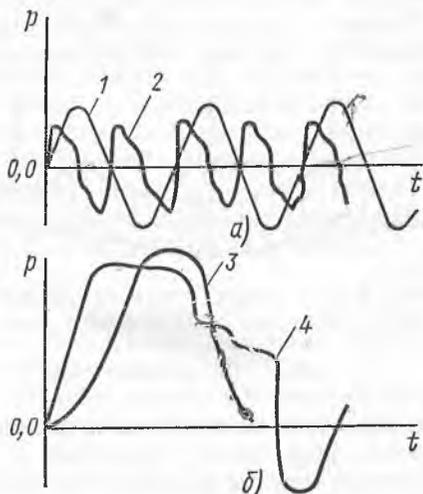


Рис. VII.1. Изменения неуравновешенных сил инерции во времени при работе машин:

а — периодические нагрузки (1 — гармонические; 2 — подчастотные); б — непериодические нагрузки — импульсные (3 — простые; 4 — сложные)

* СНиП II-Б.7—70. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. М., 1970.

** См.: Синицын А. П. Передача сейсмической энергии внутри двухслойного основания. — В кн.: Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению / Под ред. чл.-корр. АН СССР проф. Н. А. Цытовича. М., 1973.

Так, согласно рис. VII.2 (где показан график изменения коэффициента перегрузки k , т. е. множителя, на который необходимо умножить волновой эффект, распространяемый по скальному основанию, чтобы получить его значение на верхней границе сжимаемого слоя) наличие сжимаемого слоя может как увеличивать, так и снижать максимальные ускорения, которые подходят к данной точке по скальному основанию. Например, для точки I амплитуды ускорения будут в два раза больше, чем для точки III, и в два с половиной раза больше, чем для точки II. Поэтому в данных условиях здание целесообразно расположить в точке II, так как сейсмостойкость этого здания будет значительно выше по сравнению с расположением его в точке I или III.

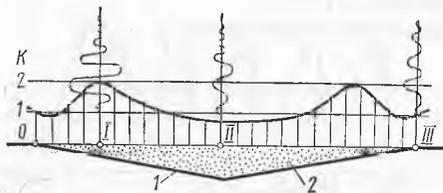


Рис. VII.2. График изменения коэффициента перегрузки k при наличии сжимаемого слоя грунта:

1 — скала; 2 — сжимаемый слой

Таким образом, сейсмостойкость может повышаться за счет удачного использования инженерно-геологических условий данного района, что дает возможность избежать дополнительных затрат при строительстве сооружений в этом районе.

Расчет сооружений на сейсмическое воздействие в случае, когда

колебания основания сооружения заданы акселерограммой землетрясений, представляет известные трудности, вследствие чего по действующим нормам (СНиП II-A. 12—69) интенсивность этих колебаний характеризуется так называемым коэффициентом сейсмичности — отношением величины сейсмического ускорения к ускорению силы тяжести.

Динамические свойства грунтов основания сооружений могут оказывать существенное влияние на величину сейсмического воздействия. Эти свойства учитывают при микросейсмическом районировании застраиваемых территорий с учетом капитальности инженерных сооружений.

Следует иметь в виду, что сейсмические колебания могут вызывать потери динамической устойчивости структуры водонасыщенных несвязных грунтов и их переход в разжиженное состояние в обширных массивах, что всегда имеет катастрофические последствия для расположенных на них зданий и сооружений.

Сотрясения грунта, обусловленные движением транспорта, по сравнению с сотрясениями, вызываемыми сейсмическими силами землетрясений, являются весьма слабыми. Однако вследствие длительности воздействия они могут вызывать осадки оснований и вибротекучесть дисперсных грунтов, так как при длительном действии сотрясений и возрастании ускорения колебаний сопротивление сдвигу дисперсных грунтов, особенно несвязных, значительно уменьшается (см. например, кривые на рис. VII.7), а изменение коэффициента пористости грунтов с возрастанием колебаний увеличивается, обуславливая виброуплотнение грунтов (см. ниже рис. VII.10).

Действие взрыва вызывает в грунтах целый ряд быстротекающих механических процессов: возникновение взрывной газовой

камеры в весьма короткие промежутки времени (иногда в тысячные доли секунды), давящей на окружающий ее грунт с огромной силой (порядка сотен тысяч атмосфер), обуславливает зарождение и движение взрывных волн, изменяющих во времени напряженное состояние массива грунта и движение частиц его со скоростью, меняющейся от нескольких тысяч метров в секунду до нуля.

Взрывные импульсы характеризуются величиной максимального давления p_{\max} , временем его нарастания t_1 , временем спада до нуля t_2 и суммарным временем действия взрыва t_{Σ} .

Как показывают опыты проф. Г. М. Ляхова* и др., в грунте при взрыве заглубленных сосредоточенных зарядов ВВ (взрывчатых веществ) возникают газовые камеры (полости). С течением времени газовая камера (полость в грунте) разрушается, но время разрушения может быть весьма различным — от нескольких минут (в песках) до нескольких месяцев (в плотных глинах).

Радиус взрывной газовой камеры R_k после ее полного формирования можно определить по следующей эмпирической зависимости:

$$R_k = \kappa \sqrt[3]{C}, \quad (\text{VII.1})$$

где κ — коэффициент пропорциональности, зависящий от свойств грунта; C — масса заряда ВВ (взрывчатого вещества), кг.

По приведенным в книге Г. М. Ляхова данным этот коэффициент равен:

Для водонасыщенных песков	$\kappa = 0,4 \div 0,7$
Для суглинистого грунта (по Г. И. Покровскому) $\kappa = 0,45$	
Для лёссовидного грунта	$\kappa = 0,35$
Для глинистого грунта	$\kappa = 0,6 \div 0,7$

При взрывах сосредоточенных зарядов в грунте возникают: нормальные (радиальные) давления p , боковые (тангенциальные) давления p_{τ} и движение частиц со скоростью \dot{u} .

При расчете взрывов сосредоточенных зарядов в *неводонасыщенных грунтах* и скальных породах определяют как функцию времени три величины:

$$p = p(t); \quad p_{\tau} = p_{\tau}(t); \quad \dot{u} = \dot{u}(t).$$

При расчете сосредоточенных взрывов в *водонасыщенных грунтах* и в жидких средах достаточно исследовать две величины:

$$p = p(t) \quad \text{и} \quad \dot{u} = \dot{u}(t).$$

Определение параметров волн напряжений в грунтах при взрывах и параметров скоростей их распространения производится путем проведения специальных полевых испытаний. По результатам испытаний устанавливают эмпирические формулы для определения расчетных параметров взрывных волн в грунтах в зависимости от массы заряда, расстояния до пункта взрыва и т. п.

* См.: Ляхов Г. М. Основы динамики взрыва в грунтах и жидких средах. М., 1964.

Динамические свойства грунтов зависят от вида динамических воздействий; при исследовании их применяют различные методы: вибрационные, сейсмические и при интенсивных воздействиях (взрывах и пр.) исследования напряженно-деформированного состояния при распределении возникающих при этих воздействиях в грунтах волн напряжений.

Основными характеристиками динамических свойств грунтов являются:

характеристики *упругих и поглощающих свойств при динамических нагрузках малой интенсивности* (не превышающих предела упругости) — модуль упругости E , коэффициент Пуассона μ , коэффициент затухания колебаний n , а также другие, эквивалентные им динамические характеристики, например скорость распространения и коэффициент поглощения упругих волн;

обобщенные *коэффициенты жесткости оснований* при равномерном C_z и неравномерном C_ϕ сжатии, равномерном C_x и неравномерном C_ϕ сдвиге и соответствующие коэффициенты затухания, используемые в расчетах колебаний жестких массивных фундаментов на упругом основании;

характеристики *сжимаемости грунтов при динамических нагрузках значительной интенсивности* (превышающих предел упругости) — диаграммы «напряжение—деформация» p — ϵ , модули деформации при нагружении E_n и разгрузке E_p ;

динамические характеристики сопротивляемости деформациям формирования (сдвига) и *предельного состояния* (прочности) грунтов, а также оценка *устойчивости их структуры* при переходе в разжиженное состояние.

Методы исследования динамических свойств грунтов более подробно рассмотрены Н. Д. Красниковым*.

§ VII.2. ВОЛНОВЫЕ ПРОЦЕССЫ В ГРУНТАХ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Теоретические исследования волновых процессов, возникающих в грунтах при динамических воздействиях (при работе неуравновешенных машин, сейсмических явлениях, промышленных взрывах и т. п.), основываются на изучении (*расчетных схем моделей*), рассматривающих обобщенно свойства грунтов с тем или иным их приближением к натуре и позволяющих удовлетворительно описывать их математически**.

Модели грунтов строят на основе обобщения количественных результатов макроскопических опытов по сжатию и разгрузке грунта, по определению параметров волн, остаточных деформаций и пр. Элементарные микроскопические соотношения в частицах грунта

* См.: Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. М., 1970.

** См.: Ляхов Г. М., Полякова Н. И. Волны в плотных средах и нагрузки на сооружения. М., 1967.

при этом учитывают качественно. Однако их анализ позволяет более правильно и обоснованно строить модели грунта. Грунты в динамике рассматривают как сплошные среды, непрерывно заполняющие пространство.

В настоящее время при рассмотрении волновых процессов в грунтах наибольшее применение находят следующие модели грунта: идеально упругой среды (линейной и нелинейной), упругопластической среды (Х. А. Рахматулина, С. С. Григоряна и др.), модели вязкопластической среды (Г. М. Ляхова) и нелинейной дилатационной модели (А. П. Сеницына) и др.

Модель идеально упругой сплошной среды является наиболее простой моделью для исследования волновых процессов в грунтах как сплошных средах. Эту модель применяют при невысоких давлениях, например при сейсмических воздействиях (на некотором удалении от очага землетрясения), колебаниях от неуравновешенных машин и т. п., она позволяет уяснить картину распространения волн в грунтах и их взаимодействие с преградами.

Распространение волн в изотропной идеально упругой среде описывается следующими дифференциальными уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \nabla^2 u - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= 0; \\ \nabla^2 v - c^2 \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= 0; \\ \nabla^2 w - c^2 \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.2})$$

Можно показать, что упругая волна представляет собой по существу две независимо распространяющиеся волны. В одной смещение направлено вдоль распространения самой волны (*продольная* со скоростью c_1); в другой — смещение происходит в плоскости, перпендикулярной направлению распространения (*поперечная* со скоростью c_2).

В формулах (VII.2) приняты следующие обозначения: $c = c_1$ или c_2 — скорость распространения упругих волн;

$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ — оператор Лапласа;

u, v и w — составляющие упругих перемещений в продольной или поперечной волне по направлению осей X, Y и Z .

Можно показать, что скорость распространения *продольных* упругих волн

$$c_1 = \sqrt{\frac{L+2M}{\rho}}, \quad (\text{VII.3})$$

где L и M — постоянные Лямэ, связанные с модулем нормальной упругости E и коэффициентом поперечной упругости μ зависимостями

$$L = \frac{\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}; \quad M = \frac{1}{2(1+\mu)} E;$$

$\rho = \gamma/g$ — плотность среды (γ — объемный вес, g — ускорение силы тяжести).

Скорость же распространения *поперечных волн* (волн искажения)

$$c_2 = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)\rho}}. \quad (\text{VII.4})$$

Величина c_2 связана с величиной c_1 зависимостью

$$c_1 = c_2 \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}}. \quad (\text{VII.3}')$$

Выражение (VII.3') показывает, что всегда $c_1 > c_2$, т. е. продольные волны распространяются в сплошной упругой среде с большей скоростью, чем поперечные. Если применить приведенные зависимости к грунтам, то, полагая, например, для глин $\mu = 0,4$, получим, что продольные волны распространяются в 2,45 раза быстрее поперечных, а для песка (при $\mu = 0,2$) — примерно в 1,63 раза. Результаты же непосредственных измерений скорости распространения колебаний показывают, что это соотношение для других грунтов значительно больше (табл. VII.1).

Таблица VII.1

Значения скорости распространения упругих волн в грунтах

Вид грунта	Скорости распространения волн, м/с	
	c_1	c_2
Влажная глина	1500	150
Лёсс естественной влажности	800	260
Плотный гравелисто-песчаный грунт	480	250
Песок мелкозернистый	300	110
Песок среднезернистый	550	160
Гравий средней крупности	760	180

Существенное значение имеют волны, возникающие от источников колебаний (фундаментов неуравновешенных машин и других возбудителей), располагаемых относительно близко от поверхности грунта. Максимальные амплитуды смещений в таких волнах наблюдаются вблизи источника колебаний, но на некотором расстоянии от него они настолько малы, что их можно вовсе не принимать во внимание. Скорость распространения поверхностных волн c_3 несколько меньше скорости поперечных волн. Так, при $\mu = 0,25$ величина $c_3 \approx 0,92c_2$ и при $\mu = 0,5$ — примерно $0,95c_2$. Для определения амплитуд поверхностных волн на сравнительно больших расстояниях от источника колебаний можно пользоваться следующей формулой*:

$$A_r = A_0 \sqrt{\frac{r_0}{r}} e^{-\alpha(r-r_0)}, \quad (\text{VII.5})$$

где A_r и A_0 — амплитуды колебаний грунта на расстоянии r и r_0 от источника; α — коэффициент затухания колебаний, м^{-1} или см^{-1} .

* См.: Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов. М., 1948.

На основании опытов, произведенных Я. Н. Смоляковым, в практических целях для различных грунтов можно пользоваться следующими значениями коэффициента затухания колебаний α :

Мелкозернистые песчаные, супесчаные и суглинистые грунты, насыщенные водой $\alpha = 0,03 \div 0,04 \text{ м}^{-1}$
 Пески средние и крупнозернистые (независимо от влажности); влажные глины и суглинки $\alpha = 0,04 \div 0,06 \text{ м}^{-1}$
 Суглинки и супеси (сухие и слабовлажные) $\alpha = 0,06 \div 0,10 \text{ м}^{-1}$

Существенное значение имеют результаты экспериментального изучения изменений амплитуд поверхностных волн по глубине. Так, оказалось, что на малых глубинах, не превышающих 0,2—0,3 длины волны, амплитуды колебаний уменьшаются сравнительно незначительно.

О характере затухания поверхностных волн по глубине можно судить по графику Д. Д. Баркана (рис. VII.3), который построен

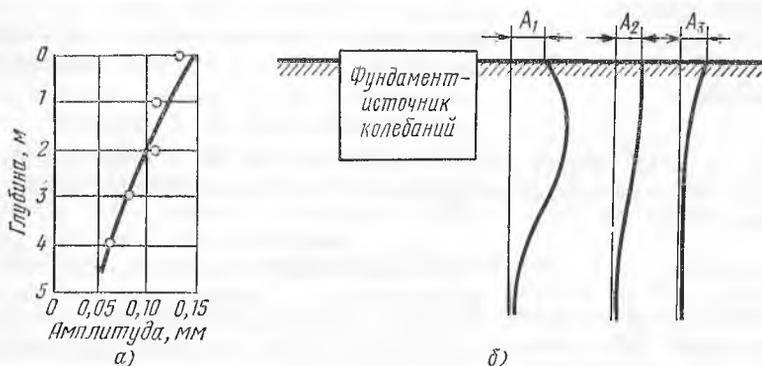


Рис. VII.3. Изменение амплитуд колебания грунта под фундаментом (а) и на различном расстоянии от него (б)

по данным измерения вертикальных колебаний, вызываемых работой копра. Следует иметь в виду, что в непосредственной близости к фундаменту (источнику волн) характер изменения амплитуд с глубиной будет несколько иным (рис. VII.3, б).

Рассматривая этот график, можно убедиться, что не следует закладывать фундаменты машин глубже, чем смежные фундаменты зданий; часто целесообразнее назначать глубину заложения фундаментов под машины (на основании опытов, произведенных Я. Н. Смоляковым) меньше, чем глубина заложения фундаментов зданий.

Некоторые задачи динамики дисперсных грунтов принципиально не могут быть решены в рамках модели упругой среды. Так, например, решение задачи о распространении плоской волны приводит к отсутствию угасания и изменения профиля волны с расстоянием, что противоречит опытным данным.

Более сложной является модель нелинейно упругой среды, в которой зависимость между напряжениями и деформациями нелинейна, но

одинакова при возрастании и уменьшении нагрузки. Подобная модель позволяет объяснить угасание плоских волн с расстоянием. Однако из этой модели не следует, что имеются остаточные деформации и ударная волна преобразуется в непрерывную волну сжатия, как это наблюдается в опыте.

Модель нелинейно упругой среды может успешно применяться к водонасыщенным грунтам, так как в этом случае получается удовлетворительное соответствие с опытными данными.

Дальнейшее усложнение приводит к *нелинейной дилатационной модели* грунта, в которой остаточные деформации возникают за счет переупаковки и сдвигов частиц грунта. В этом случае на диаграмме $\sigma-\varepsilon$ получаются разные ветви при возрастании и уменьшении нагрузок.

Специфическое для грунтов свойство дилатации характеризуется тем, что механическая энергия сейсмических волн поглощается трением на контактах частиц и изменением объема грунтовой среды в процессе сдвига.

Для определения параметров дилатационной модели грунта обычно принимают, что угол наклона касательной к кругу Мора определяется выражением

$$\varphi = \varphi_n + \theta,$$

где φ_n — угол трения на контактах частиц; θ — угол дилатации.

Для определения угла трения на контактах частиц используют формулу *

$$\varphi_n = \arctg \frac{\Delta W}{2W - \Delta W}, \quad (\text{VII.6})$$

где W — энергия, накопленная в момент достижения наибольшей деформации; ΔW — энергия, поглощенная за один цикл «нагружение — разгружение».

W и ΔW определяют по экспериментальным диаграммам $\sigma-\varepsilon$, получаемым при циклических испытаниях грунта в условиях невозможности бокового расширения. Величину φ получают путем испытаний грунта в условиях прямого сдвига. Значение угла дилатации вычисляют по формуле $\theta = \varphi - \varphi_n$. Известные в настоящее время значения параметров равны: $\varphi_n \approx 12^\circ$; $\theta \approx 17^\circ \div 30^\circ$.

Дилатационная модель позволяет рассматривать задачи, относящиеся к распространению волн в грунтах и их взаимодействию с элементами конструкций, и получать параметры волн, существенно отличающиеся от тех, которые дают модели идеально упругой и нелинейно упругой сред.

Волновые процессы в грунтах неводонасыщенных значительно лучше описываются моделями не идеально упругих, а *упругопластических сред*. При малых нагрузках эти среды рассматривают как упругие, а при больших — как пластические. При малых нагрузках зависимость $p(\varepsilon)$ (рис. VII.4) вогнута, а при больших выпукла к оси деформаций. Кривая разгрузки среды, т. е. зависимость $p(\varepsilon)$, соответствующая

* А. с. 511408 [СССР]. Способ определения угла внутреннего трения грунта / А. П. Синицын, Л. Ф. Харланюк, Ю. В. Кулинич.

уменьшению напряжения, не совпадает с кривой нагрузки, что обуславливает наличие остаточных деформаций (кривые разгрузки показаны на рис. VII. 4 пунктирными линиями BD и CE). В грунте при $p > p_2$ волна является ударной; при $p < p_2$ она распадается на упругую и пластическую. Упругая волна распространяется с большей скоростью, чем пластическая. В процессе распространения пластическая волна иссякает и становится чисто упругой.

На основе применения модели упругопластической среды можно объяснить ряд свойств волновых процессов в грунтах. В то же время некоторые опытные данные (например, распад ударного фронта при удалении от источника возмущения, большая величина остаточных деформаций, чем при максимальном напряжении и др.) не соответствуют такой модели. Несмотря на эти недостатки, модель упругопластической среды в настоящее время довольно широко применяют при решении волновых задач в грунтах. Такие решения получены Х. А. Рахматулиным, С. С. Григоряном, Г. М. Ляховым, А. Я. Сагомояном и др., при этом наиболее сложные задачи, например распространение сферической волны от заряда BB , решают с помощью ЭВМ, более простые — аналитически.

Наиболее общий вид имеет модель упругопластической среды, предложенная С. С. Григоряном, позволяющая описать произвольные движения грунта, возникающие при действии динамических нагрузок. В этой модели принимается, что диаграмма динамического сжатия не зависит от скорости деформирования, и соотношение между средним нормальным напряжением и плотностью различно для областей упругой и пластической деформаций.

На кривой динамического сжатия ветвь нагрузки имеет двоякую кривизну: до точки перегиба B (рис. VII.4) она обращена выпуклостью к оси давлений, а при более высоких давлениях — к оси относительных деформаций ϵ . Диаграмма сжатия при небольшой величине давлений может иметь начальный линейно-упругий участок (отрезок OA), при очень же больших давлениях ($p \rightarrow p_\infty$) объемное сжатие весьма значительно (пористость может уменьшаться до весьма малых значений), и вновь вся объемная деформация при нагрузке и разгрузке будет протекать обратимо.

Можно показать*, что в рассматриваемых средах при их мгновенной нагрузке на различном расстоянии от источника возмущения наблюдаются волны различных видов:

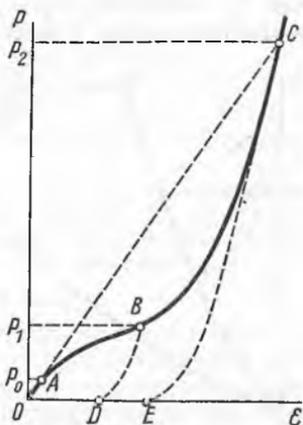


Рис. VII.4. Динамическая кривая сжатия грунта по модели упругопластической среды:

$OABC$ — линия нагрузки; BD , CE — линии разгрузки

* См.: Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. М., 1970.

- 1) ударные волны (при давлениях $p > p_2$, см. рис. VII.4);
- 2) волны смешанного типа (при $p_1 < p < p_2$);
- 3) волны сжатия (на значительном расстоянии от источника возмущения);
- 4) чисто упругие волны (при $p < p_0$, см. рис. VII.4).

Опыты, однако, показывают, что динамическая диаграмма сжатия зависит также и от скорости деформирования, что не учитывается в модели упругопластической среды.

В модели вязкопластической среды, предложенной Г. М. Ляховым*, принято, что существуют две предельные кривые сжатия, соответствующие ударному ($\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$) и статическому ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0$) нагружениям, между которыми лежат диаграммы, относящиеся к промежуточным значениям скорости деформирования (рис. VII.5).

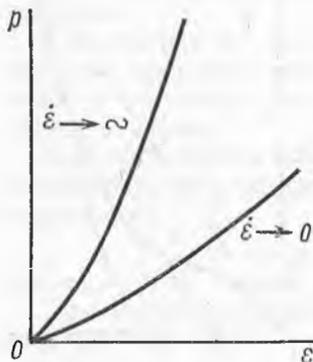


Рис. VII.5. Предельные кривые динамического сжатия грунта по модели вязкопластической среды при различных скоростях нагружения — от ударного ($\dot{\epsilon} \rightarrow \infty$) до статического ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0$)

Деформации, связанные со сжатием водных пленок, пленок солей и выступов отдельных зерен, имеют место при ударном сжатии; они частично необратимы. Деформации, связанные со смещением зерен, их переукладкой, протекают в течение конечного времени; они полностью необратимы. При этих предпосылках характер кривой разгрузки, т. е. $p(\epsilon)$, при уменьшении напряжения зависит не только от свойств грунта, но и от времени действия нагрузки, создающей волну. Таким образом, не существует единой динамической кривой $p(\epsilon)$, определяемой только свойствами грунта. В зависимости от режима нагрузки получены разные динамические кривые $p(\epsilon)$.

Рассматриваемая модель допускает также возможность возрастания деформаций в период уменьшения нагрузки, что наблюдается в опытах и не может быть получено по модели упругопластической среды.

Применение модели вязкопластической среды сопряжено с большими трудностями. Некоторые задачи удовлетворительно решают с помощью более простых моделей.

Экспериментальные кривые динамического сжатия грунтов во многих случаях с успехом используются для решения частных задач прикладной динамики грунтов.

Такие кривые (рис. VII.6) дают зависимость объемной деформации грунта Θ от величины действующего напряжения σ и представляют семейство кривых объемной динамической сжимаемости грунтов при различной степени динамичности процесса деформирования, определяемого скоростью нагружения.

* См. сноску ** на с. 246.

Согласно А. Г. Смирнову *, кривая 1 (рис. VII.6) соответствует статическому нагружению и в общем случае характеризуется нелинейностью в упругой стадии, развитым участком пластического состояния и вязким течением при напряжении, большем определенного предела (при достижении максимума напряжений), кривые 2 и 3 соответствуют большей скорости динамического нагружения и имеют меньший участок пластического течения и меньшую вязкость при максимальной нагрузке.

Кривые, обозначенные пунктирными линиями (рис. VII.6), соответствуют свободной разгрузке грунта при мгновенном сжатии; при этом наблюдается: чем больше скорость деформирования, тем остаточная деформация меньше и в меньшей мере проявляется вязкость грунта. При достижении некоторой величины скорости деформирования разгрузка осуществляется без увеличения деформаций (кривая 4) и в этом случае вязкость не реализуется, но остаточная пластическая деформация остается. При предельной скорости нагружения ($\theta \rightarrow \infty$) нагрузка снимается раньше, чем успевают развиваться пластические деформации, и грунт ведет себя как идеальная жидкость (кривая 5).

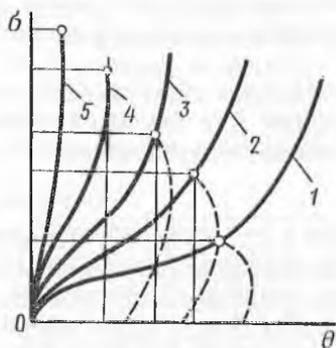


Рис. VII.6. Кривые динамической сжимаемости грунта для разной степени процесса деформирования

§ VII.3. ИЗМЕНЕНИЯ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Динамические воздействия как *слабые*, возникающие вследствие движения неуравновешенных частей машин (вибрации, колебания и пр.), так и *сильные* — кратковременные однократные и многократные (удары, импульсы большой силы, взрывы и т. п.), существенно сказываются на свойствах несвязных (сыпучих) грунтов и несколько меньше грунтов связных (глинистых).

Вибрации вызывают уменьшение трения между частицами грунтов и общее уменьшение их сопротивления сдвигу (что ухудшает несущую способность грунтов); импульсные воздействия средней величины (при ускорениях, меньших ускорения силы тяжести) вызывают осадки и просадки, а импульсы значительной величины — разрушение структуры грунтов и потерю их прочности.

Уменьшение сопротивления сдвигу при вибрациях в грунтах является основным фактором, влияющим на прочностные свойства грунтов.

* См.: Смирнов А. Г. Физические основы взрывного деформирования водонасыщенных грунтов. — В кн.: Вовк А. А., Смирнов А. Г., Кравец В. Г. Динамика водонасыщенных грунтов. Киев, 1975.

Еще в 30-х годах проф. Г. И. Покровским было установлено, что коэффициент внутреннего трения грунтов зависит от энергии колебаний, уменьшаясь с ее увеличением, стремясь, однако, к некоторому пределу. Для грунтов же связных влияние вибрации на сопротивление сдвигу будет тем меньше, чем больше сцепление грунта.

Согласно опытам В. А. Ершова и Се-Дин-И (ЛИСИ, 1962), наблюдалось постепенное снижение сопротивления песчаных грунтов сдвигу при вибрациях (рис. VII.7), которое можно описать эмпирической зависимостью

$$\tau = \tau_0 e^{-\kappa(\ddot{z} - \ddot{z}_0)}, \quad (\text{VII.7})$$

где τ — сопротивление сдвигу при $\ddot{z} \geq \ddot{z}_0$ (причем \ddot{z} — ускорение колебаний при данной возмущающей силе, а \ddot{z}_0 — начальное ускорение, до величины которого не происходит еще изменений сопротивления сдвигу); τ_0 — сопротивление сдвигу при статических нагрузках; κ — постоянный коэффициент, равный 0,003 с²/см для мелкозернистого и 0,0025 с²/см для среднезернистого песка.

На основании опытов было также установлено, что начальное ускорение \ddot{z}_0 (когда при вибрациях еще не преодолеваются структурные связи в точках контакта грунтовых частиц и не снижается сопротивление грунта сдвигу) линейно зависит от величины внешнего давления на грунт, возрастая с его увеличением.

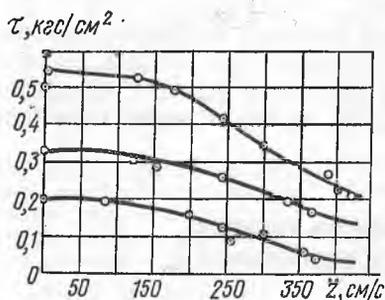


Рис. VII.7. Опытные кривые зависимости сопротивления сдвигу различно нагруженных образцов сыпучего грунта от ускорения колебаний

При определенной частоте колебаний трение в грунтах (особенно у несвязных) может настолько уменьшиться, что грунты приобретают свойства вязкой жидкости (вибровязкость) с внутренним трением, близким к нулю, и ничтожной несущей способностью.

Эта особенность действия вибраций на грунты (особенно на сыпучие) была использована для разработки *виброметода* — быстрого погружения (забивки) с помощью вибраций шпунтов, свай и опор-оболочек в несвязные грунты на глубину до нескольких десятков метров*.

Скорость погружения конструкций в грунт виброметодом зависит от частоты применяемых вибраций, величины возмущающих сил и свойств *вибровязкости* грунтов.

Вибровязкость грунтов может быть охарактеризована некоторым коэффициентом вибровязкости, величина которого различна для различных грунтов и зависит от относительного ускорения колебаний, что может быть описано зависимостью

$$vn^k = b, \quad (\text{VII.8})$$

* См.: Баркан Д. Д. Виброметод в строительстве. М., 1959.

где ν — коэффициент вибровязкости, кгс·сек/см²; n — отношение ускорения колебаний к ускорению силы тяжести; k , b — эмпирические коэффициенты.

Опыты Д. Д. Баркана показали, что величина коэффициента вибровязкости зависит от физического состояния грунтов и особенно от их влажности.

На рис. VII.8 приведена кривая зависимости коэффициента вибровязкости мелкозернистого песка от влажности, из которой видно, что наименьшая величина коэффициента вибровязкости наблюдается у сухих и полностью водонасыщенных песков и при некоторой величине влажности имеет место максимум вибровязкости.

Подобные же результаты были получены и для слабых глинистых грунтов, а также для супесей и суглинков.

Приведенные данные показывают, что наиболее успешно погружение шпунтов, свай и т. п. конструкций будет в случае песчаных грунтов — сухих и водонасыщенных. Производственные испытания показывают, что скорость погружения в грунт свай с помощью высокочастотных вибраторов (особенно с подрессоренной нагрузкой) достигает нескольких метров в минуту.

Как пример на рис. VII.9 приведен график погружения вибрированием металлического шпунта в песчаные грунты на глубину около 13 м, на что потребовалось менее 6 мин времени. Следует отметить, что в настоящее время виброметод находит широкое применение в фундаментостроении*, при бурении для взятия проб грунта и в других случаях погружения трубчатых конструкций в грунт.

Виброуплотнение. Под действием вибраций рыхлые отложения грунтов, особенно не обладающие сцеплением, могут давать значительные осадки, обусловленные изменением пористости грунтов в процессе их вибрирования.

Иногда осадки оснований соседних с работающими машинами фундаментов достигают нескольких десятков сантиметров, что влечет за собой недопустимые деформации зданий. По данным Д. Д. Баркана, на одном заводе от вибраций, вызванных работой кузнечного молота (с весом падающего молота в 4,5 тс), возникли настолько значительные осадки грунтов основания соседнего кирпичного здания, располо-

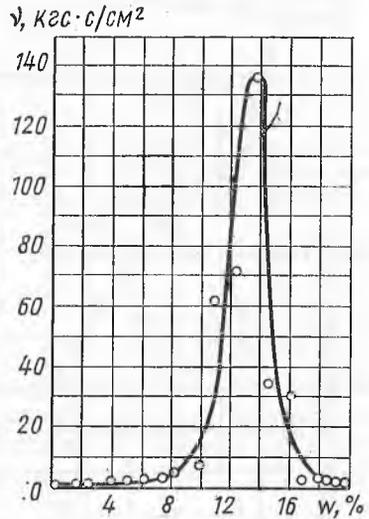


Рис. VII.8. Зависимость коэффициента вибровязкости песка от влажности

* См.: Савинов О. А. Новые данные применения вибромашин в фундаментостроении. — В кн.: Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению / Под ред. чл.-корр. АН СССР проф. Н. А. Цытовича. М., 1951.

женного на расстоянии 6 м от фундамента молота, что постепенно привели здание к разрушению.

Как показывают соответствующие исследования, между коэффициентом пористости грунтов (изменения которого и обуславливают осадки оснований) и ускорением колебаний существует зависимость, подобная компрессионной зависимости, называемая *виброкомпрессионной кривой грунтов* (рис. VII.10).

Приведенная зависимость показывает, что с увеличением относительного ускорения n (отношения ускорения вибраций \ddot{z} к ускорению

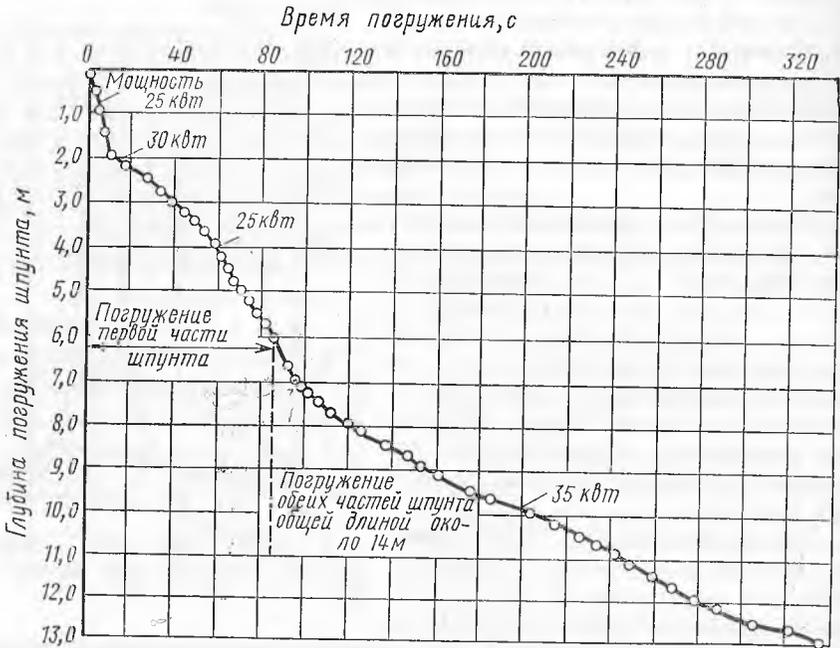


Рис. VII.9. График вибропогружения металлического шпунта в песчаный грунт

силы тяжести g) коэффициент пористости песчаного грунта уменьшается по криволинейной зависимости, причем экспериментальные точки, полученные при различных значениях частоты колебаний N , хорошо укладываются на одну кривую.

Некоторые результаты более детальных исследований виброкомпрессии грунтов в образцах, свободных от внешней нагрузки, а также нагруженных различным внешним давлением p , кгс/см² (Па), произведенных проф. О. А. Савиновым и его сотрудниками, приведены на рис. VII. 11.

Из рассмотрения результатов опытов по виброуплотнению грунтов вытекают следующие выводы.

1. При отсутствии внешней пригрузки ($p = 0$) уплотнение сыпучих грунтов начинается при любых слабых вибрациях и всегда завер-

шается уплотнением, близким к полному ($I_D \approx 1$), причем это уплотнение достигается для сухих песков при ускорении вибраций от 0,2 до 1,2 g, для водонасыщенных — от 0,5 до 2g и для влажных — при 2g.

2. При наличии внешней пригрузки ($p \neq 0$) уплотнения грунтов практически не возникает лишь до некоторой критической величины ускорения $z_{кр}$; при большей же величине ускорения [для песков больше $(0,1 \div 0,4)g$] имеет место виброуплотнение, которое при дальнейшем увеличении ускорения стабилизируется до некоторой пористости e' или динамической уплотненности I'_D . Последняя

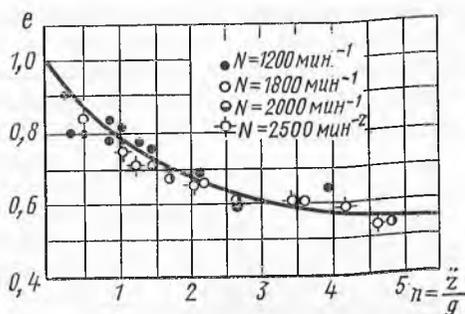


Рис. VII.10. Зависимость коэффициента пористости песка e от отношения ускорения колебаний к ускорению силы тяжести

величина определяется выражением

$$I'_D = \frac{e' - e_{\min}}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (\text{VII.9})$$

где e' — коэффициент пористости (динамический), соответствующий виброуплотнению данного грунта при данной его пригрузке; e_{\max} и e_{\min} — максимальное и минимальное значения коэффициентов пористости в самом плотном и самом рыхлом состояниях песка (см. § I.4) без пригрузки.

Получены* следующие значения динамической уплотненности песчаных грунтов при вибрационных воздействиях:

Крупнозернистые пески	$I'_D = 0,55 \div 0,80$
Среднезернистые »	$I'_D = 0,58 \div 0,60$
Мелкозернистые »	$I'_D = 0,80 \div 0,82$
Шлак	$I'_D = 0,40 \div 0,50$

Опыты показывают, что если природная плотность песчаных грунтов такова, что существует соотношение I_D (по рис. VII.11 — $I_{пл}$) $< I'_D$, то будут происходить осадки фундаментов от вибрационных воздействий на грунт (см. ниже § VII.5).

Импульсные воздействия и повторные кратковременные нагрузки вызывают волны напряжений, существенно изменяющие свойства грунтов.

Специально поставленные опыты на одноосное и трехосное сжатие и сдвиг (в США проф. А. Казагранде, проф. Т. Сидом, проф. Р. Олсоном и др.) показали, что динамическая прочность глинистых

* См.: Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. М., 1964, гл. IV.

грунтов R_d (при времени нагружения 0,02 с) гораздо больше статической $R_{ст}$, причем для относительно слабых глин $R_d \approx 2R_{ст}$ и для плотных глин $R_d \approx 1,5 R_{ст}$. Сопротивление сдвигу глинистых грунтов в условиях закрытой системы также возрастает с увеличением скорости

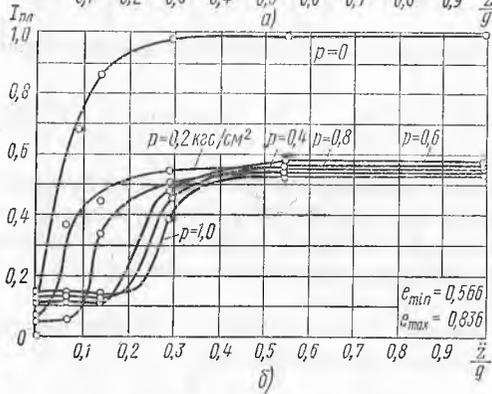
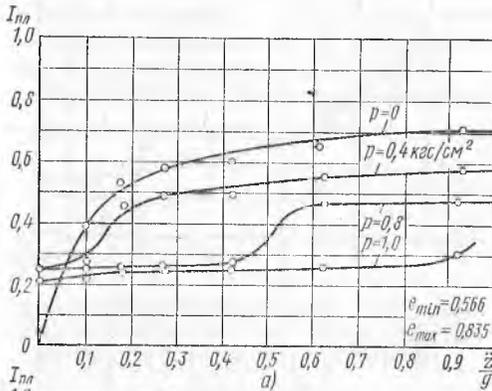


Рис. VII.11. Кривые уплотнения образцов песка при различной внешней нагрузке p , кг/см²:
 а — сухого среднезернистого; б — водонасыщенного среднезернистого

возросли до 11%, т. е. почти до половины от разрушающей относительной деформации, принимаемой Г. Сидом в 20—25%.

Распространение взрывных волн, как показано С. С. Григорьяном** и др., может быть качественно проанализировано на основе динамической диаграммы сжатия (см. рис. VII.4 и VII.6, а также цитируемую литературу).

* См.: Seed H. Soil strength during earthquake. Proc. 2-nd World Conf. Earthquake Eng., Tokio, v. 1, 1960.

** См.: Григорян С. С., Кошелев Л. И., Рыков Г. В. Некоторые вопросы динамики грунтов при естественных кратковременных нагрузках / Под ред. проф. Г. К. Клейна. — Научн. тр. МИСИ, 1971.

нагружения до 1,5—2,5 раз по сравнению с сопротивлением сдвигу при статической нагрузке.

Сравнивая прочность грунтов при кратковременных (но неразрушающих) импульсах с прочностью при длительных вибрациях, приходим к заключению, что эти два вида динамических воздействий сказываются противоположно на механических свойствах грунтов — сопротивление грунтов при кратковременных импульсах значительно больше, чем сопротивление их при длительном вибрировании.

Были также проведены (Г. Сидом) * опыты при действии на образцы грунтов повторных (до 100) кратковременных импульсов (имитирующих сейсмические воздействия), которые показали, что максимальная разрушающая нагрузка для грунтов была меньше статической и, кроме того, деформации грунтов

§ VII.4. ДЕЙСТВИЕ ВЗРЫВА В ГРУНТАХ

В настоящее время энергию взрыва широко используют при ведении горных и земляных работ, связанных со строительством разнообразных инженерных сооружений: оросительных и мелиоративных каналов, при проходке подземных разработок, возведении насыпей, дамб и плотин. Однако для достижения максимального эффекта взрывных работ необходимо глубокое изучение действия взрывчатых веществ (ВВ) на грунты как особого динамического процесса.

Рассмотрим наиболее простой с точки зрения теории случай действия сферического заряда в неограниченном однородном пространстве.

При взрыве ВВ на среду действует высокое давление, которое создает сферическую ударную волну. За фронтом волны происходит сжатие среды, вызывающее смещение частиц по радиальным направлениям. По законам механики сплошной среды, сжатие в радиальном направлении сопровождается расширением в тангенциальном направлении, в результате чего появляются радиальные трещины.

Падение давления после взрыва вызывает волну разрежения (вслед за ударной волной), которая обуславливает системы кольцевых (тангенциальных) трещин (рис. VII.12).

Как показывают опыты, разрушение среды и последующий выброс горных пород происходят не в момент прохождения ударной волны, а несколько позже, когда смещения частиц достигают предельной величины, при которой *сплошность среды нарушается*.

В практике взрывного дела применяют как отдельные заряды, так и весьма сложные их системы; при этом действие взрыва может быть направлено либо на перемещение породы (*сброс откоса* или *выброс грунта*), либо на создание трещины, изолирующей массив породы от последующих взрывов (*метод контурного взрывания*).

Физическая картина действия систем зарядов очень сложна; на эффективность взрыва влияет множество факторов. Так, в частности, из практики известно, что если поместить заряд в некоторой полости (особенно наполненной водой), то его разрушительное действие увеличивается.

Если U_1 — энергия единицы массы ВВ, ρ — плотность породы, то радиус зоны разрушения R_k (по Г. И. Покровскому и И. С. Федорову) * определяется выражением

$$R_k = \sqrt[4]{\frac{U_1 q}{2\pi\rho}} \cdot \sqrt[4]{\frac{R_0}{v_k}}, \quad (\text{VII.10})$$

* См.: Покровский Г. И., Федоров И. С. Возведение гидротехнических земляных сооружений направленным взрывом. М., 1971.

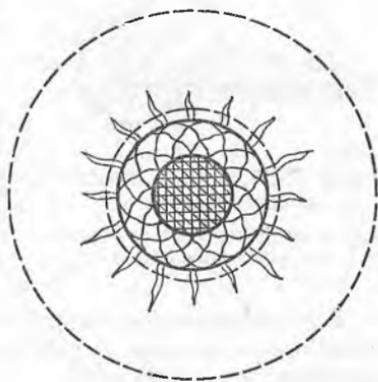


Рис. VII. 12. Зона разрушения грунта вокруг места взрыва

где R_0 — радиус сферической полости, в которой расположен заряд ВВ; q — масса заряда; v_k — критическая скорость, устанавливаемая экспериментально.

Из формулы (VII.10) видно, что, увеличивая радиус сферической полости R_0 , можно несколько уширить зону разрушающего действия взрыва, но зависимость (VII.10) справедлива лишь до определенной величины R_0 , так как дальнейшее увеличение R_0 приводит к снижению R_k за счет потерь энергии взрыва внутри сферы радиуса R_0 .

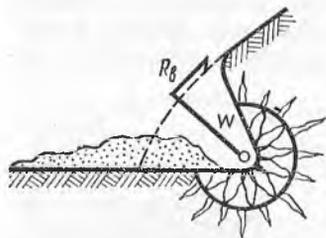


Рис. VII. 13. Схема взрыва в основании откоса:

$R_в$ — радиус воронки; ω — глубина заложения снаряда

Взрывы используют также в скважинах для уплотнения грунтов и для образования камуфлетных уширений у свай и столбчатых фундаментов. Заслуживают внимания разработки расчетных методов определения диаметра камуфлетных уширений, базирующихся на закономерностях механики грунтов.

Если принять (согласно Р. С. Шеляпину, В. Т. Головченко и др.) * объемное уплотнение грунта Θ в одометре при динамическом (ударном) давлении p_d равным

$$\Theta = \Theta_0 \frac{p_d - R_{стр}}{p_d + a}, \quad (a)$$

где Θ_0 — максимальное возможное динамическое объемное уплотнение грунта в одометре; $R_{стр}$ — предел динамической структурной прочности грунта; a — коэффициент динамического воздействия грунта, то, учитывая, что при достаточно большом $\frac{p_d - R_{стр}}{p_d + a} \approx 1$, может быть получено значение диаметра камуфлетной полости:

$$D_n = d \left[1 + \sqrt{p_{max} \frac{c^2}{\gamma} (\sqrt[3]{1 + \Theta_0} - 1)} \right], \quad (VII.11)$$

где d — диаметр начальной полости; p_{max} — максимальное давление в полости взрыва; c — скорость звука в грунте.

Взрыв на сброс характеризуется образованием взрывной воронки, к которой сверху примыкает консоль породы, обваливающейся под действием силы тяжести. Воронка выброса характеризуется показателем выброса

$$n_1 = \frac{R_в}{\omega},$$

где $R_в$ — расстояние от эпицентра взрыва до края воронки (рис. VII.13); ω — длина линии наименьшего сопротивления (кратчайшее расстояние от центра заряда до свободной поверхности грунта).

* См.: Шеляпин Р. С., Головченко В. Т., Матвеев В. П. Сферическое уплотнение грунта при взрывогидравлическом на него воздействии. — В кн.: Вопросы механики грунтов и фундаментостроения / Под ред. проф. Н. А. Цытовича. М., 1977.

Для определения массы заряда q , необходимого для получения зоны дробления, определяемой показателем n_1 , можно воспользоваться широко применяемой эмпирической формулой Берескова *

$$q \approx B_1 \omega^3 (0,4 + 0,6n_1^2). \quad (\text{VII.12})$$

Значение коэффициента B_1 (удельный расход взрывчатого вещества) следует устанавливать на основе опытных взрывов.

Умело используя рельеф местности и располагая соответствующим образом заряды, можно осуществить направленный взрыв, в результате которого огромные массы породы будут уложены в нужном месте.

В последнее десятилетие в СССР взрывным способом построено несколько уникальных плотин, например селезащитная плотина в урочище Медео высотой 84 м и шириной по основанию 600 м, напорная плотина Байпозинского гидроузла на р. Вахш высотой 65 м и др.

В числе наиболее прогрессивных технологий производства буровзрывных работ, особенно в гидротехническом строительстве, следует отметить контурное взрывание методом предварительного щелеобразования **.

Основная задача контурного взрывания — не допустить нарушения оставляемого массива породы, которое характеризуется обычно раскрытием трещин, вывалами и нередко потерей устойчивости бортов выработки.

Сущность метода заключается в расположении сближенных шпуров или скважин по проектному контуру выработки и взрывании специальной конструкции зарядов до взрыва основных зарядов, предназначенных для рыхления удаляемой части горного массива.

Основные предпосылки расчетов метода предварительного трещинообразования следующие. Образование оконтуривающей щели происходит при встрече взрывных волн от соседних зарядов, которые сопровождаются возникновением тангенциальных растягивающих напряжений. При взрывании контурных зарядов происходит геометрическое суммирование растягивающих напряжений σ_p (рис. VII.14), которые будут направлены перпендикулярно плоскости зарядов. Если соседние заряды расположены достаточно близко, то величина растягивающего напряжения σ_p окажется больше временного сопротивления породы на растяжение $[\sigma_p]$. Поэтому плотность (величина)

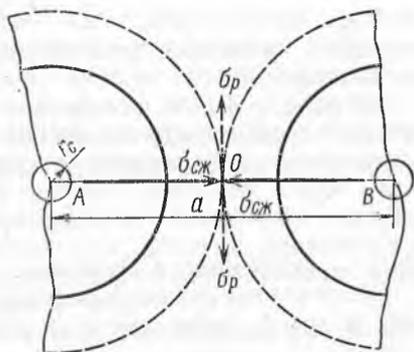


Рис. VII.14. Схема взаимодействия зарядов ВВ при использовании метода предварительного щелеобразования

* См. сноску на с. 259.

** См.: Феценко А. А., Эрстов В. С. Контурное взрывание в гидротехническом строительстве, М., 1972.

зарядов и частота шпуров являются важнейшими параметрами метода предварительного щелеобразования.

Плотность зарядов определяют из условия предотвращения дробления породы и трещинообразования вблизи скважины, т. е. величина давления взрывной волны p не должна превышать сопротивления породы сжатию ($p < [\sigma_{сж}]$); расстояние между оконтуривающими шпурами рассчитывают по условию

$$\sigma_p > [\sigma_p],$$

где $[\sigma_p]$ — временное сопротивление (предел сопротивления) породы на растяжение.

От взрыва ВВ в камере возникают цилиндрические волны, для которых связь между величиной сжимающих $\sigma_{сж}$ и растягивающих σ_p напряжений определяется выражением

$$\sigma_p = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_{сж}, \quad (б)$$

где μ — коэффициент Пуассона.

Величина напряжений сжатия $\sigma_{сж}$, вызываемых взрывом (по Г.М. Ляхову и др.) *, уменьшается с удалением от заряда по соотношению

$$\sigma_{сж} = \frac{\sigma'_{сж}}{r^{\kappa_2}}, \quad (в)$$

где $\sigma'_{сж}$ — напряжение сжатия в породе у зарядной камеры, которое можно приравнять предельному сопротивлению сжатия $[\sigma_{сж}]$, т. е. $\sigma'_{сж} \approx [\sigma_{сж}]$; r — коэффициент, зависящий от удаленности от места взрыва; κ_2 — эмпирический коэффициент затухания напряжений, равный от 1 до 2 (в среднем $\kappa_2 \approx 1,5$).

Учитывая зависимости (б) и (в) и принимая во внимание, что величина растягивающего напряжения в точке O и т. д. (рис. VII.14) равна удвоенному волновому тангенциальному напряжению σ_p , получим

$$\sigma_p = 2[\sigma_{сж}] \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \frac{1}{[a/2]^{\kappa_2}}, \quad (г)$$

где a — расстояние между зарядами.

Приняв $\kappa_2 = 3/2$ и полагая $\sigma_p \approx [\sigma_p]$, после преобразований получим

$$a = \frac{3}{2} \left(\frac{[\sigma_{сж}]}{[\sigma_p]} \cdot \frac{\mu}{1-\mu} \right)^{2/3}. \quad (VII.13)$$

Значение расстояния между скважинами A , выраженное в радиусах скважин $r_{скв}$, будет

$$A = ar_{скв}.$$

Отметим, что если применяют взрывные патроны не оптимальной плотности заряжения, то необходимо в формулу (VII.13) вводить

* См.: Ляхов Г. М., Полякова Н. И. Волны в плотных средах и нагрузки на снаряжения. М., 1964.

поправку на величину давления на фронте ударной волны p , зависящую от теплоты взрыва, объема плотности заряжения и плотности заряда во взрывных патронах *.

§ VII.5. ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ УЧЕТА ДИНАМИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ ФУНДАМЕНТОВ НА КОЛЕБАНИЯ

Основные предпосылки расчета. По действующим нормам (СНиП II-Б. 7—70) допускается в динамических расчетах фундаментов под машины не учитывать влияние инерции грунта и рассматривать основание как *линейно деформируемое* и *идеально упругое*.

Действительно, при многократно повторяющейся нагрузке и разгрузке в грунте возникают чисто упругие деформации, и накопление остаточных деформаций с течением времени почти не имеет места. Кроме того, при действии мгновенной нагрузки остаточная деформация не успевает проявляться. Поэтому при действии динамических (вибрационных) нагрузок от машин допускается рассматривать грунты как *упругие линейно деформируемые* тела.

Построенная на этих допущениях теория расчета была предложена Н. П. Павлюком ** и развита в дальнейшем в работах Д. Д. Баркана ***, О. А. Савинова **** и др.

По этой теории сопротивление вертикальным перемещениям, сдвигу и поворотам фундамента характеризуется коэффициентами жесткости основания упругого, равномерного и неравномерного сжатия C_z , C_x и сдвига C_φ , C_ψ , определяемыми из выражений:

$$\left. \begin{aligned} R_z &= C_z Fz; \\ R_x &= C_x Fx; \\ M_\varphi &= C_\varphi I\varphi; \\ M_\psi &= C_\psi I_z\psi. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.14})$$

где R_z и R_x — соответственно вертикальная и горизонтальная составляющие равнодействующей реакций упругого основания; M_φ и M_ψ — моменты реактивных пар, действующих соответственно в одной из главных вертикальных плоскостей системы и в плоскости основания; z и x — соответственно вертикальное и горизонтальное смещения центра тяжести площади основания; φ и ψ — углы поворота фундамента соответственно в одной из главных вертикальных плоскостей фундамента и в плоскости основания; F — площадь подошвы фундамента; I , I_z — моменты инерции этой площади относительно главных осей возможного вращения фундамента.

* См. споску ** на с. 261.

** См.: Павлюк Н. П. О колебаниях твердого тела, опирающегося на упругое основание. — В кн.: Вибрации фундаментов Л., ОНТИ, 1933.

*** См.: Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов. М., 1948.

**** См.: Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. М., 1964.

Коэффициенты C_z , C_x , C_φ , C_ψ зависят не только от упругих свойств грунта, но также и от ряда других факторов, в число которых входят размеры и форма подошвы фундамента, строение основания и др. Это обстоятельство заставляет рассматривать данные коэффициенты как некоторые обобщенные характеристики основания.

Еще до 40-х годов была сделана попытка установить зависимости коэффициентов C_z , C_x , C_φ и C_ψ от размеров площади подошвы фундамента на основе сопоставления решений по теории общих и теории местных упругих деформаций (см. § V.2).

В результате были получены формулы, согласно которым коэффициенты жесткости основания C_z , C_x , C_φ обратно пропорциональны корню квадратному из площади.

Сравнение полученных зависимостей с результатами непосредственных опытов, произведенных разными исследователями*, показало, что они близки к действительным лишь по общему характеру, но, уменьшаясь с увеличением площади подошвы фундамента, приближаются не к нулю, а к некоторому предельному значению, отличному от нуля, что, однако, не противоречит теории.

Более совершенные зависимости коэффициентов жесткости основания от величины площади подошвы фундамента получены О. А. Савиновым, рассмотревшим задачу о равновесии массивного (жесткого) штампа на местном упругом (винклеровском) основании с наложением на него всесторонне растянутой мембраны, обеспечивающей распределение внешней нагрузки по поверхности грунта (по модели упругого основания М. М. Филоненко-Бородича).

В окончательном виде эти зависимости определяются выражениями:

$$\left. \begin{aligned} C_z &= C_0 \left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta_1 F} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\ C_x &= 0,7 C_0 \left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta_1 F} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}; \\ C_\varphi &= C_0 \left[1 + \frac{2(l+3b)}{\Delta_1 F} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.15})$$

Что касается коэффициента упругого неравномерного сдвига (поворота) C_ψ , то, по Д. Д. Баркану, на основании опытных данных его можно принять равным

$$C_\psi \approx 1,5 C_x. \quad (\text{VII.16})$$

В формулах (VII.15), (VII.16) приняты следующие обозначения: C_0 — постоянная упругости основания, не зависящая от размеров фундамента; l и b — соответственно длина и ширина подошвы прямоугольного фундамента; p — давление, передаваемое на основание фундаментом; p_0 — давление под опытным штампом при определении коэффициента C_0 ; $\Delta_1 = 1 \text{ м}^{-1}$ — постоянный коэффициент размерности.

Численные значения коэффициента C_0 , соответствующие давлению испытательного штампа $p_0 = 0,2 \text{ кгс/см}^2$, равны:

* См. сноски на с. 263.

Для глин и суглинков текучепластичных (показатель консистенции $I_L = B > 0,75$)	$C_0 = 0,6 \div 0,7$ кгс/см ³
То же, мягкопластичных ($0,5 < I_L < 0,75$)	$C_0 = 0,8$ кгс/см ³
Для супесей пластичных ($0,5 < I_L < 1$)	$C_0 = 1,0$ кгс/см ³
Для песков водонасыщенных рыхлых ($e > 0,80$)	$C_0 = 1,2$ кгс/см ³
Для глин и суглинков тугопластичных ($0,25 < I_L < 0,5$)	$C_0 = 2,0$ кгс/см ³
Для супесей пластичных ($0 < I_L < 0,5$)	$C_0 = 1,6$ кгс/см ³
Для песков пылеватых средней плотности ($e \leq 0,8$)	$C_0 = 1,4$ кгс/см ³
Для песков независимо от влажности и плотности	$C_0 = 1,8$ кгс/см ³
Для глин и суглинков твердых ($I_L = B < 0$)	$C_0 = 3,0$ кгс/см ³
Для супесей твердых ($I_L < 0$)	$C_0 = 2,2$ кгс/см ³
Для гравия, гальки, щебня	$C_0 = 2,6$ кгс/см ³

В отдельных случаях, при опытным определении коэффициентов жесткости упругого основания подвергают испытанию ранее возведенные в аналогичных условиях фундаменты или пользуются специальным инвентарным штампом.

Располагая коэффициентами жесткости основания, можно использовать формулы для расчета массивных фундаментов на колебания. Если пренебречь влиянием упругости материала фундамента, рассматривая его, как твердое тело, и иметь в виду случай, когда одна из главных осей инерции тела вертикальна и проходит через центр тяжести площади подошвы, а две другие горизонтальны и параллельны главным осям этой площади (рис. VII.15), дифференциальные уравнения колебаний системы могут быть записаны в виде:

$$\left. \begin{aligned} m\ddot{z} + K_z z &= P(z, t); \\ m\ddot{x} + K_x x - K_x h_0 \varphi &= P(x, t); \\ \Theta_0 \ddot{\varphi} + (K_\varphi + K_x h_0^2 - Q h_0) \varphi - K_x h_0 x &= M(\varphi, t); \\ \Theta_\psi \ddot{\psi} + K_\psi \psi &= M(\psi, t), \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.17})$$

где m — масса фундамента; z, x, φ, ψ — соответствующие смещения и углы поворота центра тяжести фундамента в данный момент времени; $\ddot{z}, \ddot{x}, \ddot{\varphi}, \ddot{\psi}$ — вторые производные от соответствующих смещений и углов поворота по времени; $K_z = C_z F$; $K_x = C_x F$; $K_\varphi = C_\varphi I$ и $K_\psi = C_\psi I_z$; Q — вес фундамента и машины; Θ_0, Θ_ψ — моменты инерции тела фундамента соответственно относительно одной из главных горизонтальных осей $O_1 X$ и вертикальной OZ ; h_0 — расстояние от подошвы до центра тяжести тела фундамента; $P(z, t), P(x, t)$ — составляющие равнодействующей возмущающих сил, действующих на фундамент; $M(\varphi, t), M(\psi, t)$ — моменты этих сил относительно осей OY и OZ .

Решая уравнения (VII.17), можно определить амплитуды колебаний фундамента от действия динамической нагрузки любого вида.

При проектировании фундаментов под машины по действующим нормам должно выполняться условие

$$A < A_{\text{доп}}, \quad (\text{VII.18})$$

где A — наибольшая амплитуда колебаний фундамента, определенная по расчету; $A_{\text{доп}}$ — допускаемая амплитуда колебаний.

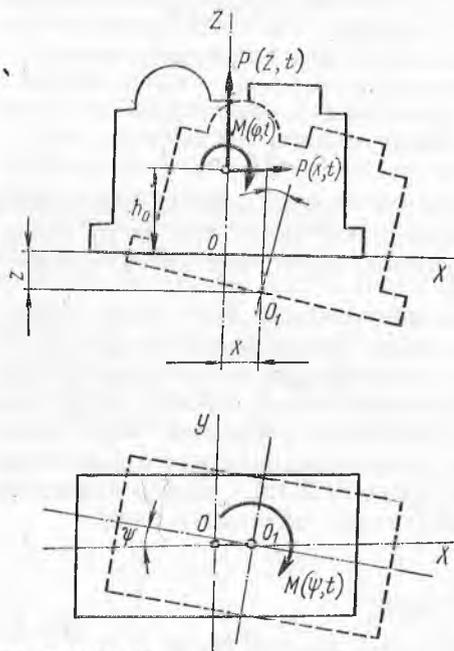
Значения $A_{\text{доп}}$ для расчета фундаментов под машины различных видов приведены в табл. VII.2.

Уравнения (VII.17) могут быть использованы для расчета *сейсмических колебаний массивных сооружений* (например, гравитационных плотин). В этом случае в правой части вместо возмущающих нагрузок $P(z, t)$, $P(x, t)$, $M(\varphi, t)$ и $M(\psi, t)$ записывают расчетные инерционные нагрузки соответственно $m\ddot{z}$, $m\ddot{x}$, $\Theta_0\ddot{\varphi}$, $\Theta_\psi\ddot{\psi}$.

Описанная выше приближенная методика расчета фундаментов на колебания в настоящее время широко используются в проектной практике. Вместе с тем как в СССР, так и за рубежом ведутся исследования в более точной постановке, учитывающие влияние на колебания фундаментов инерции грунта. К числу этих исследований необходимо отнести работы О. Я. Шехтер, Н. М. Бородачева * и др.

Кроме непосредственных расчетов фундаментов на колебания под действием вибрационной нагрузки, согласно изложенному ранее (см. предыдущий параграф), необходимо определить

Рис. VII.15. Схема внешних воздействий при расчете фундамента на колебания



осадку основания, а в случае водонасыщенных песчаных грунтов — условия разжижения их при вибрациях.

Расчет осадок основания при вибрациях производят по величинам коэффициентов пористости грунта e' , соответствующим максимально возможному виброуплотнению грунта I_D при заданной внешней нагрузке, и величинам критического ускорения $\ddot{z}_{кр}$.

Коэффициент пористости e' определяют путем испытания монолитов грунта на действие достаточно интенсивных вибраций (при ускорениях до $2g$) при одновременной загрузке грунта давлением,

* См.: Бородачев Н. М. Динамическая контактная задача. — Изв. АН СССР. Механизмы и машины, 1964, № 2.

Допускаемые амплитуды колебаний фундаментов $A_{\text{доп}}$

Наименование машин	Число оборотов, об/мин	$A_{\text{доп}}$, мм
Машины с вращающимися частями (мотор-генераторы и др.)	> 750	0,10
	750—500	0,15
	< 500	0,20
Машины с кривошипно-шатунными механизмами (поршневые компрессоры, лесопильные рамы и др.)	600	0,10/0,05
	600—400	0,10—0,15/0,07
	400—200	0,15—0,25/0,10
	< 200	0,25 (0,3) *, 0,15
Кузнечные молоты:	—	0,8
б) в прочих грунтовых условиях	—	1,2
Фундаменты формовочных машин литейного производства	—	0,5

Примечания: 1. Для машин с кривошипно-шатунными механизмами в знаменателе указаны амплитуды колебаний второй гармоники.

2. Звездочкой отмечено значение для фундаментов высотой более 5 м.

вызываемым в рассматриваемом слое грунта внешней нагрузкой, и собственным весом грунта*.

Ускорение $\ddot{z}_{\text{кр}}$ находят по кривым виброуплотнения $I_D = f(\ddot{z}/g)$ как соответствующее началу интенсивного уплотнения грунта при вибрациях.

Полагают далее, что ускорения колебаний в неводонасыщенном грунте, вызываемые вибрацией фундаментов, по глубине убывают согласно зависимости

$$\ddot{z} = \ddot{z}_0 e^{-\beta z}, \quad (\text{VII.19})$$

где \ddot{z}_0 — ускорение на уровне подошвы фундамента; β — коэффициент затухания, принимаемый для песчаных грунтов равным 0,07—0,10 м⁻¹; z — глубина от подошвы фундамента.

Построив затем кривую изменения действующего ускорения по опытным данным и кривую критических ускорений \ddot{z} [по уравнению (VII.19)], находят (по О. А. Савинову) точку пересечения этих кривых, глубину расположения которой и принимают за мощность уплотняемой толщи H_d (рис. VII.16).

Считая, что грунты при вибрации могут уплотняться до коэффициента пористости e' и зная коэффициент пористости грунтов в ус-

* См.: Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. М., 1964, гл. IV.

ловиях их естественного залегания e_0 , осадку определяют, используя формулу (V.8), т. е.

$$s_{\max} = \sum_1^n h_i \frac{e_0 - e'}{1 + e_0}. \quad (\text{VII.20})$$

Здесь знак суммы должен быть распространен на все слои грунта h_i от подошвы источника колебаний до глубины H_d , соответствующей мощности виброуплотняемой толщи (рис. VII.16).

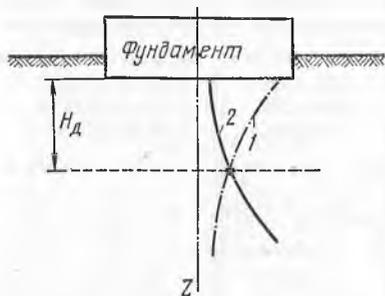


Рис. VII.16. Схема определения глубины зоны виброуплотнения H_d :

1 — кривая изменения ускорения \ddot{z} от источника колебания; 2 — кривая критических ускорений грунта $\ddot{z}_{кр}$

Условия разжижения водонасыщенных песчаных грунтов при вибрациях подробно исследовались проф. Н. М. Герсевановым * и проф. П. Л. Ивановым ** и было установлено, что наиболее часто разжижаются водонасыщенные мелкопесчаные грунты и пылеватые пески, имеющие рыхлое сложение.

Основным условием, исключающим разжижение грунтов, является отсутствие в грунтовой толще напряжений переменного знака.

Для случая действия сплошной равномерно распределенной разгрузки (собственный вес грунта) — постоянной p и периодически действующей — мгновенной p_t простейшим условием отсутствия разжижения грунта (если не учитывать в запас уплотнение грунта постоянной нагрузкой) будет соблюдение следующего условия:

$$\gamma' h_{\phi} (2\xi\pi + 1) - (p - p_t) \geq 0, \quad (\text{VII.21})$$

где γ' — объемный вес грунта (с учетом взвешивающего действия воды); h_{ϕ} — глубина заложения фундамента; ξ — коэффициент бокового давления грунта.

* См.: Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы Л., ОНТИ, 1937.

** См.: Иванов П. Л. Разжижение песчаных грунтов. М., 1962.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
ДЛЯ УГЛУБЛЕННОГО ИЗУЧЕНИЯ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

- Boussinesq I.* Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris, 1885. *Для ссылки*
- Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М., 1978. <
- Герсеванов Н. М. Собрание сочинений (т. I и II). М., 1958. <
- Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., 1973. >
- Saquist A., Kerisel J. Traité de Mécanique des sols. Paris, 1956. <
- Lambe J. W., Whitman R. V. Soil Mechanics. New York, 1969. <
- Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., 1968. <
- Основания и фундаменты/Под ред. проф. Д. А. Леонарда; Пер. с англ. проф. М. Н. Гольдштейна. — М., 1968, тл. I и II. <
- Павлюк Н. П. О колебаниях твердого тела, опирающегося на упругое основание. Л., 1933. <
- Прогноз скорости осадок оснований сооружений (консолидация и ползучесть многофазных грунтов)/ Н. А. Цытович, Ю. К. Зарецкий, М. В. Малышев и др.; Под ред. проф. Н. А. Цытовича. — М., 1967. <
- Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. М., 1960. <
- Тейлор Д. В. Основы механики грунтов. Пер. с англ./Под ред проф. Н. А. Цытовича. — М., 1960. >
- Терцаги К. Теория механики грунтов. Пер. с англ./Под ред. проф. Н. А. Цытовича. — М., 1961. <
- Terzaghi K., Peck R. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York, 1948. >
- Флорин В. А. Основы механики грунтов (т. I и II). М., 1959, 1961. >
- Харр М. Е. Основы теоретической механики грунтов/Пер. с англ. проф. М. Н. Гольдштейна. М., 1971. >
- Хоу Б. К. Основы инженерного грунтоведения. Пер. с англ./Под ред. проф. Н. Н. Маслова. — М., 1966.
- Цытович Н. А. Механика грунтов. 4-е изд. М., 1963.
- Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов (общая и прикладная). М., 1973.
- Черкасов И. И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве. М., 1976.
- Чеботарев Г. П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. Пер. с англ./Под ред. проф. Н. Н. Маслова. — М., 1968.
- Tschebotarioff Gr. P. Foundations, Retaining and Earth Structures. New York, 1973.
- Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов/Сокр. пер. с англ. проф. Н. Н. Маслова. — М., 1973.

Примечание. Работы, освещающие отдельные (частные) вопросы механики грунтов, см. в постраничных сносках.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Предисловие к третьему изданию	4
Введение (становление механики грунтов и роль отечественных ученых, значение предмета)	6

Глава I

Природа грунтов и их физические свойства

§ I.1. Естественноисторические условия формирования грунтов	9
§ I.2. Составные элементы грунтов	10
§ I.3. Структурные связи и строение грунтов	13
§ I.4. Физические свойства и классификационные показатели грунтов	16

Глава II

Основные закономерности механики грунтов

§ II.1. Сжимаемость грунтов. Закон уплотнения (сжимаемость грунтов; зависимость между влажностью, давлением и коэффициентом пористости; закон уплотнения; общий случай компрессионной зависимости; коэффициент бокового давления)	27
§ II.2. Водонепроницаемость грунтов. Закон ламинарной фильтрации (о начальном градиенте в глинистых грунтах; эффективные и нейтральные давления в грунтовой массе)	37
§ II.3. Контактное сопротивление грунтов сдвигу. Условия прочности (предельное сопротивление грунтов сдвигу при прямом плоскостном срезе; закон Кулона; различные случаи кривой предельных напряжений при сдвиге; испытания грунтов на сдвиг при простом и трехосном сжатии; иные методы испытания связных грунтов на сдвиг)	41
§ II.4. Структурно-фазовая деформируемость грунтов (общая зависимость между деформациями и напряжениями; принцип линейной деформируемости; деформируемость отдельных фаз грунта)	60
§ II.5. Особенности физико-механических свойств структурно неустойчивых просадочных грунтов (недоуплотненные грунты; мерзлые и вечномерзлые грунты)	66

Глава III

Определение напряжений в грунтовой толще

§ III.1. Распределение напряжений в случае пространственной задачи (действие сосредоточенной силы — основная задача; действие местной равномерно распределенной нагрузки; определение сжимающих напряжений по методу угловых точек; влияние площади загрузки; способ элементарного суммирования; примеры расчета)	75
§ III.2. Распределение напряжений в случае плоской задачи (действие равномерно распределенной нагрузки; главные напряжения; треугольная нагрузка; действие любой нагрузки, меняющейся по закону прямой; произвольный вид нагрузки)	91
§ III.3. Распределение давлений по подошве сооружений, опирающихся на грунт (контактная задача) (влияние неоднородности и анизотропии на распределение напряжений в грунтах; распределение сжимающих напряжений в слое грунта ограниченной толщины на несжимаемом основании; распределение напряжений от собственного веса грунта; некоторые общие выводы)	100

Теория предельного напряженного состояния грунтов и ее приложения

§ IV.1. Фазы напряженного состояния грунтов при возрастании нагрузки (механические процессы в грунтах; фазы напряженного состояния, поверхности скольжения)	109
§ IV.2. Уравнения предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов (угол наибольшего отклонения; условия предельного равновесия; дифференциальные уравнения равновесия грунтов в предельно напряженном состоянии)	113
§ IV.3. Критические нагрузки на грунт (начальная критическая нагрузка на грунт; предельная нагрузка для сыпучих и связных грунтов; некоторые сопоставления; примеры расчета)	117
§ IV.4. Об устойчивости массивов грунта при оползнях (причины нарушения устойчивости; устойчивость свободных откосов и склонов — элементарные задачи; некоторые строгие решения; метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения; оползни скольжения и оползни разжижения; расчет устойчивости прислоненных откосов и склонов любого очертания; о мерах борьбы с оползнями)	131
§ IV.5. Некоторые вопросы теории давления грунтов на ограждения (определение давления грунтов на подпорные стенки при допущении плоских поверхностей скольжения; определение давления грунтов на подпорные стенки по строгим методам теории предельного равновесия; графический метод определения давления грунтов на подпорные стенки)	142
§ IV.6. Давление грунтов на подземные трубопроводы	155

Деформации грунтов и расчет осадок фундаментов

§ V.1. Виды деформаций грунтов и причины, их обуславливающие	162
§ V.2. Упругие деформации грунтов и методы их определения (условия возникновения упругих деформаций в грунтах — метод общих упругих деформаций, метод местных упругих деформаций, обобщенные методы определения деформаций грунтов)	163
§ V.3. Одномерная задача теории компрессионного уплотнения (консолидации) грунтов (осадка слоя грунта при сплошной нагрузке — основная задача; изменение осадок во времени; предпосылки теории фильтрационной консолидации; дифференциальное уравнение одномерной задачи теории фильтрационной консолидации; другие случаи одномерной задачи консолидации; учет структурности грунтов и сжимаемости газосодержащей поровой воды; величина вторичной консолидации; примеры расчета)	171
§ V.4. Плоская и пространственная задачи теории фильтрационной консолидации грунтов (дифференциальные уравнения консолидации; действие равномерно распределенной нагрузки по прямоугольной площадке; осесимметричная задача теории консолидации)	187
§ V.5. Расчет осадок фундаментов по методу послойного суммирования (непосредственное применение одномерной задачи; влияние начального градиента напора; метод послойного элементарного суммирования — учет только осевых сжимающих напряжений, учет составляющих нормальных напряжений; расчет затухания осадок во времени; пример расчета)	192
§ V.6. Расчет осадок фундаментов по методу эквивалентного слоя грунта (вывод основной зависимости; изменение осадок во времени; определение активной зоны сжатия по методу эквивалентного слоя; приближенный учет ограниченности — конечной глубины — сжимаемой толщи; расчет осадок фундаментов на слоистой толще грунтов; некоторые сопоставления; примеры расчета)	202

Глава VI

Реологические процессы в грунтах и их значение

- § VI.1. Релаксация напряжений и длительная прочность связных грунтов (физические предпосылки; опытные исследования) 222
- § VI.2. Деформации ползучести грунтов и методы их описания (затухающая ползучесть; определение параметров экспоненциального ядра ползучести; установившаяся ползучесть при сдвиге; изменение вязкости грунтов в процессе сдвига) 226
- § VI.3. Учет ползучести грунтов при прогнозе осадок сооружений (одномерная задача теории ползучести квазиоднофазных, двухфазных и многофазных грунтов; инженерный метод прогноза суммарных осадок уплотнения и ползучести оснований фундаментов сооружений, некоторые выводы) 232

Глава VII

Вопросы динамики дисперсных грунтов

- § VII.1. Общие сведения о динамических воздействиях на грунт (динамические нагрузки, возникающие при работе неуравновешенных машин; сейсмические воздействия; сотрясения грунта, обусловленные движением транспорта; действие взрыва) 242
- § VII.2. Волновые процессы в грунтах при динамических воздействиях (модель идеально упругой среды; модель нелинейно упругой среды; волновые процессы в грунтах неводонасыщенных; экспериментальные кривые динамического сжатия грунтов) 246
- § VII.3. Изменения свойств грунтов при динамических воздействиях (уменьшение сопротивления сдвигу при вибрациях; виброуплотнение) 253
- § VII.4. Действие взрыва в грунтах 259
- § VII.5. Основные предпосылки учета динамических свойств грунтов при расчете фундаментов на колебания (основные предпосылки расчета; расчет осадок основания при вибрациях; условия разжижения водонасыщенных песчаных грунтов при вибрациях) 263
- Список рекомендуемой литературы для углубленного изучения механики грунтов 269

НИКОЛАЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ ЦЫТОВИЧ

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

(краткий курс)

Редактор Н. Н. Бородина. Художник А. Е. Коленков.
Художественный редактор Т. А. Дурасова. Технический редактор Л. А. Муравьева.
Корректор В. В. Кожуккина

ИБ № 1575

Изд. № Стр. 328. Сдано в набор 11.07.78. Подп. в печать 03.01.79. Т-03201. Формат 60×90^{1/16}. Бум. тип. № 1. Гарнитура литературная. Печать высокая. Объем 17,0 усл. печ. л. 17,75 уч.-изд. л. Тираж 50 000 экз. Зак. № 63. Цена 90 коп.

Издательство «Высшая школа».
Москва, К-51, Неглинная ул., д. 29/14

Ордена Октябрьской Революции, ордена Трудового Красного Знамени Ленинградское производственно-техническое объединение «Печатный Двор» имени А. М. Горького «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 197136, Ленинград, П-136, Галгичинская, 26

90к.

3

11

